

Stabilitetsanalyse av toløps-tunnel mellom Ranheim og Hommelvik for høyhastighetstog

Kristian K Dahl

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Krishna Kanta Panthi, IGB

Medveileder: Bjørn Erling Eggen, Jernbaneverket

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for geologi og bergteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU. Arbeidet med oppgaven har pågått våren 2013.

Hovedveileder for oppgaven er Krishna K. Panthi, førsteamanuensis ved intitutet for geologi og bergteknikk. Takk for veiledningen med oppgaven gjennom semesteret. Det har vært både utfordrene og svært lærerikt.

Oppgaven er utført i samarbeid med Jernbaneverket og Bjørn Erling Eggen. Takk for at du gjorde det mulig å skrive masteroppgave for Jernbaneverket. Det har vært en spennende og krevende oppgave, som har gitt meg mange nyttige erfaringer. Takk for all hjelp og støtte.

Jeg vil også takke Herman Messelt i Veidekke Entreprenør AS, som på kort varsel bidro med inngangsparametere og spørsmål til mengde og kostnadsberegningene.

Jeg vil også takke min samboer Anna Lindholm for all tålmodighet og støtte.

Til slutt vil jeg takke den flotte gjengen jeg satt sammen med på datasalen under oppgaveskrivingen. Det hadde vært veldig kjedelig her uten dere.

Trondheim 19. juni 2013

Kristian K. Dahl

Sammendrag

Jernbaneverket vurderer mulighetene for en flytogtrasé fra Trondheim til Værnes. Terrenget mellom Ranheim og Hommelvik er kuppert, og det ønskes derfor å vurdere ingeniørgeologiske forhold, byggetid og kostnader for en tunnel på strekningen.

I oppgaven er de ingeniørgeologiske forholdene i området undersøkt. Undersøkelsene er diskutert og knyttet opp mot både nasjonal og internasjonal teori. Det er fra tidligere bestemt at traséen skal vurderes med tanke på to parallelle enspors tunneler. For et slikt prosjekt er bygging med boring og sprengning, eller TBM de beste alternativene. Det er brukt numerisk modellering for å se på optimal avstand mellom tunnelene og sikringsomfanget. Dette er utført for den antatt svakeste bergmassen langs traséen. Sikringsomfang, byggetid og kostnader er beregnet for begge metodene.

Tunnelene vil møte svært varierende grunnforhold, med svært varierende bergmassekvalitet og ofte høy oppsprekking med varierende retning. Tunnelen er allikevel gunstig orientert i forhold til hovedsprekkeretningen. Det forventes ikke mye vann inn i tunnelen, men det kan oppstå stabilitetsproblemer på grunn av mye sleppemateriale.

Det forventes ikke deformasjoner i tunnelen. Avstanden mellom tunnellopene kan minst være 10 m ved bruk av TBM og 30 m ved boring og sprengning. Videre ut fra modelleringene har det vist seg at TBM-drevet tunnel vil kreve minst sikring. Driving med TBM gir en byggetid på 147 uker, mens med boring og sprengning vil det ta 209 uker. For TBM er de samlede kostnadene for driving og sikring antatt til å bli 1,45 milliarder NOK. Boring og sprengning gir en samlet kostnad på 1,67 milliarder NOK.

TBM har samlet sett gitt best resultater, og anbefales derfor til prosjektet. Det er allikevel kjent at TBM er en byggemetode med dårlig fleksibilitet, noe som i andre prosjekter har vist seg å gi langvarig driftsstans. Dersom det videre ønskes bygging med TBM anbefales det svært grundige forundersøkelser. Undersøkelsesomfanget er anbefalt til å være minst 17 millioner NOK.

Abstract

The Norwegian National Rail Administration (Jernbaneverket) is currently evaluating the possibility of a railway connection between Trondheim and Værnes for the Airport Express Train (Flytoget). The ground between Ranheim and Hommelvik is hilly, and therefore the engineering geological conditions, construction time and costs of a tunnel through this section should be looked at.

In this thesis the engineering geological conditions of the area are assessed. The results of the pre- investigations undertaken are discussed, in the light of national and international theory. It is predetermined that two one-track tunnels are to be constructed if the project is approved. The best excavation alternatives for a project like this, is excavation by TBM (Tunnel Boring Machine) or conventional drill and blast excavation. The optimal distance between the tracks and the support design, have been analyzed by numerical modeling. It is assumed in these models that the rock mass strength corresponds to the weakest rock mass registered at site. In addition, the support design, costs and construction time associated with the excavation methods are estimated.

The tunnels will most likely encounter vary variable ground conditions with very variable rock quality. The rock mass is often heavily jointed and the orientation of the joints is variable. The tunnel is however favorably aligned with respect to the orientation of the dominant discontinuities intersecting the tunnel. Challenging water conditions are not expected, though gauge material combined with water on joints, may cause instability. Based on numerical modeling no deformations of the tunnel profile are expected. The minimum distance between the tunnel tracks is 10 m for TMB excavation, while the minimum distance for drill and blast excavation is 30 m.

The modeling has proved that the support measures for a TBM excavated tunnel will be least extensive compared to drill and blast. The construction time is estimated to 147 weeks for TBM with costs of 1,45 billion NOK, and 209 weeks for drill and blast with costs of 1,67 billion NOK. The TBM alternative has proved to provide the most favorable results, and is therefore recommended for this project. However, is known that TBM represents a construction method of poor flexibility, which has even caused prolonged break downs. If construction of the tunnel with TBM is decided, then extremely thorough pre-investigations should be undertaken. The extent of the investigations should amount to a total cost of at least 17 million NOK.

Innholdsfortegnelse

1. Innledning.....	1
1.1. Bakgrunn	1
1.2. Resultater fra prosjektoppaven og valg av masteroppgave	2
1.3. Begrensninger	3
1.4. Metoder og materiale.....	4
2. Geologiske forhold langs traséen	5
2.1. Generelt	5
2.2. Topografi	6
2.3. Geologiske hovedtrekk	7
2.4. Områdets bergarter	8
3. Teori	13
3.1. Oppsprekking i bergmassen.....	13
3.2. Svakhetssoner	14
3.2.1. Svake bergartslag	14
3.2.2. Tektoniske bruddsoner	15
3.2.3. Isbrens erosjon.....	16
3.2.4. Svakhetssonenes fallvinkel	16
3.3. Sleppematerialer	17
3.3.1. Svelleleire.....	18
3.4. Vannforhold i bergmassen.....	19
3.4.1. Dypforvitring.....	21
3.5. Spenninger	23
3.5.1. De ulike spenningsforholdene	23
3.5.2. Spenningsrelaterte problemer	25
3.5.3. Spenningsfordeling rundt sirkulære bergrom.....	29
3.5.4. Sprengningspåvirkning.....	32

3.5.5.	Pilarer	32
3.5.6.	De horisontale spenningene.....	35
3.6.	Sikring	36
3.6.1.	Bergmasse i forhold til sikringens funksjon.....	36
3.6.2.	Sikring av leirsoner	37
3.6.3.	Utstøpning	39
3.6.4.	Armerte sprøytebetongbuer.....	41
3.6.5.	Sikring foran stuff	42
3.6.6.	Injeksjon	44
3.6.7.	Krav fra Jernbanelovets Teknisk regelverk.....	44
3.7.	Q-metoden	46
3.7.1.	Generelt	46
3.7.2.	Sikring i henhold til Statens vegvesen håndbok 021.....	47
4.	Ingeniørgeologiske aspekter for dette prosjektet	49
4.1.	Mekaniske egenskaper til bergartene	49
4.1.1.	Beskrivelse av bergartene langs traséen.....	49
4.1.2.	Bergartenes styrkeegenskaper	50
4.2.	Sprekker.....	54
4.2.1.	Beskrivelse av sprekkeene i de ulike bergmassene.....	54
4.3.	Svakhetssoner	56
4.4.	Feltarbeid	57
4.4.1.	Resultater.....	57
4.5.	Erfaringer fra nærliggende prosjekter.....	61
4.5.1.	Gevingåsen	61
4.5.2.	Væretunnelen	64
4.5.3.	Brattsberg kraftverk.....	64
4.5.4.	Stavsjøtunnelen	65

5.	Gjennomgang av lange jernbanetunneler	67
5.1.	Bakgrunn	67
5.2.	Design	67
5.3.	AlpTransit: Gotthardtunnelen	69
5.3.1.	Geologi langs traséen	71
5.3.2.	Geologiske risikoer	72
5.3.3.	Tunneldesign og drivemetode	73
5.3.4.	Sikring	75
5.3.5.	TBM mot boring og sprengning	78
5.4.	Romeriksporten	78
3.2.1.	Geologi langs traséen	79
5.4.1.	Tunnel design	80
5.4.2.	Driving	81
5.4.3.	Forundersøkelser	85
5.4.4.	Forhold under driving	85
5.4.5.	Erfaringer	87
6.	Drivemetoder	91
6.1.	TBM	91
6.2.	Boring og sprengning	92
6.3.	TBM vs. Boring og sprengning	93
6.3.1.	Fremdrift	93
6.3.2.	Sikring	95
6.3.3.	Design	96
6.3.4.	Investering	97
7.	Analyse av sikring	99
7.1.	Geometrisk design	99
7.2.	Analyse av tunnelklasse ved bruk av Q-verdier	102

7.3.	Avstand mellom tunnellopene	104
7.4.	Deformasjoner i bergmassen	104
7.4.1.	Tektoniske spenninger.....	104
7.4.2.	Beregning av deformasjon	105
7.5.	Numerisk modellering	106
7.5.1.	Introduksjon av numerisk modellering	106
7.5.2.	Bakgrunn for modellering	107
7.5.3.	Oppsett av modell og inngangsparametere	108
7.5.4.	Simulering av tunnelene.....	112
8.	Diskusjon om stabilitet og sikring.....	117
8.1.	Ingeniørgeologiske forhold.....	117
8.1.1.	Sprekker	117
8.1.2.	Svakhetssoner	118
8.1.3.	Sleppemateriale	118
8.1.4.	Vannforhold på tunnelnivå.....	119
8.2.	Analysemodeller og beregninger	120
8.2.1.	Deformasjon	120
8.2.2.	Avstand mellom tunnelene.....	120
8.2.3.	Sikring av grønnsteinen.....	121
8.2.4.	Usikkerheter i analysene	122
8.2.5.	Sikringsbehov for de ulike drivemetodene.....	122
8.3.	Bergsikring	123
8.3.1.	Svakhetssoner.....	123
8.3.2.	Vannsikring	123
8.3.3.	Q-verdier	124
8.4.	Design.....	125
8.4.1.	Tverrslag.....	125

8.4.2. Tverrsnitt	125
9. Mengde og kostnadsberegninger	127
9.1. Grunnlag	127
9.2. Beregning av mengden masse som må lastes ut	127
9.3. Byggetid og kostnader ved boring og sprengning	127
9.4. Byggetid og kostnader med TBM	130
9.5. Tverrslag mellom tunnellop	131
9.6. Diskusjon om valg av byggemetode	131
10. Konklusjon	135
Bibliografi	137

Vedleggsliste

Vedlegg 1	A
Vedlegg 2: GSI.....	B
Vedlegg 3: Mengde- og tidsbruk.....	C
Vedlegg 4: Kostnad boring og sprenging.....	D
Vedlegg 5: Sikringskostnad TBM.....	E
Vedlegg 6: Inngangsparameter for TBM i FullProf.....	F

Figurliste

Figur 1: Reklameskiltet på Værnes viser potensiale for et flytog til Værnes (Foto: Kristian Dahl).....	2
Figur 2: Kart over de to alternativene som ble vurdert i prosjektoppgaven av undertegnede, høsten 2012. Masteroppgaven tar for seg alternativ 2.	3
Figur 3: Vestre delen av traséen. Ranheim skimtes nederst i høyre på bildet. Bildet er tatt i sør-østlig retning (Google earth, 2010).	6
Figur 4: Illustrasjon over Vikhammer. Bildet er i retning sør (Google earth, 2010).	7
Figur 5: Berggrunnskart over traséens vestre og midtre del (Grenne, et al., 2003)	10
Figur 6 (Wolf, 2005)	12
Figur 7: Inndeling av knusningssoner (Nilsen & Broch, 2009).	15
Figur 8: Forholdet mellom kløftens form og forløp (Nilsen & Broch, 2009).	17
Figur 9: Bilde av raset i Hanekleivatunnelen fra 25. Desember 2006. Foto: Bjørn Fredriksen, Jarlsberg	18
Figur 10: områder med rester av subtropisk dypforvitring og mye leirholdig berggrunn (Olesen & Rønning, 2008).	22
Figur 11: Prinsippskisse på hvordan tunnelproblemene i dypforvitringssoner kan variere med dypet. En og samme tunnel kan ha samme problemer dersom høyden på overdekningen varierer langs tunneltraséen (Olesen, et al., 2007).	23
Figur 12: Spenningsendringer i forbindelse med daler (Myrvang, 2011).	24
Figur 13: Spenning ved en knusningssone (Myrvang, 2011).	25
Figur 14: De skraverte områdene viser bergtrykksproblemer i et bergrom med varierende orientering av største hovedspenning (Nilsen & Broch, 2009).	25
Figur 15: Omtrentlig forhold mellom tøyning/deformasjon og graden av vanskelighet knyttet til tunneldeformasjoner. Dette gjelder for tunneler uten sikring (Hoek & Marinos, 2000).	27
Figur 16: Spennings situasjon rundt et sirkulært hull (Myrvang, 2011).	30
Figur 17: Opprinnelig spennings situasjon (Myrvang, 2011).	31
Figur 18: Spenningsfordeling etter at en plastisk sone er dannet (Myrvang, 2011).	32
Figur 19: Spenningsfordeling i en pilar (Myrvang, 2011).	33
Figur 20: Spenning gjennom en pilar ved oppsprukket sone i det ytterste sjiktet av to parallelle tunneler (Myrvang, 2011).	34
Figur 21: Videre oppsprekking innover i pilaren vil endre spenningstoppen til sentrum av pilaren (Myrvang, 2011).	34

Figur 22: Retning av horisontalspenninger i Norge (Myrvang, 2011).....	35
Figur 23: Svakhetszone i en hard oppsprukket bergmasse der en lokal bergforsterkning er mulig som permanent sikring (Sve, et al., 2008)	36
Figur 24: Midlertidig sikring med forbolter, radielle bolter og sprøytebetong. Permanent sikring med plasstøpt hvelv (Sve, et al., 2008).	36
Figur 25:Metode for forsegling av mindre slepper med svelleleire (Nilsen & Broch, 2009)..	38
Figur 26 viser hvor langt en bør regne med å utføre sikring langs en svakhetszone som krysser tunnelen skrått (Loftesnes & Tyssekvam, 2011).....	39
Figur 27: Skisse av eksempel på drenert betongutstøpning (Sve, et al., 2008).....	40
Figur 28: Prinsippskisse av vanntett udrenert betongutsøpning (Sve, et al., 2008).	41
Figur 29 viser til venstre armerte sprøytebetongbuer sett innenfra tunnelen. Til høyre kan man se et snitt av en sprøytebetongbue (Sve, et al., 2008).	42
Figur 30: Eksempel på montering av forbolter (Sve, et al., 2008).....	43
Figur 31: Typiske variasjonsbredde for tverrkontraksjonen (Poissons forholdstall) for enkelte bergarter (Gercek, 2006)	53
Figur 32: Sprekkerose fra kartlegging av strøk og fall fra sprekker og foliasjonsplan målt i felt.....	58
Figur 33: Lokasjon 9	59
Figur 34: Lokasjon 3	59
Figur 35 Lokasjon 7	60
Figur 36 Lokasjon 8	60
Figur 37: Plassering av de nærliggende tunnelene.....	61
Figur 38: Kart over traséene Gotthard og Lötschberg (Loew, et al., 2000).	69
Figur 39 viser oversikt over Gotthardtunnelen med tilhørende tverrslag (AlpTransit Gotthard Ltd, 2012).	70
Figur 40: Geologisk profil langs Gotthard tunnelen (Loew, et al., 2000).....	71
Figur 41: Vertikalprofil over traséens overdekning og tverrslag (Cooper, 2013).....	74
Figur 42 Bildet til venstre viser berget og stålringen før deformasjon. Til høyre ser vi hvordan stålringen tar opp trykket fra berget etter deformasjon (Ehrbar, 2008).	76
Figur 43 viser tunnelkledningen brukt i Gotthardtunnelen (AlpTransit Gotthard Ltd, 2012).	77
Figur 44: Forenklet geologisk kart over Romeriksporten tunnel (Holmøy, 2008).	79
Figur 45: Tverrsnitt for vanntett betongutforing (NSB Gardemobanen A/S og Scandinavian Rock Group, 1994).....	80

Figur 46 viser omlastningsarrangementet og hvordan utkjøringen av de sprenge masse ble utført (Schanke & Rønn, 1997).	81
Figur 47 viser kart over traséen til Romeriksporten og de oppdelte områdene (Schanke & Rønn, 1997).	82
Figur 48: Illustrasjon over grunnvannsforholdene tunnelen Romeriksporten møtte. Statlige innstrømningsgrenser i tunnelen for grunnvannet er vist i 3 ulike seksjoner (Beitnes, 2002).	86
Figur 49: Bilde er tatt av Puttjern som ligger over Romeriksporten. Tjernet ble nesten drenert på grunn av lekkasje i tunnelen. Dette var en av grunnene som ga den store negative omtalen om byggingen av Romeriksporten (Foto: L, Eriksen).	88
Figur 50 viser en TBM fra siden, hvor høyre delen av bildet er stoffen (AlpTransit Gotthard Ltd, 2012).	92
Figur 51: Bore- og sprengesyklus (Sandvik Tamrock Corp., 1999)	92
Figur 52: Maskinutnytting for en «hard rock» TBM med diameter på 3,5 m.	93
Figur 53: Forhold mellom inntrengningsrate og fremdrift i forhold til Q-verdi, ved driving med TBM (Barton, 1999).	94
Figur 54: Hypotetisk sammenligning mellom fremdriften mot Q-verdi for TBM og boring og sprengning (Barton, 1999).	95
Figur 55: Fullprofilboret tunnel linet med betongsegmenter. Foto: Herrenknecht AG.	96
Figur 56: Profil over enkeltsporet tunnellop ved boring og sprengning, tilsendt av Bjørnar Gammelsæter, ingeniørgeolog fra Jernbaneverket på follobaneprosjektet (Gammelsæter, 2013).	100
Figur 57: Profil over enkeltsporet tunnellop ved TBM drift, tilsendt av Bjørnar Gammelsæter, ingeniørgeolog fra Jernbaneverket på follobaneprosjektet (Gammelsæter, 2013).	101
Figur 58: Tunneltraséen gjennom Grønnsteinen/Basalten. Den største overdekningen på strekningen.	108
Figur 59: Bruddriterier over bergmasser med god og gjennomsnittlig kvalitet. Kurven viser vesentlig reduksjon i bergarten etter brudd (Hoek, 2009).	109
Figur 60: Oversikt over oppsett av nodene og størrelsen på domenet.	111
Figur 61: Største hovedspenning rundt tunneler drevet med boring og sprengning, modellert i Phase ² .	112
Figur 62: Største hovedspenning rundt tunneler drevet med TBM, modellert i Phase ² .	112
Figur 63	113
Figur 64	113
Figur 65	114

Figur 66: Volumetrisk tøyning for tunnel drevet med TBM og ved boring og sprengning...	114
Figur 67 Viser bergmassen rundt tunnelen som har gått i brudd	115
Figur 68: Bildet til venstre viser tunnelen sikret med endeforankrede bolter, mens bildet til høyre viser fullt innstøpte bolter. Sprøytebetongen har tykkelse 100 mm og bolteavstanden 1,5 m i henhold sikringen anbefalt i SVV håndbok 021 (2010).	116
Figur 69: Tunnelene modellert med innstøpte gitterbuer (etter Phase ² standard). Betongtykkelse 250 mm. Forsøk på å etterligne kravene til tunnelklasse E i henhold til SVV håndbok 021 (2010).	116
Figur 70: Sammenligning av tunnelklasse fra kartlegging av Q-verdi for Gevingåsen og traséen mellom Ranheim og Hommelvik.....	125
Figur 71: Punkt A viser mulig påhugg for tverrslag.	128
Figur 72 viser tverrslagets lengde ned til tunnelen ved en helning på 18 grader.	128

Tabelloversikt

Tabell 1: Veksling mellom bergarter langs traséen fra vest mot øst.....	8
Tabell 2: Forhold mellom deformasjon og vanskeligheter (Hoek & Marinos, 2000).....	28
Tabell 3: Anbefaling av sikring foran stuff som resultat av Q-verdi (Sve, et al., 2008).....	42
Tabell 4: Sammenheng mellom bergmasseklasser og sikringsklasser for permanent sikring anbefalt av Jernbaneverket og Statens vegvesen (Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2010). .	47
Tabell 5: Verdier hentet fra (Hoek, 2009).....	51
Tabell 6: Verdier hentet fra Håndbok No 2 Tetthet (γ), Poissons forholdstall (ν),.....	51
Tabell 7: Drilling rate index, Bit wear index og tetthet funnet ved laboratorieforsøk. Tallene i parentes viser den tilhørende bergartsgruppen som er markert på vedlagt kart (Dahl & By, 1983; Blindheim & Aagaard, 1982).....	52
Tabell 8: Poissons forholdstall fra bergartene langs traséen. Anslått til å ligge mitt på variasjonsbredden til verdiene gitt i Figur 31, ut i fra forsøk utført på gråvakken i østre delen av traséen.....	54
Tabell 9: Målinger av Q-verdi fra feltkartlegging. Lokasjonen er vist på vedlagt kart.	57
Tabell 10 viser omfanget av bergsikring angitt i kontraktsgrunnlaget for hovedtunnel, tverrslag og rømningstunnellene, og medgått sikring (Loftesnes & Tyssekvam, 2011).....	63
Tabell 11: Andelen av tunnelen delt opp i Tunnelklasse (Jernbaneverket Utbygging, 2010). 63	
Tabell 12: Ulike tunnelsystemer som ble vurdert for Follobanen (Kalager, 2009).	68
Tabell 13 (Alptransit Gotthard Ltd, 2013)	75
Tabell 14 (Alptransit Gotthard Ltd, 2013)	75
Tabell 15 viser de totale mengdene ved gjennomslag i forhold til de som var beskrevet i kontrakten (Schanke & Rønn, 1997).....	83
Tabell 16: Den kontrakterte og utførte sikringen i seksjon D (Schanke & Rønn, 1997).	83
Tabell 17: Salvesykluser i godt og dårlig fjell (Schanke & Rønn, 1997)	84
Tabell 18: Viser Q- verdiene sortert etter antatt bergart og etter rekkefølge fra vest mot øst. Lokasjonen kan også finnes på vedlagt kart.....	102
Tabell 19: Antatt tunnelklasse for de ulike bergartsfordelingene langs traséen.....	103
Tabell 20: Alternative avstander mellom tunnellopene	104
Tabell 21: Tektoniske spenninger målt i Oppdølsstranda veitunnel 11 (Stormyr, 2012).	105
Tabell 22: Beregning av tøyning i vestre delen, km 3,08-3,76	105
Tabell 23: Inngangsparametere for grønnsteinen studert i Phase ²	111
Tabell 24: Klassifisering av bergmassene langs traséen.	124

Tabell 26: Sikringsomfanget hovedsakelig for drift ved boring og sprengning.	127
Tabell 26: Sammendrag av beregnet kostnad og tid for drivingen av hovedtunnelene ved boring og sprengning.....	129
Tabell 27: Beregning av tid ved drift på hovedtunnel.....	129
Tabell 29: Tid og kostnad for tverrslaget fra dagen og inn til traséen.	129
Tabell 30: Drive og sikringskostandene ved bruk av TBM.	130
Tabell 31: Tid og kostnad for driving av tverrslag mellom tunnellopene.....	131

1. Innledning

1.1. Bakgrunn

Stjørdal, Malvik og Trondheim har i perioden fra 2000 til 2010 hatt en befolkningsvekst på til sammen 15 %. Fra disse kommunene forventes det en vekst på 52 % i den kommende 30-år perioden. Pendlingen mellom kommunene på strekningen er høy sammenlignet med hva som er typisk i Norge (Statens vegvesen og Jernbaneverket, 2011). Det er forventet at antall flyreisende skal øke i årene fremover. NSB ønsker å forsterke sin konkurransemessige posisjon på strekningen Trondheim- Værnes i forhold til bil og buss. Jernbaneverket ønsker derfor å se på muligheten for høyhastighetsbane for flytog på strekningen. Det må derfor vurderes nye traséer på strekningen slik at toget kan gå kortest mulig vei med en hastighet på opptil 250 km/t.

Dagens trasé følger strandsonen langs hele strekningen og har dårlig horisontalkurvatur, med kurveradier i området 300- 500 m som tillater en snitthastighet på rundt 91 km/t. På strekningen er det 13 planoverganger hvor bare én er sikret med automatisk helbom og resten er uten sikring. På nye banestrekninger skal det ikke forekomme kryssinger (NSB Bane Region Nord, 1996).

Jernbaneverket ønsker å se på muligheten for flytog mellom Trondheim og Værnes. Avinor har et stort mål om å bygge ut Værnes, som vist i Figur 1. Det er ønsket om å etablere en Airport City rundt flyplassen. Det er blant annet laget en fremtidsskisse for hvordan dette kan se ut (Cadamarteri, 2013). Det er derfor foreslått en flytogtrasé som går strekningen Klett- Heimdal- Trondheim Sentralstasjon- Ranheim- Værnes, med kun stopp på de nevnte holdeplassene. For at reisetiden mellom Trondheim S og Værnes skal være raskest mulig bør Jernbaneverket bygge en liknende trasé mellom Ranheim og Hommelvik slik alternativ 2 er presentert i Figur 2.

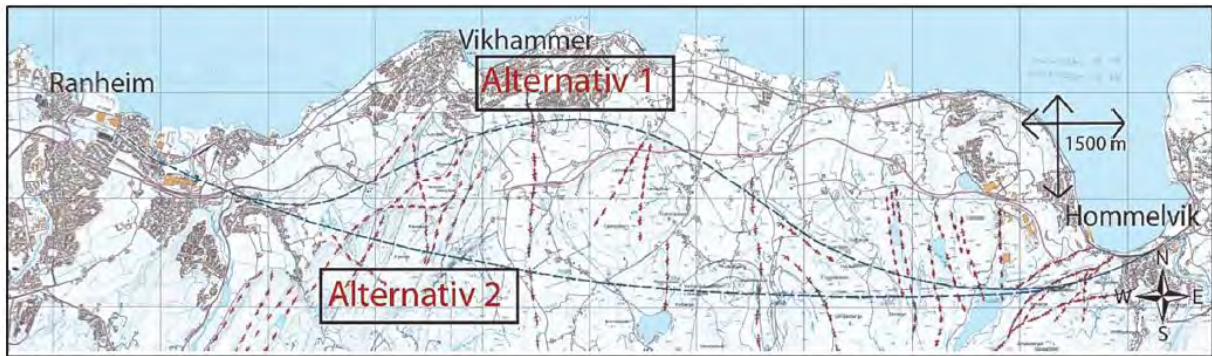


Figur 1: Reklameskiltet på Værnes viser potensiale for et flytog til Værnes (Foto: Kristian Dahl).

Det er mange utfordringer knyttet til bygging av lange tunneler. Flere aspekter må evalueres før byggingen kan starte. En av de viktigste er de ingeniørgeologiske forholdene, som er svært utslagsgivende for valg av byggemetode, byggetid og kostnader. Byggingen av tunnel mellom Ranheim og Hommelvik vil bli et stort og omfattende prosjekt som vil berøre og engasjere mange. Det er derfor ekstra viktig å unngå overraskelser som kan gi økt kostnader, byggetid eller skader på omgivelsene. Det bør derfor stilles store krav til undersøkelser og evalueringer.

1.2. Resultater fra prosjektoppgaven og valg av masteroppgave

Det ble under prosjektoppgaven høsten 2012 undersøkt muligheten for tunnel langs to alternative traséer vist i Figur 2. Det ble konkludert med at begge alternativene var gjennomførbare med tanke på fjelloverdekning. Det ble konkludert med at dersom det skulle bygges høyhastighets flytogbane var alternativ 2 det beste, både med tanke på usikkerhet til god fjelloverdekning, horisontalkurvatur, retning på sprekker og svakhetssoner. Det ble også sett på som umulig å stoppe i Vikhammer dersom toget skulle oppnå hastigheter mot 250 km/t. Siden toget bruker rundt 12 km på å akselerere opp til 250 km/t, og over halve strekningen på nedbremsing.



Figur 2: Kart over de to alternativene som ble vurdert i prosjektoppgaven av undertegnede, høsten 2012. Masteroppgaven tar for seg alternativ 2.

Det ble utført klassifisering av prosjektet etter geoteknisk kategori. Ut i fra de varierende geologiske egenskapene og uforutsigbarheten som viste seg i Væretunnelen, ble vanskelighetsgraden klassifisert som middels. Grunnen til at den ikke ble klassifisert som høy, skyldtes at geologien er lettere tilgjengelig enn f.eks. en undersjøisk tunnel, samtidig som det foreligger mye erfaringer fra flere tunneler i området. Prosjektet ble gitt høyeste pålitelighetsklasse, som anbefales for alle jernbanetunneler i henhold til Statens vegvesen håndbok 021 (2010). Prosjektet ble derfor plassert i geoteknisk kategori 2/3.

Det ble også anbefalt et omfanget av undersøkelsene ved plassering av prosjektet i en undersøkelsesklasse gitt i publikasjon nr. 101, utviklet av Palmstrøm, et al. (2003). Dette omfanget ble anbefalt til å være 2,2 % av sprengningskostnadene. Det antas at det samme fortsatt vil gjelde for prosjektet. For begrunnelse av undersøkelsesklassen, se prosjektoppgaven.

1.3. Begrensninger

Det er valgt å ikke vurdere geoteknisk kategori og undersøkelsesklasse i masteroppgaven, da dette ble utført i prosjektoppgaven av undertegnede. Prosjektoppgaven omfattet samme prosjekt og selv om de økonomiske kostnadene ble utført på en mye enklere måte, har de vist seg å stemme ganske bra med resultatene i denne oppgaven.

1.4. Metoder og materiale

I oppgaven presenteres de ingeniørgeologiske aspektene langs traséen. For å kunne vurdere ulike byggeforholdene skal benyttes tilgjengelig materiale fra nærliggende undergrunnsanlegg. Det skal utføres egne feltundersøkelser i området, for å gi kandidaten feltefaringer. Ved å sammenligne undersøkelsene med erfaringer fra tidligere undergrunnsprosjekter i området, samt nasjonal og internasjonal teori innen ingeniørgeologi, vil kandidaten bedre forstå forholdene langs traséen og belyse dette. Videreføring av laboratorieundersøkelser og kartgrunnlag fra prosjektoppgaven er nyttig å videreføre i masteroppgaven for å vurdere gi ingeniørgeologiske forholdene.

To ulike byggemetoder skal redegjøres og vurderes for prosjektet. Det skal også redegjøres for to store tunnelprosjekter for høyhastighetstog. Ved bruk av numerisk analyse i Phase² skal det beregnes optimal avstand mellom de to parallelle tunnellopene i den svakeste bergmassen langs traséen. For denne bergmassen skal det også utføres stabilitetsanalyser for å kunne anslå sikringsbehovet og forskjellene med de to ulike byggemetodene. Det skal beregnes et sikringsomfang for de to byggemetodene for hele tunnelen, men grunnlag i den innsamlede erfaringen fra kartleggingen, modelleringen, ingeniørgeologisk teori og andre lange tunneler for høyhastighetstog. Dette skal være grunnlaget for en kostnads- og mengdekalkyle for tunnelene, som kan gi en indikasjon på den beste byggemetoden for prosjektet.

2. Geologiske forhold langs traséen

2.1. Generelt

For vestre del og størstedelen av traséen er NGU's berggrunnskart over Trondheim (Grenne, et al., 2003) lagt til grunn for bestemmelse av geologien på tunnelnivå. For østre del er NGU's berggrunnskart over Stjørdal (Wolf, 2005) lagt til grunn. Det er også benyttet rapporter fra utbygging av E6, Væretunnelen, Stavsjøtunnelen og planene for Leistadtunnelen sammen med befaring langs deler av traséen. Det har vært vanskelig å sammenligne undersøkelsene fra de eksisterende veitunnelene og bergartsnavnene fra NGU's berggrunnskart, da det ofte har blitt brukt ulike navn på bergartene og skillet mellom typen bergart. Det er valgt å følge NGU's berggrunnskart ved navngivningen og plasseringen av bergartsgrensene i dagen. De berggrunnsgeologiske kartene til NGU samsvarer heller ikke så godt ved overlapping, men det er forsøkt å gjøre overlappen mest mulig riktig. Vedlagt følger vertikalprofil og sammensatt geologisk oversiktskart med illustrasjon over traséen og de ulike lokasjonene hvor det er utført befaringer og undersøkelser. På dette kartet er det brukt NGU sin navngivning av bergartene. Kartet inneholder også kartlagte svakhetssoner.

De tolkede plasseringene av svakhetssoner og bergartsgrenser er bestemt ut fra depresjoner i terrenget og erfaringer fra de tidligere rapportene som omfatter tunnelene langs E6 i området. De tolkede sonene og grensenes plassering er vist i vedlagt vertikalprofil.

Store deler av strekningen ligger under tykke løsmassedekker. Her er det vanskelig å bestemme helt sikker dybde til fjell, men det er gjort antagelser ved hjelp av eksisterende undersøkelser og feltkartlegging i området.

Kilometreringen som er brukt i denne oppgaven starter på null der traséen tar av fra dagens spor, rett nord for Ranheim fabrikk. Traséens beliggenhet er bestemt av undertegnede i oppdrag fra Jernbaneverket. Det er tatt hensyn til optimal kurvatur for å oppnå 250 km/t, god fjelloverdekning og optimal vinkel mot svakhetssoner. Det er antatt at tunneltraséen vil ligge omtrent på kote +10 m, da den ligger på kote +15 m der den tar av dagens trasé ved Ranheim, og på kote +6 m der den går inn på dagens trasé i Hommelvik.

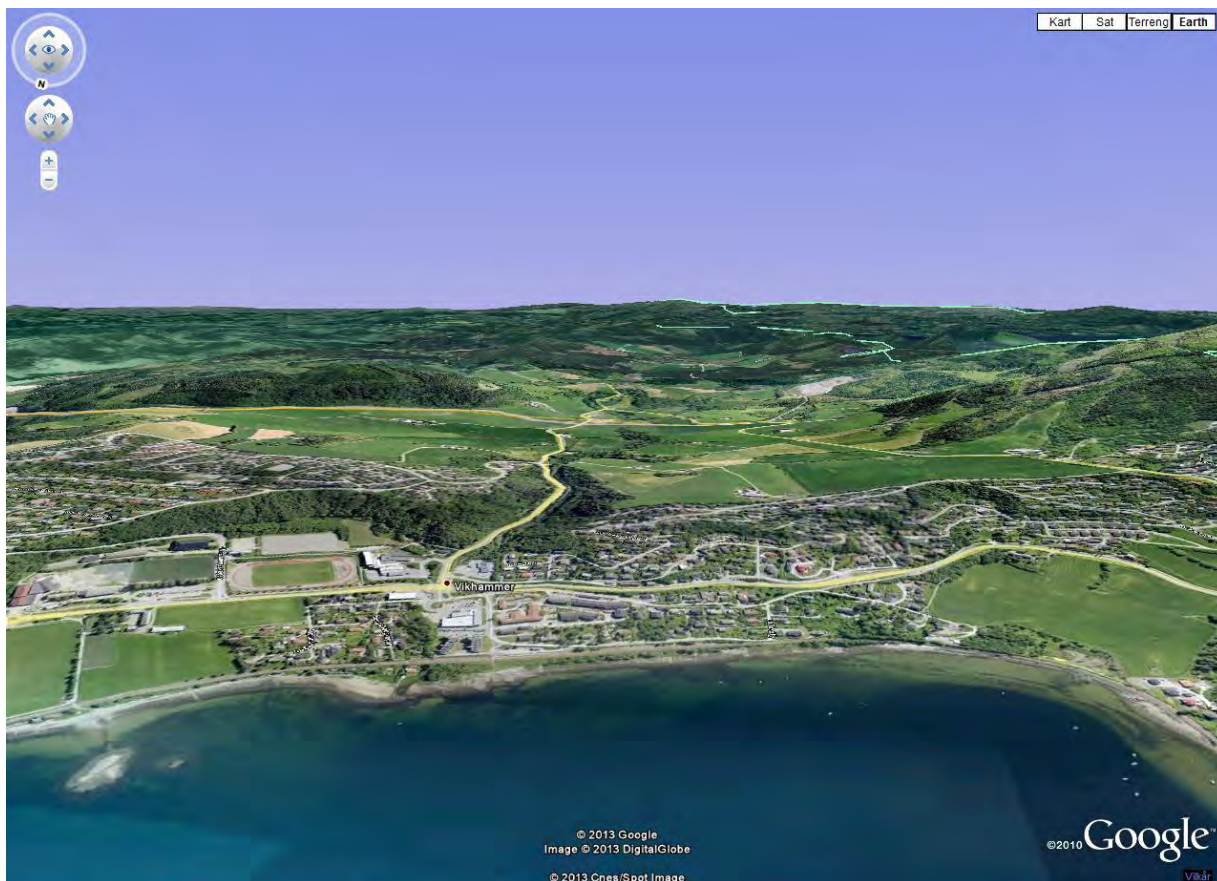
2.2. Topografi

Tunnelen er tenkt å gå parallelt med fjorden i øst-vest retning slik som vist i alternativ 2. Terrenget i området er noe kupert, men de største dalene er flyt med løsmasser. Terrenget vil ha en økende høyde sørover, med avtagende løsmassedekke. Dette er grovt sett tilfellet langs hele strekningen. Figur 3 og 4 viser en illustrasjon over vestre og midtre delen av traséen. Illustrasjonene gir et inntrykk av terrenget som traséen går igjennom.

Grunnen veksler mellom bart fjell og tykt løsmassedekke. Overdekningen for tunnelen ligger mellom 95-360 m. Storelva (kote +100) og Sagelva (kote +95) ser ut til å være de mest kritiske områdene med tanke på god fjelloverdekning (Skog og landskap, Statens vegvesen og Statens kartverk, 2010)



Figur 3: Vestre delen av traséen. Ranheim skimtes nederst i høyre på bildet. Bildet er tatt i sør-østlig retning (Google earth, 2010).



Figur 4: Illustrasjon over Vikhammer. Bildet er i retning sør (Google earth, 2010).

2.3. Geologiske hovedtrekk

Trondheimsfeltet er en av hovedprovinserne innen den Kaledonske fjellkjede i Norge. Bergartene er vesentlig av Kambro-silurisk alder og er for det meste sedimentære eller vulkanske opprinnelse med varierende grad av metamorfose. Feltets bergarter er sterkt foldet i flere faser og sammen med flere faser av overskyvninger gjør dette at tektonikken er komplisert.

Bergartene i området hvor traséalternativene er lagt tilhører de overskjøvnede bergartene i Trondheimsdekket. Undergruppen kalles Øvre og Undre Hovingruppe, og består av bergarter fra under-mellomordovicisk alder (Wolff, 1979). Bergartene er trolig dannet i en tidlig fase av den kaledonske fjellkjedefoldningen. Basaltutbrudd fra lavaer etterfulgt av sedimentasjon hvor bergartene senere har undergått regionalmetamorfose i annen del av fjellkjededannelsen. Nedfolding, omkrystallisering og senere heving. Foldningen av bergartene har skjedd etter en akse som går NNØ-SSV (Aagaard, 1981).

2.4. Områdets bergarter

Området består av lavmetamorfe bergarter for det meste sedimentære, men også noe vulkansk opprinnelse. Fordi bergartene er dannet noenlunde samtidig og har gjennomgått samme metamorfose, er bergartsgrensene mellom de forskjellige formasjonene vanskelig å bestemme. Men grensene kan ha stor innvirkning på drifts- og stabilitetsforhold. (Aagaard, 1981).

Tabell 1 viser en relativ hyppig veksling mellom bergartene, men flere av bergartene har flere likhetstrekk. Tabellen viser også den målte og antatt fjelloverdekningen til tunnelen. God fjelloverdekningen var ett av områdene det ble lagt mest fokus på under Prosjektoppgaven.

Tabell 1: Veksling mellom bergarter langs traséen fra vest mot øst.

Kilometrering på tunnelnivå (Tatt fra vedlagt vertikalprofil)	Bergartstype	Fjelloverdekning (m) (Enkelte områder er det antatt over fjelloverflaten går. Dette skyldes løsmasser på overflaten.)
0,8- 2,56	Gråvakke	0-120
2,56-3,08	Sandstein og skifer	120-220
3,08-3,76	Basalt (omvandlet)	220-350
3,76-4,00	Sandstein	230-340
4,00-4,43	Ryolitt	190-230
4,43-4,60	Mørk fyllitt	200-230
4,60-6,45	Ryolitt	(Antatt 60)-160
6,45-7,28	Mørk fyllitt	120-210
7,28-7,73	Ryolitt	165-210
7,73-8,85	Mørk skifer	(Antatt 90)-180
8,85-9,06	Ryolitt	(Antatt 120)-200
9,06-10,65	Mørk fyllitt	200-270
10,65-11,10	Ryolitt	200-260
11,10-11,77	Skifer og gråvakke	160-220
11,77-13,80	Grågrønn metagråvakke-sandstein	0-240

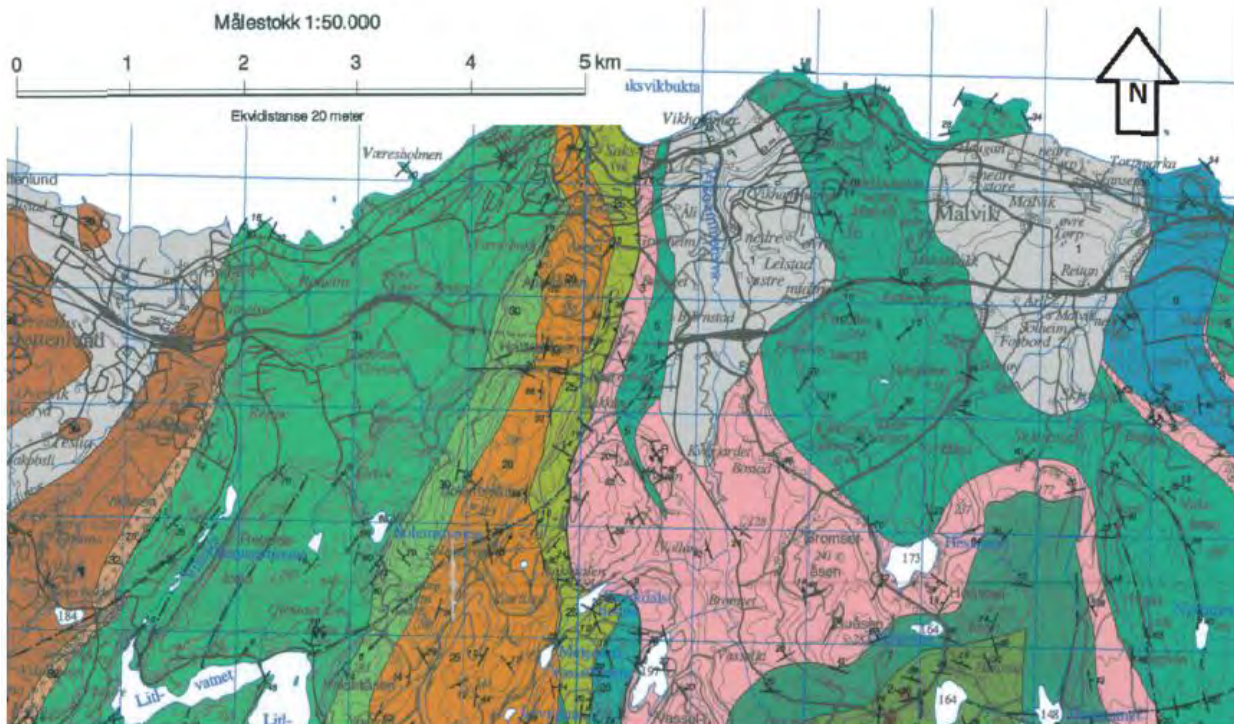
Sandstein: Sedimentær bergart som hovedsakelig består av sandkorn sementert sammen av et mineralsk bindemiddel. De vanligste sandsteinene består vesentlig av kvarts, med utfelt kvarts, kalk, leire eller jernforbindelser som bindemiddel. Fargen varierer, vanligst er grått, brunt og rødt. Rammeverket er satt hovedsakelig sammen av sandpartikler i størrelsesorden 0,06 til 2 mm i diameter. Sandsteiner hvor hulrommene mellom kornene ikke er helt fylt av mineralavsetninger, har en viss porøsitet og kan inneholde vann (Store norske leksikon, 2007).

En sandstein med nesten fullstendig avrundede korn av kvarts blir kalt moden, mens mer kantede kvartskorn med feltspat, ferromagnetiske mineraler og andre fragmenter blir kalt umodne. Sandsteiner kan være tydelig lagdelt, eller massive med noe lagdeling. Generelt vil finere kornstørrelse gi mindre anstand mellom lagdelingene. Slik som konglomerat kan også sandstein ha kryss-sjiktning (Goodman, 1993).

Fra Figur 5 er det en middels til grovkornet sandstein med lag av konglomerat, som en egen bergart (nr. 25) vest på kartet, og i sammenheng med skifer (nr. 30), som lag i en gråvakke (nr. 31) og fyllitt (nr. 5) østover (Grenne, et al., 2003). Fra Figur 6 som representerer traséens østre del, finner man to typer sandsteinsammensetninger, hvor den ene er en grågrønn metagråvakke-sandstein, med tynne lag av leirskifer (nr. 13). Den andre er en gråvakkesandstein, stedvis kalkholdig med mindre enn 30 % leirskifer (nr. 8) (Wolf, 2005).

Gråvakke: Sedimentær bergart, mørkegrå til svart sandstein som består av rikelig med partikler av kvartsfrie silikater i tillegg til kvarts så vell som sandkornaktige partikler fra andre bergarter. Partiklene er hovedsakelig angulære. Gråvakken er vanligvis ikke sprø, utenom når den forvitret. Dette skyldes at den mellom kornene er sammenkittet av en leirgrunnmasse. Gråvakke inntreffer i relativt tynne lag, innlagret med leirskifer eller lavverdige metamorfe bergarter fra argilitt og skifer. Den framviser ikke kryss-sjiktning, men heller gradert lagdeling, en egenskap som kjennetegnes dype marine sedimenter (Goodman, 1993). Ved økende metamorfose vil gråvakke gå over til glimmergneis eller glimmerskifer avhengig av glimmerinnhold (Løset, 2006).

Fra Figur 5 kan man se at gråvakke opptrer langs vestre delen av traséen med grå til grønn farge og lag av sandstein (nr. 31). Østover opptrer gråvakke og skifer sammen, kalkholdig med enkelte lag av konglomerat (nr. 6) (Grenne, et al., 2003). Gråvakken opptrer også i østre delen Figur 6, i en metamorfisert kombinasjon med sandstein (nr. 8 og 13) (Wolf, 2005)



- | | |
|----|---|
| 25 | Sandstein, grønn, middels- til grovkornet, delvis konglomeratisk. Enkelte lag av skifer og kalkstein
<i>Sandstone, green, medium- to coarse-grained, partly conglomeratic. Some layers of schist and limestone</i> |
| 26 | Basalt (omvandlet), delvis med svært godt utviklet putestruktur
<i>Basalt (metamorphosed), partly with well-preserved pillow structure</i> |
| 30 | Sandstein og skifer, grønn til grå, kalkholdig, med enkelte lag av kalkstein og konglomerat
<i>Sandstone and schist, green to grey, calcareous, with some beds of limestone and conglomerate</i> |
| 31 | Gråvåkke, grå til grønn, med lag av sandstein
<i>Greywacke, grey to green, with beds of sandstone</i> |
| 7 | Merk skifer
<i>Schist, dark-coloured</i> |
| 39 | Grønnstein (omvandlet basalt) og grønskifer udifferensiert. Hovedsaklig putelava med lag av sur lava, kiselstein, tuffitt og diabasganger. Vanligvis deformert
<i>Greenstone (metabasalt) and greenschist undifferentiated. Mainly pillow lava with layers of acidic lava, chert, tuffite and dolerite dykes. Usually deformed</i> |
| 3 | Ryolitt, ryolitt-tuff og tuff-sandstein med lag av mørk skifer
<i>Rhyolite, rhyolitic tuff and tuffitic sandstone with layers of dark-coloured schist</i> |
| 5 | Merk fyllitt med enkelte lag av sandstein og siltstein
<i>Phyllite, dark-coloured, with some beds of sandstone and siltstone</i> |
| 6 | Skifer og gråvåkke, kalkholdig med enkelte lag av konglomerat
<i>Schist and greywacke, calcareous with some beds of conglomerate</i> |

Figur 5: Berggrunnskart over traséens vestre og midtre del (Grenne, et al., 2003)

Skifer (Shist): En metamorf bergart fra leirskifer (shale), hvor det har vært økning av nye mineraler fra leira. Disse er ofte glimmer, men kan også være mer eksotiske mineraler som kloritt, amfibol eller talk. Kvarts og feltspat forekommer vanlig, og kan separeres i uavbrutte bånd. Skifer er sterkt foliert og ofte stripete metamorf bergart med ru krystaller. Skifriheten er sjelden perfekt planert og ofte framvises krusfoldning formet av kinking eller utbuling under refoaliasjon.

Fra Figur 5 viser en mørk skifer (nr. 7) som er lokalisert sør-øst på kartet. Skiferen opptrer sammen med sandstein midt på kartet (nr. 30) og sammen med gråvakke øst på kartet (nr. 6).

Basalt (omvandlet): Basalt er en mørk, finkornet lavabergart som hovedsakelig består av feltspat og pyroksen. Basalt er relativt tyntflytende som lava, og det dannes flate, vide skjoldvulkaner (Store norske leksikon, 2007). Basalt vil ved svak metamorfose gå over til grønnstein, en grønnaktig massiv bergart som vesentlig består av feltspat, epidot og amfibol (Løset, 2006).

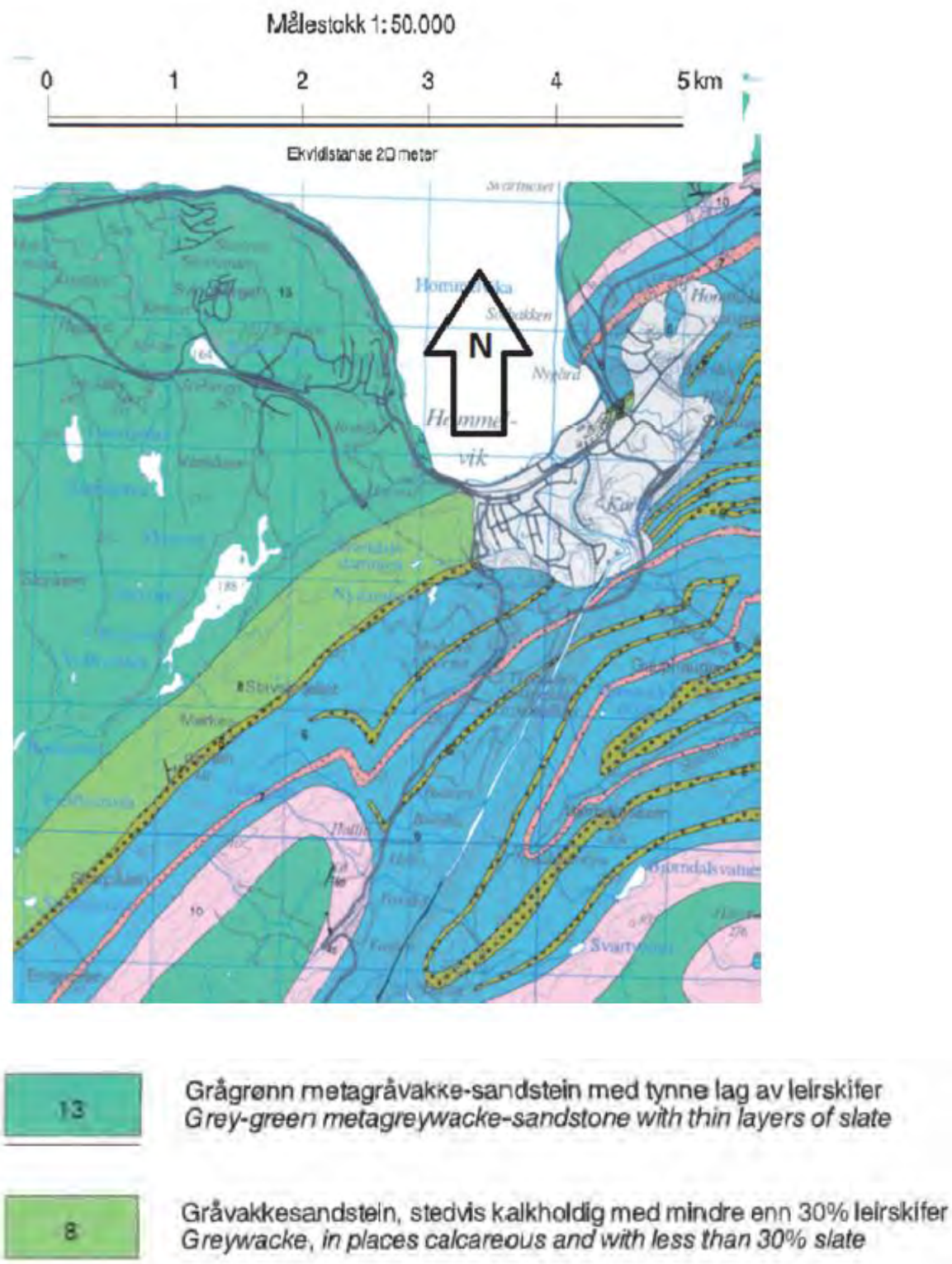
Basalt forekommer langs traséens vestre del (nr. 26) midt på Figur 5 og blir omtalt som omvandlet. Basalten beskrives ved å inneholde svært godt utviklet putestruktur. Videre i oppgaven omtales den omvandlede basalten som grønnstein.

Ryolitt: Grålig til rødlig lavabergart med samme kjemiske sammensetning som granitt, men meget forskjellig utseendemessig. Som de fleste lavabergarter er den tett, finkornet og ofte glassaktig. I enkelte typer finnes fenokrystaller av alkalifeltspat og kvarts (Store norske leksikon, 2007). Av de vulkanske bergartene har ryolitt det høyeste innholdet av silika, og kvarts forekommer derfor ofte. Mange ryolitter er egentlig ryolitt-tuff, som blir avsatt fra varme askestrømmer (Goodman, 1993). Vulkansk tuff vil ved svak metamorfose gå over til grønnskifer som er en svak, klorittførende bergart (Løset, 2006).

Ryolitt og ryolitt-tuff forekommer flere steder langs tunneltraséen fra midten og østover (nr. 3) ut fra Figur 5.

Fyllitt: En leirskifer vil ved regionalmetamorfose gå over til fyllitt, som er en skifrig bergart hvor leirmineralene har gått over til glimmer (Løset, 2006). Det utvikles nesten synlige krystaller av muskovitt. Individuelle krystaller kan ikke sees med det blotte øyet (Goodman, 1993). Består hovedsakelig av muskovitt, kloritt og kvarts. Skiller seg fra leirskifer ved fløyelsaktig glans og større seighet (Store norske leksikon, 2007).

Mørk fyllitt (nr. 5) går igjen fra midtre del og østover i Figur 5.



Figur 6: Berggrunnskart over Hommelvik (Wolf, 2005)

3. Teori

3.1. Oppsprekking i bergmassen

Det er karakteristisk at berggrunnen er gjennomført av sprekker og svakhetssoner. Med hensyn til det materialtekniske er det derfor hensiktsmessig å skille mellom bergart og bergmasse. Begrepet bergmasse defineres som det faste materialet som finnes in situ bestående av bergarter med tilhørende oppsprekking. Spennings- og grunnvannsforhold er faktorer som innvirker på den tilstanden bergmassene befinner seg i.

En sprekk kan i sin levetid ha vært utsatt for flere forskjellige påkjenninger. Graden av oppsprekking og typen av sprekker i en bergmasse vil være avhengig av både bergartens mekaniske egenskaper og de påkjenninger bergmassen har vært utsatt for. Bergmasser er derfor materialer som i teknisk henseende er ytterligere mer kompliserte enn bergarter idet de foruten å være inhomogene og anisotrope også er diskontinuerlige. Ved stabilitetsvurderinger av bergmasser både i dagen og under jorden vil ofte det faktum at materialet er diskontinuerlig eller oppsprukket fullstendig overskygge andre materialeegenskaper som bergartens styrke. Bergmassens materialtekniske egenskaper må måles in situ. De fleste metodene er geofysiske målemetoder. Ellers beskrives bergmassen ved bergartens egenskaper og sprekkenes egenskaper, lengde, antall og orientering. Sprekker og små lite synlige diskontinuiteter kalt riss kan være sekundært dannet som følge av de påkjenninger bergmassen utsettes for under sprengning og induksjon av høy spenning rundt bergrom og pilarer.

Kartlagte sprekker, slepper og foliasjonsplan presenteres ofte i sprekkeroser eller stereonett. Det gir en god oversikt over detaljoppsprekkingen i forhold til et anlegg i fjellet. Figur 32 viser en sprekkerose over området som berører denne oppgaven.

Med sprekkenes mekaniske egenskaper menes friksjonsforholdene eller skjærstyrken langs sprekkeplanet. Dette sammen med normalspenningen er avgjørende om utglidning langs sprekkeplan kan opptre, og har betydning for stabiliteten i fjellanlegg. Forholdene som i første rekke bestemmer skjærstyrken er:

- Sprekkeplanetets ruhet.
- Innholdet av sleppemateriale.

Mengden og typen sleppematerialet kan påvirke skjærfastheten ved at det «smører» sprekkeplanet og gir nedsatt friksjon. Vanlig forekommende og særlig stabilitetsfarlige materialtyper nevnes kloritt, grafitt og leirmineraler (Nilsen & Broch, 2009).

3.2. Svakhetssoner

Begrepet svakhetssoner kan mest hensiktsmessig deles i to hovedtyper ut i fra helt ulik dannelse i følge (Nilsen & Broch, 2009):

- De svake bergartslag.
- De tektoniske bruddsoner.

Under forundersøkelsesstadiet er det ofte vanskelig å skille disse to, da begge typene svakhetssoner vil langs sitt utgående i dagen gi seg til kjenne som mer eller mindre markerte kløfter og depresjoner i det topografiske kartet over de områdene hvor isbreerosjon har virket (Nilsen & Broch, 2009).

3.2.1. Svake bergartslag

Kan være dannet primært som bergarter med høyt innhold av parallellorienterte mineraler som talk, grafitt, kloritt, glimmer eller bergarter med svake mineralkornbindinger. Det siste kan forekomme i unge, sedimentære bergarter, særlig sandsteiner, men kan også forekomme i metamorfe bergarter som amfibolitter. De svake bergartslagene kan også være et resultat av forvittringsprosesser. I noen bergarter kan primært dannede sterke mineraler ha blitt omvandlet til svakere mineraler. Omvandling av feltspat kan føre til leirmineraler. Glimmer kan omvandles til hydroglimmer eller illitt.

Som svake bergartslag kan en også oftest ta med rekrystalliserte skyveplan og forkastningssoner, rivningsbreksjer, pegmatittganger og unge diabasganger. Disse kan i noen tilfeller bli like sterke eller sterkere enn omgivende bergarter dersom de blir godt rekrystalliserte (Nilsen & Broch, 2009).

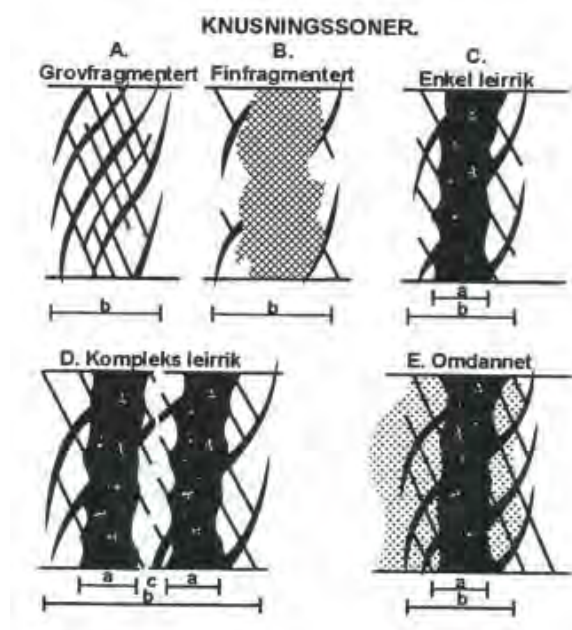
3.2.2. Tektoniske bruddsoner

Et resultat av tektoniske spenninger i berggrunnen. Det karakteristiske er at det har foregått bevegelser langs sonene. Avhengig av de påkjenninger og bevegelser som har dominerende innflytelse på sonenes oppbygning, kan disse karakteriseres som strekk- og skjærbruddsoner. Når dannelse av bruddsoner ikke er entydig klarlagt, betegnes de på grunn av sitt utseende og oppbygging som henholdsvis spaltesoner og knusningssoner.

Spaltesoner karakteriseres ved et relativt uoppsprukket og uforvitret sideberg og en klar definert tykkelse, men som kan variere langs sonen. Spaltesoner betegnes etter typen av materialfylling. Materialet kan for eksempel være kalkspat, leir, silt, jord osv.

Knusningssoner karakteriseres ved at de har en gradvis overgang fra et sentralt oppknust parti via små slepper og stikk til helt sideberg. I de sentrale områdene kan sonene inneholde bruddstykker av bergarter og friskt bergartsmel. Omvandlede og nyutfelte stoffer som leirmineraler, kloritt, epidot, kalkspatt osv. I disse sonene vil massen ofte variere i kornstørrelse fra blokk til leir.

Knusningssonene varierer mye i utseende og stabilitetsmessig vanskelighetsgrad. For å skille knusningssonene i undergrupper er det mengden og typen av leirmineraler som er avgjørende. De viktigste karakteristikkene er oppknusningsgraden, mengden og typen av leirmineraler. Figur 7 viser en beskrivende inndeling av de viktigste typene knusningssoner.



Figur 7: Inndeling av knusningssoner (Nilsen & Broch, 2009).

Grovfragmenterte knusningssoner har et grovt oppsprekkingsmønster og kan være uten leirmineraler, men har oftest noen cm tykke leirlag på spredte slepper. Forekommer først og fremst i mer homogene og sterke bergarter. De finfragmenterte knusningssonene kan være leirfrie eller inneholde leire i meget tynne lag på stikk og glideflater. Kan forekomme i alle typer bergarter. De enkle leirriker knusningssonene har et sentralt leirrikt parti og mer spredte leirfylte slepper i det oppknuste sideberget. De komplekse leirrike knusningssone har flere klart adskilte leirrike soner med et svakt, oppsprukket sideberg med leirfylte små slepper. Sideberget til de omdannede knusningssonene er delvis omvandlet til leire. For at dette skal kunne skje er det en betingelse at sideberget er en feltspatholdig bergart, siden feltspat er de mineralene som i større mengder kan omvandles til leirmineraler. Den sentrale delen kan være en leirsone eller leirsleppe. Massive og sprø bergarter knuses gjerne til et blokkig og grovt materiale i stor bredde. De seigere bergartene bergartene får gjerne smalere soner, og de bløtere får mer finstoff.

Siden knusningssoner er tektonisk dannede, vil det normale være at de følger nær plane flater nedover eller innover i berggrunnen. Største avvik fra den plane flate har gjerne de flattliggende knusningssonen dannet ved overskyvning. Disse er da også vanskeligst å beregne forløpet av nedover i berggrunnen, og disse sonene vil kanskje ha største variasjon i mektighet. Generelt kan en si at steile soner vil ha større sannsynlighet for å være plan (Nilsen & Broch, 2009).

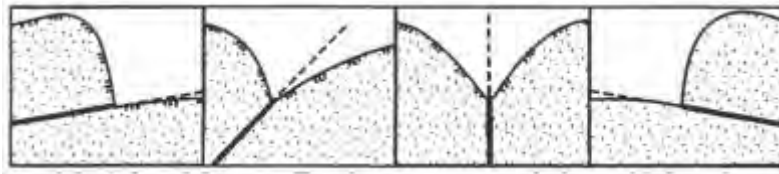
3.2.3. Isbreens erosjon

I Norge er det geologisk sett kort tid siden isbreen tok bort forvittringsjord og svake bergmasser som lå øverst. Isbreens erosjonskraft ovenfor svakhetssoner er størst når den beveger seg på langs av denne. Derfor vil disse svakhetssonene være overeksponert i forhold til svakhetssoner med strøk normalt på isbevegelsesretningen (Nilsen & Broch, 2009).

3.2.4. Svakhetssonenes fallvinkel

Sideberget og materialinnholdet til en svakhetszone kan være avgjørende for kløftens form og bredde. Et sterkt og lite oppsprukket sideberg vil virke beskyttende på sonen. Profiler av kløfter langs en knusningssone kan gi informasjon om knusningssonens fall nedover i

berggrunnen. Figur 8 viser det vanligste forholdet mellom kløfters form og knusningssoners forløp.



Figur 8: Forholdet mellom kløftens form og forløp (Nilsen & Broch, 2009).

Knusningssonens fallvinkel nedover i berggrunnen er vanligvis årsaken til at den ene fjellside er brattere enn den andre. Sonen skjærer inn under den bratteste fjellside slik vist i Figur 8. Elveeroderte kløfter vil svært ofte være like steil på begge sider av kløften. Dersom det går en knusningssone i bunnen av kløften må det kunne legges et plan ned i kløften som ikke berører noen av kløftsidene. Hvis dette ikke er mulig fordi planet skjærer elvekløften, er det et tegn på at det ikke går noen knusningssone langsetter hele kløften.

Orienteringen av sprekker, slepper og svakhetssoner i forhold til konturen er viktig for stabiliteten av bergmassen i tunneler. Lavt fall på en sone, samt liten vinkel tunnelretningen vil føre til at sonen berører tunnelen over lengre strekning enn det ved tilfellet hvor sonen er steil og står normalt på tunnelen (Nilsen & Broch, 2009).

3.3. Sleppematerialer

Leirholdige knusningssoner representerer et av de vanligste stabilitetsproblemene i berganlegg. Her i landet er slike soner skylden for en stor del av de totale sikringskostnadene. Sleppemateriale er en fellesbetegnelse for løsmateriale i slepper og svakhetssoner. Materialets karakter kan variere mye med hensyn til kornfordeling og kornform, og ikke minst med hensyn til mineralogi. De vanligste forekommende mineralene i sleppemateriale kan inndeles i følgende hovedgrupper:

- Inaktive mineraler som variasjonsmessig utgjør den største gruppen (Kaolinit, illitt, limonitt, zeolitt osv.).
- Mineraler med spesielt lav indre friksjon i våt tilstand (kloritt, talk, grafitt).
- Mineraler som løses opp (Karbonater).

- Mineraler som sveller (Smektitt, også kalt svelleleire. Omfatter det sterkt svellende mineralet montmorillonitt).

(Nilsen & Broch, 2009)

Det er derfor viktig at mengden og utbredelsen av slike soner blir kartlagt nøye, da flere av disse kan gi dårlig heft for sprøytebetong, og opptre som glatte eller svake flater som påvirker stabiliteten negativt (Sve, et al., 2008). Figur 9 viser den store blokken som raste ned i Hanekleivatunnelen. Denne blokken var ikke godt nok kartlagt.



Figur 9: Bilde av raset i Hanekleivatunnelen fra 25. Desember 2006. Foto: Bjørn Fredriksen, Jarlsberg

3.3.1. Svelleleire

Svulleleire er vanligvis årsaken til de største stabilitetsproblemene i tunneler. Leirmaterialet i en sleppe er vanligvis en blanding av flere mineraler som enten kan være dannet ved omdanning av nedknust materiale og sidebergarter, eller hydrotermal tilførsel og avsetning. Omdanning betyr vanligvis i denne sammenhengen at feltspaten i sidebergarten har gjennomgått omdanning til leirmineraler. Nedbrytningen av feltspat er kompleks, men under

skandinaviske klimatiske forhold vil den ende opp som smektitt eller illitt til slutt. Montmorillonitt dannes ved hydrolysering av plagioklas, og kan forekomme i alle geologiske formasjoner i Norge.

Parallele slepper og svakhetssoner har ofte likt sleppemateriale. Svelling kan utgjøre over 100 % av opprinnelig volum av tørt materiale. In situ svelleevne for et sleppemateriale vil avhenge av faktorer delt inn i de to hovedgruppene under:

- Indre betingelser er leirmaterialets potensielle svelleevne. Dette er knyttet til mineralkornenes betingelser som typen og mengden leirmineraler samt de utbyttbare ionene.
- Ytre betingelsene avgjør om de potensielle svellegenskapene kan mobiliseres eller ikke. De viktigste forholdene er komprimeringsgrad, vanntilførsel og eventuelle bindinger mellom partiklene.

En viktig egenskap ved sleppemateriale er at det ofte er svært glatt. Dette gjelder spesielt montmorillonittholdig materiale.

(Nilsen & Broch, 2009)

3.4. Vannforhold i bergmassen

Fjellanlegg befinner seg ofte under grunnvannsspeilet. Det er derfor viktig å skaffe seg oversikt over de forskjellige problemene vannet kan forårsake. Grunnvann kan skape mange problemer i et fjellanlegg. Alt fra lekkasjer eller store vanninnbrudd som hindrer/stopper driften, vannets innvirkning på installasjoner, utvasking av slepper og knusningssoner som fører til redusert stabilitet, eller frysing av vann som fører til frostsprengning de vannførende områdene (Nilsen & Broch, 2009). Innlekkasje kan også føre til at grunnvannsstanden synkes, noe som kan føre til setninger og skader på konstruksjoner og naturmiljøet på overflaten (Holmøy, 2008). Vanntrykket er også med på å redusere styrken til bergmassen ved reduksjon av effektivspenningen langs diskontinuiteter. I mange tilfeller vil dette vanntrykket synke under driften da tunnelen drenerer grunnvannet. Vanntrykket vil allikevel kunne øke igjen etter at vannsikringen i tunnelen er etablert (Hoek & Marinos, 2000).

Bergmassens permeabilitet er dens evne til å la seg gjennomstrømme av fluider. Den hydrauliske konduktiviteten er forholdet mellom væskens gjennomsnittlige

strømningshastighet og hydraulisk gradient (høydeforskjell i forhold til horisontal lengde). Den hydrauliske konduktiviteten av berg avhenger av materialstrukturen i bergarten/-massen og væskens strømningssegenskaper (viskositet).

Metamorfe skifre som fyllitter og glimmerskifer er ofte gjennomgående tørrere enn andre bergarter. De bergartene som lettest lar seg plastisk og elastisk deformeres under fjellkjedefoldning, vil også føre mindre vann, selv i oppknuste soner. Det er også vanlig at massive bergarter gir mindre lekkasje enn de mer oppsprukne (Nilsen & Broch, 2009). Ifølge Árnason (2008) er nesten alle bergartene på det norske fastlandet i prinsippet tette. I Norge er derfor bergmassens hydrauliske konduktivitet er for det meste avhengig av massens grad av oppsprekking og sprekkekarakter. Ulike mekaniske egenskaper og forskjellige tektonisk historie gir en varierende grad av oppsprekking og dermed en ulik permeabilitet. Ved deformasjon er stive bergarter mer sannsynlige for å utvikle sprekkesystem enn myke bergarter. Erfaringer fra tunneldriving i Norge sier at bergarter som grønnstein eller fyllitt, som inneholder mørke mineraler som amfibol eller biotitt, vanligvis gir mindre vannlekkasje enn lyse bergarter. Det finnes også unntak fra dette på grunn av tektoniske bevegelser som bergartene utsetter for som innvirkning på de vannførende egenskapene (Løset, 2006).

Målinger av sprekkevannstrykket har ofte gitt lavere verdier enn forventet. Det har også vist seg at trykket kan gi vesentlig forskjellig størrelse på forbausende korte avstander på samme nivå i tunnelen (Nilsen & Broch, 2009). Sonderboring fremover fra stoffen benyttes vanligvis for å påvise slike lekkasjer for eventuelt å kunne tette disse ved forinjeksjon (Norsk bergmekanikkgruppe, 1985).

Vannet som påtreffes i berganlegg og som har kort og åpen forbindelse ut til overflaten, vil vanligvis føre relativt lite av oppløste stoffer fra bergmassen. Det kan derimot føres humusstoffer, oppløst jern osv. fra jordlagene over og kullsyre fra luften. Vann som holder seg i ro i berget med liten sirkulasjonsmulighet, kan ha høy konsentrasjon av oppløste stoffer. Til dels er dette oppløsninger som kan være til skade for stål og betong. Av aggressiver i norske bergarter kan det spesielt nevnes kullsyre og svovelsyre. Ved innhold av toverdige jern, mangan, aluminium eller kobber i forbindelse med syrer kan under visse forhold øke vannets aggressivitet betydelig. Erfaringene tilsier at angrep på stål og betong i norske berganlegg gjennomgående er beskjedne.

Kjemiske forhold som aggressivt grunnvann og temperaturendringer vil også kunne virke inn på stabiliteten i fjellanlegget. Stål og betong som angripes av svovelsurt vann vil kunne føre til at betongen ødelegges ved at sementen oppløses. Et vanlig praktisk tiltak mot disse ødeleggende prosessene er å beskytte bergmassene mot lufttilgang, eller beskytte betongen og stålet med f.eks. et vanntett materiale.

For selve anleggsdriften kan lekkasjevann føre til mange problemer. Vannlommer som er lagret under stort trykk kan punkteres ved boring i stoffen. Dette kan vanskeliggjøre boringen, ladningen og sprengingen. Under sprenging kan en også få slamutbrudd i hele stoffen fra større, lite konsoliderte leirsoner som er rike på vann. Vannlekkasjer har derimot ikke vært noe stort problem i norske tunnelanlegg. Derfor har det vært vanlig at samlede lekkasjer på inntil 500 l/min har vært inkludert i utsprengningsprisen for tunneler. Sprekkevannstrykket alene fører sjelden til stabilitetsforstyrrelser, men vannet vil ofte nedsette friksjonen på slepper og stikk, særlig hvor en har kloritt og smektitt.

Frost kan trenge flere hundre meter inn i tunneler og føre til isdannelse frostsprengning i sprekker og riss, samt isdannelse i såle, heng og vegger.

Dersom en tunnel drives på synk, får en ofte forsinkelser i driften når en har lekkasjer fra berget. Vannsilder fra heng og vegger krever pumping av vannet fra samlebrønner og gjør arbeidsplassen utrivelig, som kan føre til nedsatt arbeidseffektivitet. Vannet fører også til skade på vegdekket ved stoff, som fører til skade for utkjøringen. Tunneler drives derfor helst på stigning (Nilsen & Broch, 2009).

Ifølge Nilsen & Broch (2009) er lekkasjene i dagfjellsonen langt større enn i de underliggende bergmassene.

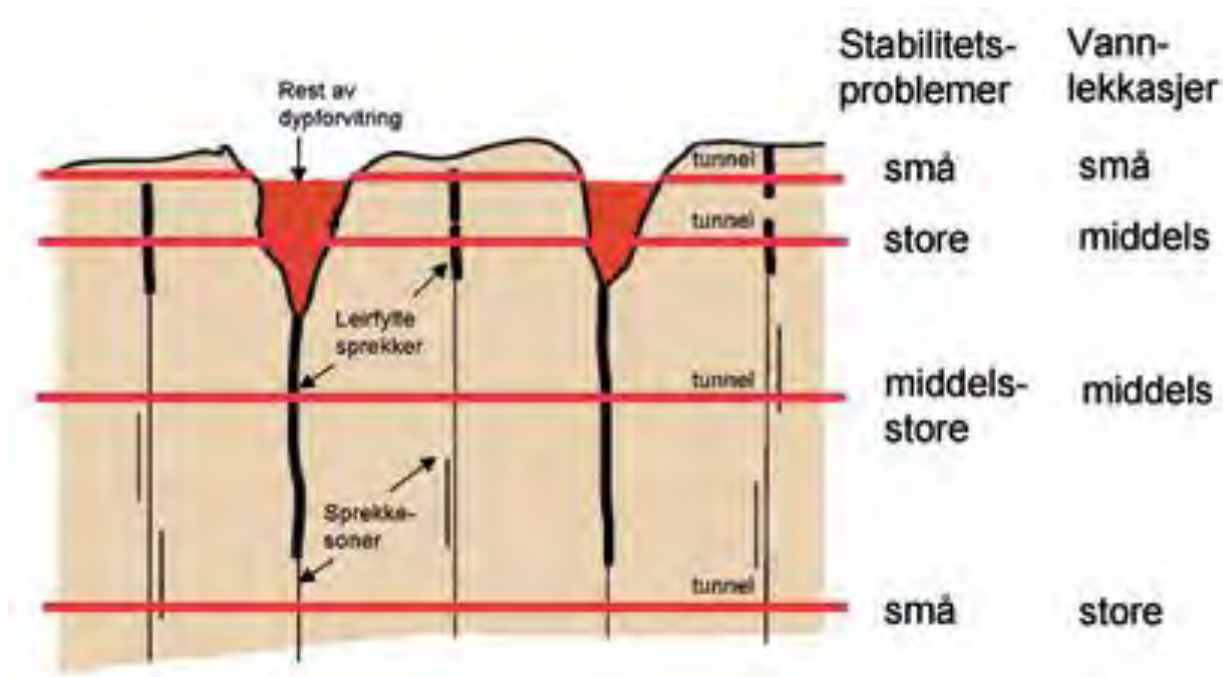
3.4.1. Dypforvitring

Olesen & Rønning (2008) mener derimot at enkelte områder følger en annen teori enn Nilsen & Broch (2009). De mener at områdene på Østlandet, Sørlandet og Trøndelag (Figur 10) inneholder rester av subtropisk (kjemisk)dypforvitring i sprekkesoner. Under istiden ble de myke bergartene fra kritt og tertiær, sammen med det øverste laget med forvitrede bergartene fjernet av isen. Allikevel nådde ikke de eroderende kreftene ned i de dype sprekkesonene hvor det kan ligge bevart mer enn 200 m med forvitringsprodukter. Denne dypforvitringen kan komme til syne ved tunneldriving i disse områdene mellom 50- 200 m under dagens overflate.



Figur 10: områder med rester av subtropisk dypforvitring og mye leirholdig berggrunn (Olesen & Rønning, 2008).

Denne teorien for dannelse av leirsonene betyr at stabilitetsproblemene vil avta med dypet, men vannlekkasjer kan derimot øke med dypet, som vist i Figur 11. Dette viste seg å være tilfellet under drivingen av Romeriksporten jernbanetunnel. Produktene av dypforvitring består bl.a. av leirmineralene smektitt og kaolin. Grunnen til at vannlekkasjene øker mot dypet skyldes det avtagende innholdet av leir i svakhetssonene nedover i grunnen (Olesen & Rønning, 2008).



Figur 11: Prinsippskisse på hvordan tunnelproblemene i dypforvitringssoner kan variere med dypet. En og samme tunnel kan ha samme problemer dersom høyden på overdekningen varierer langs tunneltraséen (Olesen, et al., 2007).

3.5. Spenninger

Spenningene som oppstår i et bergrom er resultat av to forhold, nemlig bergrommets form og de spenninger som eksisterte på stedet før rommet ble sprengt ut. For å kunne beregne fordelingen av spenninger rundt bergrommet er det viktig å kjenne disse forholdene. Videre er det også viktig å vite bruddkriteriene for bergmassen som omgir rommet (Nilsen & Broch, 2009). Generelt øker spenninger med dypet på grunn av overlagingstrykket. Rent teoretisk vil den horisontale spenningskomponenten være omtrent 1/3 av den vertikale. I Norge er mange forhold med på å påvirke slik at dette vanligvis ikke stemmer (Løset, 2006). Disse påvirkningene kan blant annet være topografi, tektoniske spenninger, lagrede spenninger i bergmassen (residualspenninger) og strukturbetingede spenninger (Nilsen & Broch, 2009).

3.5.1. De ulike spenningsforholdene

Gravitasjonsspenninger er de spenninger som gravitasjonskraften alene setter opp i berget. Under en plan, horisontal overflate med bergmassetetthet ρ , og forutsetning om ingen horisontal forskyvning av massen, vil skjærspenningen bli i alle retninger bli lik null ($\tau=0$), med vertikalspenningen, vist i Formel 1 (Nilsen & Palmström, 2000).

Formel 1: Vertikalspenning (Nilsen & Palmström, 2000)

$$\sigma_v = \rho * g * z$$

Den horisontale spenningen bestemmes av den vertikale spenningen, tverrkontraksjonskoeffisienten (Poissons forholdstall, ν) og de geologiske betingede spenningene (σ_{tec}) som forklares videre i delkapittelet. Formel for de horisontale spenningene er vist i Formel 2. Hvor den tektoniske komponenten antas å være konstant innenfor tunnelens område, og kan benyttes til å beregne spenningene langs tunnelen (Panthi, 2012).

Formel 2: Horisontalspenning (Panthi, 2012).

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} * \sigma_v + \sigma_{tec} = K * \sigma_h + \sigma_{tec}$$

Topografisk betingede gravitasjonsspenninger forårsakes av topografiske forholdene. I Norge varierer topografien ofte mye. Figur 12 viser hvordan spenningene endrer retning avhengig av topografien.

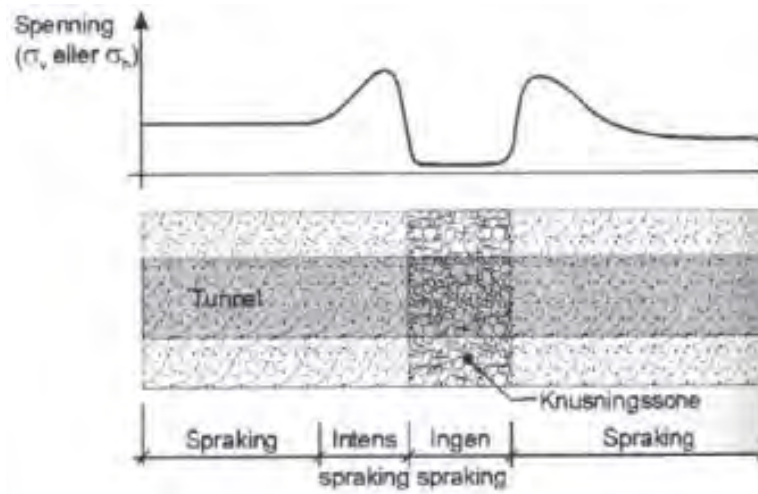


Figur 12: Spenningsendringer i forbindelse med daler (Myrvang, 2011).

Tektoniske spenninger opptrer horisontalt i jordskorpen. Hovedårsaken til disse spenningene skyldes platetektonikken. Disse utløses gjennom raske bevegelser som jordskjelv eller langsomme bevegelser som heving av land. I de fleste tilfeller er den horisontale spenningen mye høyere enn den horisontalspenningen skapt av gravitasjonen (Nilsen & Palmström, 2000).

Residualspenninger er spenninger som er låst fast i berggrunnen fra tidligere i den geologiske historien. De kan være forårsaket av volumforandringer eller hurtig avlastning, som f.eks. i Norge hvor den tunge isen som presset ned landet, smeltet relativt raskt sett i geologisk tidsperspektiv. Det norske fastlandet har i dag en landheving som skyldes utløsning av residualspenningene som ble lagret under istiden.

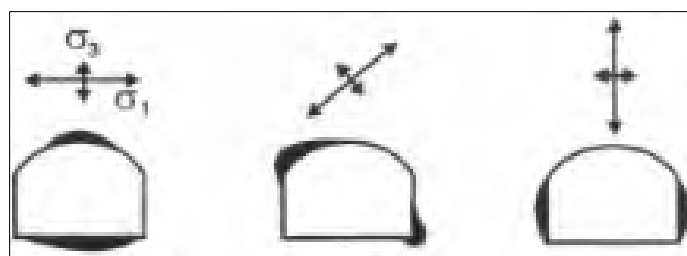
Strukturbetingede spenninger er forårsaket av inhomogeniteter i berggrunnen i et område. Dette kan være vekslende lag av bergarter med ulike elastiske egenskaper. Det kan også være svakhetssoner som leirholdige knusningssoner. I den umiddelbare nærheten av slike soner vil en normalt få en endring av både hovedspenningens retning og dens relative størrelse. Figur 13 viser hvordan spenningene avtar brått i en knusningssone.



Figur 13: Spenning ved en knusningssone (Myrvang, 2011).

3.5.2. Spenningsrelaterte problemer

For tunneler og bergrom er moderate spenninger det mest gunstige for stabiliteten. For lave spenninger medfører dårlig innspenning og åpne sprekker som kan føre til både vannlekkasjer og blokkfall. Bli spenningene så høye at de overskrider bergartsstyrken, kan det medføre at det dannes nye sprekker og i verste fall oppknusning (Løset, 2006). Figur 14 viser hvordan spenninger kan skape bergtrykksproblemer i et bergrom. De skraverte områdene viser hvor bergtrykksproblemer kan oppstå ut i fra største hovedspennings påvirkning.

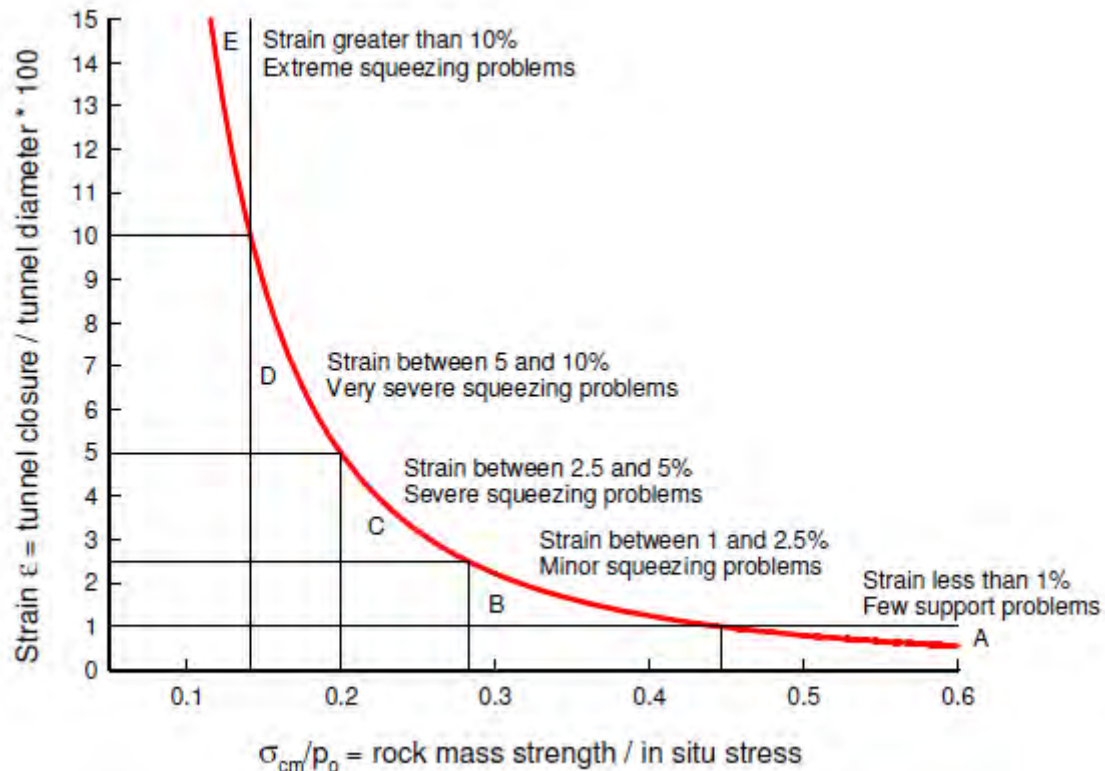


Figur 14: De skraverte områdene viser bergtrykksproblemer i et bergrom med varierende orientering av største hovedspenning (Nilsen & Broch, 2009)

Det er ofte veldig vanskelig og mange usikkerheter ved å finne bruddkriterier for en bergmasse, da den kan være diskontinuerlig og anisotrop. Samtidig er de metodene for direkte målinger av spenninger i fjell, basert på at det skal foregå i borehull og slisser i fjellet, som er smått i forhold til bergmassen de representerer. De vurderingene som i dag legges til grunn for hvor en kan forvente uheldig spenningsfordeling er i stor grad basert på empirisk erfaringer (Nilsen & Broch, 2009).

Spenningsrelaterte laster kan forekomme som sprakeberg eller ugunstig utforming av gjenstående berg. Spenningene som opptrer rundt bergrommet er i første rekke avhengig av den opprinnelige spenningstilstanden i bergmassen, samt utformingen av bergrommet. Stive bergarter kan ta opp store spenninger, mens myke bergarter raskere deformeres (Sve, et al., 2008). Deformasjon medfører til reduksjon av tunneldiameteren (Nilsen & Palmström, 2000).

For å anslå deformasjon i tunnel er det utviklet flere metoder. Hoek (1999) publiserte detaljer fra analyser som viste at forholdet mellom den enaksiale kompresjonsstyrken σ_{cm} til bergmassen og in situ spenningen $p_0 = \sigma_v$, kan brukes som en indikator på den mulige deformasjonen. Ut fra forslagene til Sakurai (1983) ble det utarbeidet et forhold mellom σ_{cm}/p_0 , samt den prosentvise deformasjonen i tunnelen. Den prosentvise deformasjonen er gitt som 100 ganger forholdet mellom deformasjonen og tunneldiameteren. Er basert på studier på sirkulære tunneler i et hydrostatisk spenningsfelt. Dette er illustrert i Figur 15 (Hoek & Marinos, 2000).



Figur 15: Omtrentlig forhold mellom tøyning/deformasjon og graden av vanskelighet knyttet til tunneldeformasjoner. Dette gjelder for tunneler uten sikring (Hoek & Marinos, 2000).

I en av de mest brukte tilnærmingene for deformasjon fra Hoek & Marinos (2000) er deformasjonen avhengig av bergmassestyrken (σ_{cm}), gravitasjonsspenningen ($\sigma_v=p_0$) og sikringstrykk (p_i). Tilnærmingen er vist i Formel 3.

Formel 3: Tilnærming av deformasjonen for en tunnel (Hoek & Marinos, 2000).

$$\varepsilon = 100 * \left(0,002 - 0,0025 \frac{p_i}{p_0} \right) * \frac{\sigma_{cm}^{(2,4 * \frac{p_i}{p_0} - 2)}}{p_0}$$

Ved å sette sikringstrykket lik null ($p_i=0$) som tilsvarer en usikret tunnel, forenkles formelen betraktelig, slik som vist i Formel 4

Formel 4: Tilnærming av deformasjonen for en tunnel uten sikring (Hoek & Marinos, 2000).

$$\varepsilon = 0,2 * \left(\frac{\sigma_{cm}}{p_0}\right)^{-2}$$

Bergmassestyrken (σ_{cm}) kan estimeres fra Formel 5 av Panthi (2006), hvor σ_{ci} definerer bergartsstyrken (enaksiell kompresjonsstyrke). Dette gjelder for de mykere bergartene, slik at sandstein kan blant annet utelukkes fra denne formelen (Panthi, 2006).

Formel 5: Formel for å beregne bergmassens styrke (Panthi, 2006)

$$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1,5}}{60}$$

Tabell 2 beskriver forholdet mellom deformasjonen og vanskeligheten som følger ved å drive gjennom slike forhold.

Tabell 2: Forhold mellom deformasjon og vanskeligheter (Hoek & Marinos, 2000).

	Strain ε %	Geotechnical issues	Support types
A	Less than 1	Few stability problems and very simple tunnel support design methods can be used. Tunnel support recommendations based upon rock mass classifications provide an adequate basis for design.	Very simple tunnelling conditions, with rockbolts and shotcrete typically used for support.
B	1 to 2.5	Convergence confinement methods are used to predict the formation of a 'plastic' zone in the rock mass surrounding a tunnel and of the interaction between the progressive development of this zone and different types of support.	Minor squeezing problems which are generally dealt with by rockbolts and shotcrete; sometimes with light steel sets or lattice girders are added for additional security.
C	2.5 to 5	Two-dimensional finite element analysis, incorporating support elements and excavation sequence, are normally used for this type of problem. Face stability is generally not a major problem.	Severe squeezing problems requiring rapid installation of support and careful control of construction quality. Heavy steel sets embedded in shotcrete are generally required.
D	5 to 10	The design of the tunnel is dominated by face stability issues and, while two-dimensional finite analyses are generally carried out, some estimates of the effects of forepoling and face reinforcement are required.	Very severe squeezing and face stability problems. Forepoling and face reinforcement with steel sets embedded in shotcrete are usually necessary.
E	More than 10	Severe face instability as well as squeezing of the tunnel make this an extremely difficult three-dimensional problem for which no effective design methods are currently available. Most solutions are based on experience.	Extreme squeezing problems. Forepoling and face reinforcement are usually applied and yielding support may be required in extreme cases.

3.5.3. Spenningsfordeling rundt sirkulære bergrom

Så snart det åpnes et rom i et spenningspåkjent medium, vil det oppstå en endring i det opprinnelige spenningsfeltet. De spenninger som ble tatt opp av massen som fjernes, må overføres til de gjenværende massene. Det skjer da en spenningsomlagring.

Det vil også fremgå at der hvor en sirkulær tunneloverflate er parallell med retningen for den største hovedspenningen (σ_1), vil en få de maksimale tangentialspenningene. De minimale tangentialspenningene opptrer der hvor tunneloverflaten er parallell minste hovedspenningsretning (σ_3). Formelene er vist i Formel 6 og Formel 7 (Nilsen & Broch, 2009).

Formel 6: Største tangentialspenning (Nilsen & Broch, 2009).

$$\sigma_{\theta,\text{maks}} = 3\sigma_1 - \sigma_3$$

Formel 7: Minste tangentialspenning (Nilsen & Broch, 2009).

$$\sigma_{\theta,\text{min}} = 3\sigma_3 - \sigma_1$$

I et bergmassiv vil en også ha en tredje spenning som virker normalt på tunnelåpningen. Så lenge det rommet som betraktes har en lengde mer enn ca. 2 ganger lengste diameter, vil denne delen ha relativt liten innflytelse dersom spenningen ikke er vesentlig større enn de to andre, eller det er en strekkspenning. Svært mange problemer i forbindelse med spenningskonsentrasjoner rundt bergrom kan derfor tilnærmet behandles som et todimensjonalt tilfelle.

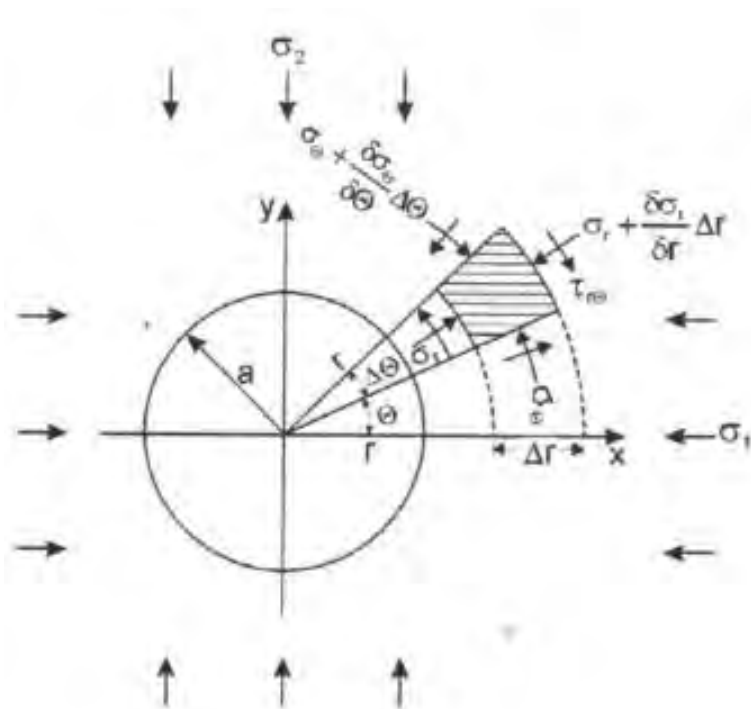
Den endelige løsningen utviklet fra Kirsch for radialspenningen σ_r og tangentialspenningen σ_θ i et spenningsfelt med hovedspenninger σ_1 og σ_2 , vises i Formel 8 og Formel 9 med tilførende Figur 16 (Myrvang, 2011).

Formel 8: Kirsch ligning for radialspenning (Myrvang, 2011)

$$\sigma_r = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} * \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} * \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^2}\right) * \cos\theta$$

Formel 9: Kirsch ligning for horisontalspenning (Myrvang, 2011)

$$\sigma_{\theta} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} * \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} * \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) * \cos\theta$$



Figur 16: Spenningssituasjon rundt et sirkulært hull (Myrvang, 2011).

Ved en isostatisk spenningstilstand ($\sigma = \sigma_h = \sigma_v$). I et plan loddrett den sirkulære tunnelen vil radialspenningen σ_r , og tangentialspenningen σ_t , variere med avstanden ut fra sentrum av tunnelen. Hvor a er tunnelradiusen og r er avstanden ut fra tunnelen. Beregning av den radielle og tangentielle spenningen for en isostatisk spenningstilstand er vist i Formel 10 og Formel 11.

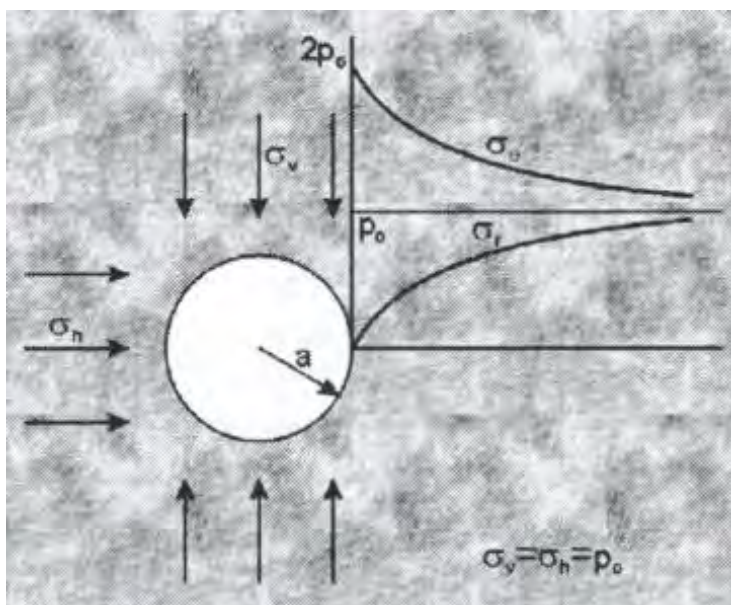
Formel 10: Radialspenning (Nilsen & Broch, 2009).

$$\sigma_r = \sigma \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right)$$

Formel 11: Tangentialspenning (Nilsen & Broch, 2009).

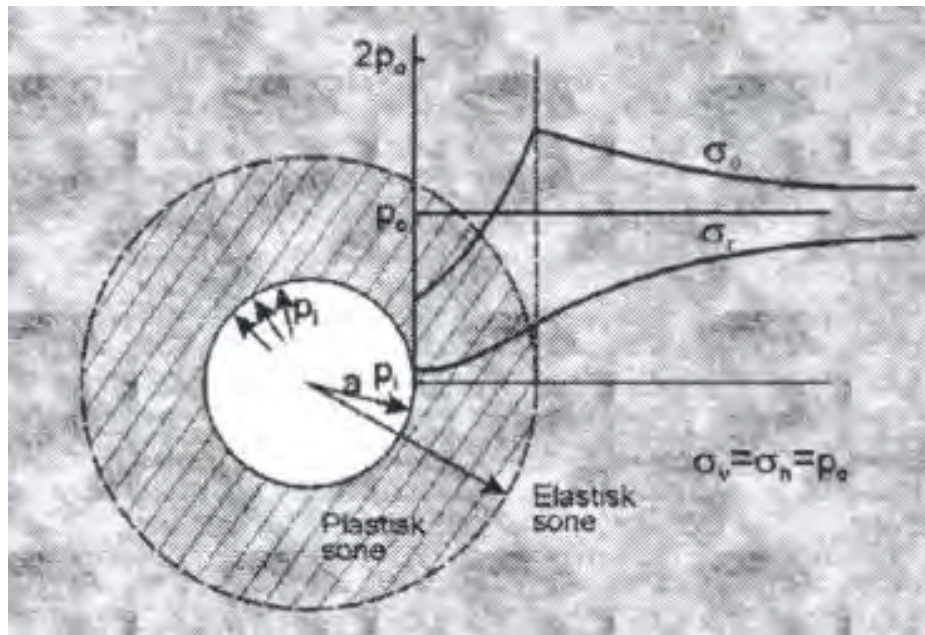
$$\sigma_{\theta} = \sigma \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right)$$

Hvis vi antar at berget i utgangspunktet er elastisk vil en i alle punkter på overflaten få en fordeling av tangential- og radialspenning som vist i Figur 17. Dersom spenningene er høye nok, vil det skje brudd som vil forplante seg et stykke innover i berget. Når avstanden r øker ut fra tunnelen vil radialspenningen σ_r og σ_t bli mer lik den primære spenningen (Nilsen & Broch, 2009).



Figur 17: Opprinnelig spennings situasjon (Myrvang, 2011).

Etter hvert vil det dannes en tilnærmet plastisk sone rundt tunnelen, og en vil få en spenningsfordeling som vist i Figur 18. Tykkelsen på denne sonen er avhengig av blant annet styrkeegenskapene og den indre friksjonen. Dersom en ikke forhindrer eller sikrer dette vil massene i sonen deformeres inn i tunnelen, kalt «tyting» (Myrvang, 2011).



Figur 18: Spenningsfordeling etter at en plastisk sone er dannet (Myrvang, 2011).

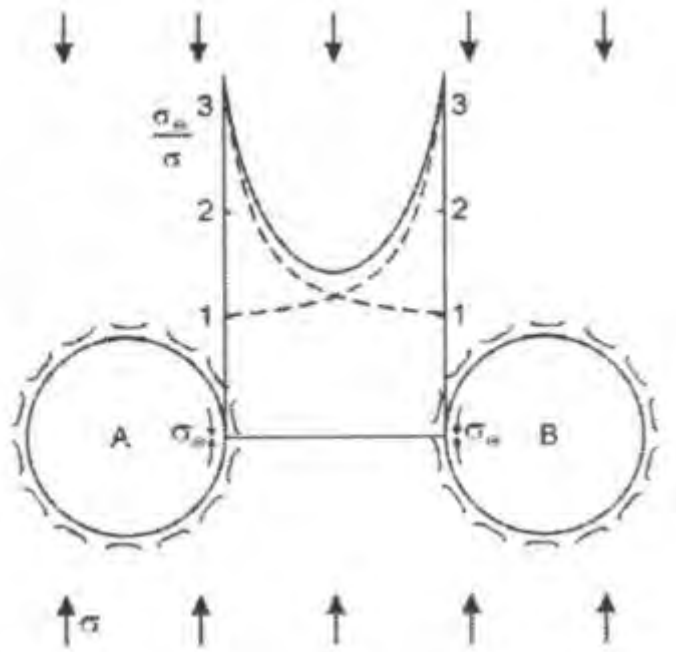
3.5.4. Sprengningspåvirkning

Ved vurdering av stabilitetsforhold er det egenskapene hos bergmassene i den umiddelbare nærheten tunnelen og den situasjonen den befinner seg i som er interessant. Utsprengning av tunneler endrer materialegenskapene i nærheten av tunnelen. Dette skjer ved at sprengningsjokket som blir påført bergmassen skaper nye riss og sprekker. Bergmassen og materialet i svakhetssoene kan få muligheten til å deformere seg mot frie flater (Nilsen & Broch, 2009). Sprengning av tunnel vil derfor bidra til en større plastisk sone enn ved driving av TBM. Dersom det drives med TBM vil påvirkningen fra selve drivingen på bergmassene være neglisjerbar i forhold til rystelsene påført ved sprengning. Den plastiske sonen vil derfor være mindre ved driving med TBM.

3.5.5. Pilarer

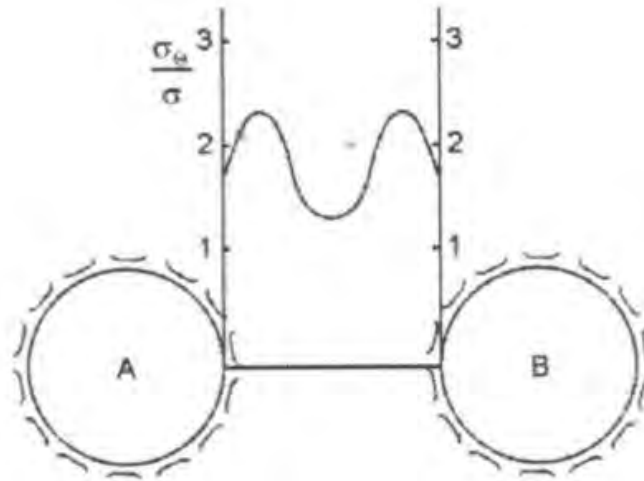
Bestemmelse av avstand mellom tunnellopene er hovedsakelig avhengig av de ingeniørgeologiske forholdene. Hvis åpningene er for nære, vil de gjensidig påvirke hverandre. Figur 19, 20 og 21 viser to like store sirkulære tunneler i et enakset spenningsfelt. Mellom dem står det bergpilarer, og spenningsforholdene i pilarene påvirkes både av tunnel A og B. Med utgangspunkt i Kirsch-ligningen (Formel 8 og 9), kan man se på spenningsfordelingen innover i berget fra A og B. Dersom spenningene hadde vært uavhengig

av hverandre, vil dette gi forløp som de stiplede kurvene i Figur 19. Summeres disse kurvene ved bruk av superposisjonsprinsippet dannes den heltrukne linjen, som viser hvordan spenningsfordelingen blir i pilaren.



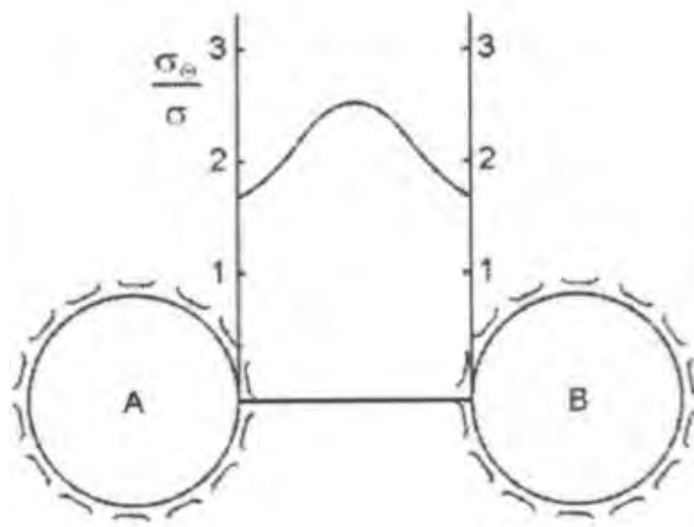
Figur 19: Spenningsfordeling i en pilar (Myrvang, 2011).

I praksis vil berget nærmest åpningen ofte være oppsprukket som tidligere vist i Figur 18. Dette medfører at det ytterste sjiktet har lavere stivhet (E-modul) og er derved mindre i stand til å ta opp spenning. Figur 20 viser spenningsforløpet i et slikt tilfelle. Her blir spenningstoppene «flyttet» innover i berget. De maksimale spenningene vil være lavere enn i de enn i det teoretiske tilfellet.



Figur 20: Spenning gjennom en pilar ved oppsprukket sone i det ytterste sjiktet av to parallelle tunneler (Myrvang, 2011).

Hvis oppsprekningen sprer seg lengre innover i berget kan en tilslutt få en sammensmelting av de to toppene, slik at spenningsforløpet blir som vist i Figur 21.



Figur 21: Videre oppsprekking innover i pilaren vil endre spenningsstoppen til sentrum av pilaren (Myrvang, 2011).

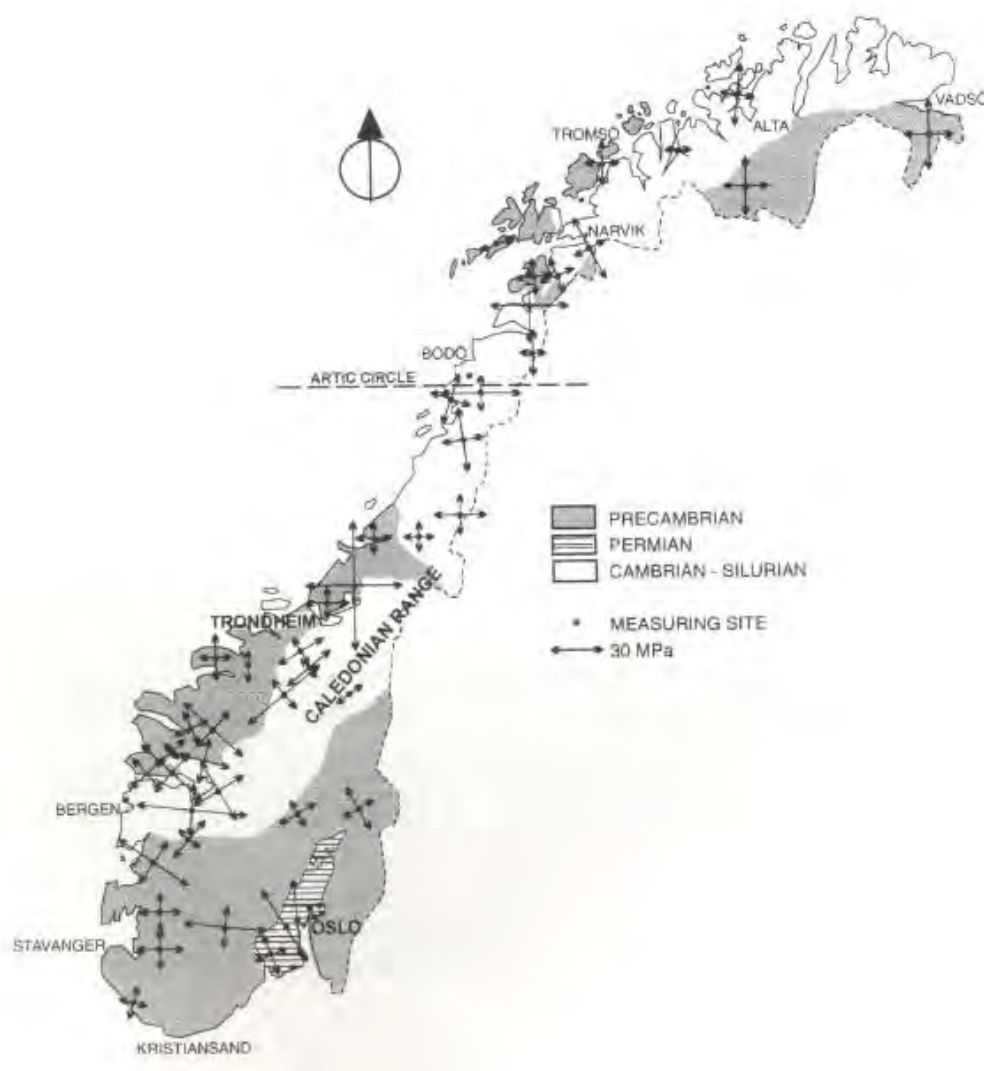
Målinger viser at dette stemmer godt i praksis. Ut fra Figur 19 vil en se at en økning av pilarbredden ut over en romdiameter vil gi en liten reduksjon i maksimal spenning. Hvis en tar hensyn til normal oppsprekking fra sprengning, vil en økning av pilarbredden utover ca. 1,5 romdiameter ha liten betydning for pilarspenningen (Myrvang, 2011).

3.5.6. De horisontale spenningene

De horisontale spenningene vil svært ofte avvike sterkt fra de gravitative spenningene. Generelt er det klart at horisontalspenningene svært ofte er mye høyere enn de gravitative horisontalspenningene, og ofte virker disse spenningene helt opp til dagbergsonen.

Generelt synes de kaledonske bergartene å ha lavere horisontalspenninger. Dette skyldes sannsynligvis at de overveiende er mer oppsprukket og tektonisert enn mange grunnfjellsbergarter. Det finnes imidlertid mange unntak fra dette.

Figur 22 viser retningen og størrelsen til horisontalspenningene på et forenklet geologisk kart over Norge. Det kan se ut som de horisontale spenningene er tilnærmet parallelt/normalt den kaledonske fjellkjeden. I Trondheim viser figuren relativt lave horisontalspenninger med retning på største horisontalspenning SV-NØ (Myrvang, 2011).



Figur 22: Retning av horisontalspenninger i Norge (Myrvang, 2011).

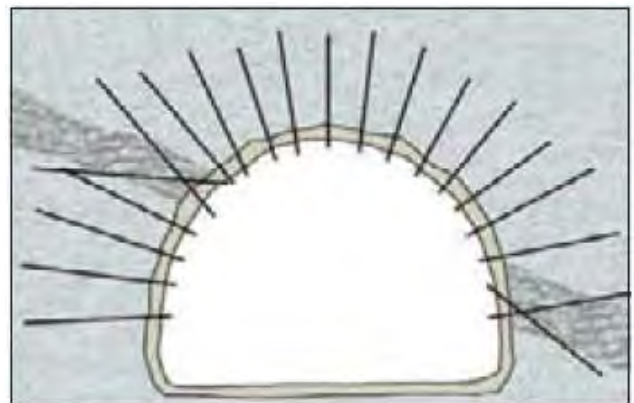
3.6. Sikring

For å bestemme det nødvendige omfanget av stabilitetssikring kan en bruke statikkberegninger, numeriske modeller eller erfaringsbaserte metoder. Det vil også være avgjørende hva undergrunnsanlegget skal brukes til (Sve, et al., 2008).

3.6.1. Bergmasse i forhold til sikringens funksjon

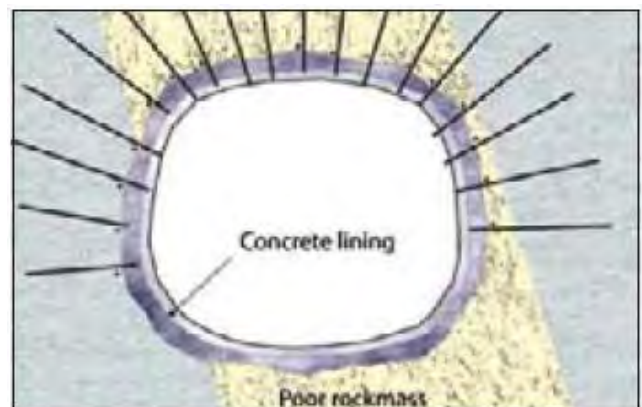
En riktig prosjektering og dimensjonering av tung sikring må baseres på en grunnleggende riktig forståelse av bergforholdene og hvordan sikringen fungerer. Svakt bergmateriale kan i hovedsak plasseres i to kategorier.

- A. Bergforhold der en lokal forsterkning av bergmassen rundt tunnelkonturen vil kunne produsere en stabil situasjon, slik som vist i Figur 23.
- B. Bergforhold der det ikke er mulig å oppnå tilstrekkelig bergforsterkning med selve bergmassen som en del av den permanente sikringskonstruksjonen, vist i Figur 24.



Figur 23: Svakhetszone i en hard oppsprukket bergmasse der en lokal bergforsterkning er mulig som permanent sikring (Sve, et al., 2008)

En hensiktsmessig «grense» mellom de to tilfellene er bergmassens E-modul sammenlignet med E-modulen til sikringskonstruksjonen. Bergspenningene har også en betydning for kategorien man befinner seg i.



Figur 24: Midlertidig sikring med forbolter, radielle bolter og sprøytebetong. Permanent sikring med plasstøpt hvelv (Sve, et al., 2008).

Dersom den dominerende bergmassen har lav stivhet, vil bergspenningene føre til deformasjoner over tid. Dette vil føre til at bergsikringen blir en ren lastbærende konstruksjon da berget ikke lenger klarer å holde i mot spenningene. Dersom den dominerende bergmassen har en høy stivhet, vil berget kunne ta opp spenninger uten at betydelig deformasjon opptrer. Her vil bergspenningen kun bli påkjent lokale områder.

Langtidsstabil forsterkning av bergmassen forutsetter at bergmassen i seg selv er stivere enn sikringskonstruksjonen. Bergsikringen er som oftest en overflatesikring i form av sprøytebetong, kombinert med armering og detaljforankring (bolting) av lokale svakhetsfenomener. Praksisen har vært og hele tiden å forsterke berget på en måte som gjør at berget inngår i den endelige konstruksjonen.

Det er ikke mulig å oppnå langtidsstabil forsterkning av bergmaterialet når det dominerende bergmaterialet (over 1 diameter av bergrommet) har lavere E-modul enn sikringen. Dette vil kunne føre til deformasjoner som gir et globalt lastopptak i sikringskonstruksjonen. I slik tilfelle må derfor en langtidsstabil sikring dimensjoneres for slike opptak. I praksis vil dette si at sikringskonstruksjonen omfatter hele konturen, inkludert sålen.

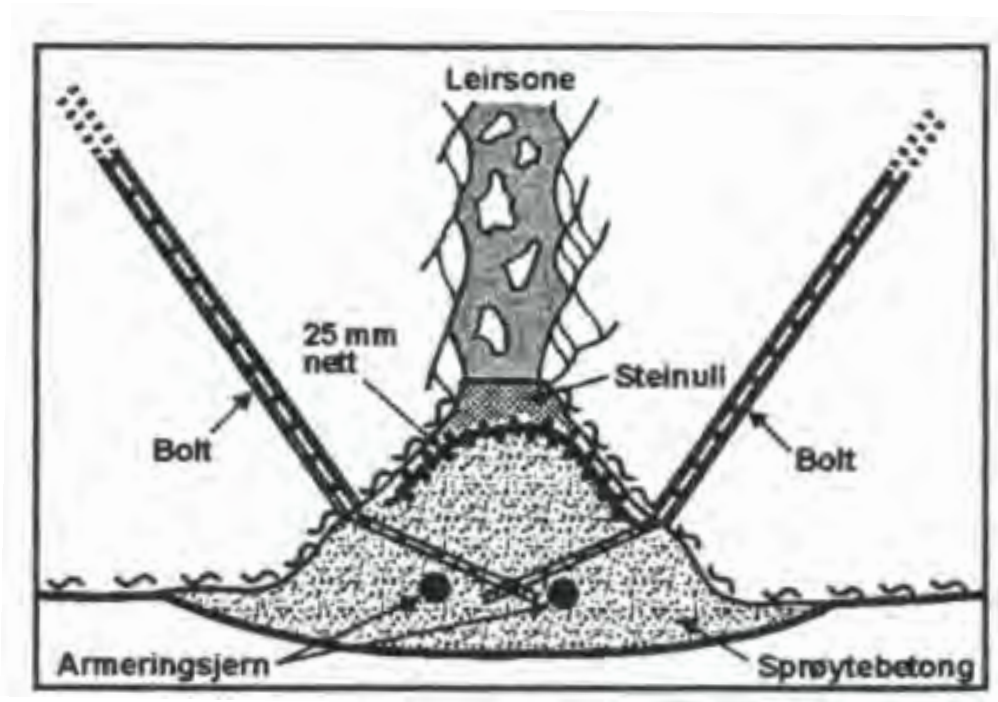
For å oppnå best mulig fordeling av trykkspenningene, er det viktig at geometrien på bergrommet tilpasses dette. Man vil derfor prøve å etablere et mest mulig sirkulært, eller semisirkulært tverrsnitt (Sve, et al., 2008).

3.6.2. Sikring av leirsoner

Leirinfisert bergmasse kan reagere med luft og fuktighet slik at skjærfastheten reduseres over tid. Dette kan føre til blokknedfall dersom sonen har en uheldig orientering. Svelleleire kan føre til utbrytning av blokker og ødeleggelse av sprøytebetongen (Sve, et al., 2008). Derimot vil svelletrykket bli meget redusert dersom svelleleira tillates en liten volumutvidelse. Ofte skal det ikke mer til enn en økning i leirmassens volum på ca. 5 % før svelletrykket er redusert til en meget rimelig størrelse. Sprøytebetong skal slutte tett til konturen og gir ofte liten mulighet for deformasjon før svelletrykket belaster sikringskonstruksjonen. Bredden og orienteringen på slike soner vil være avgjørende for typen sikringstiltak.

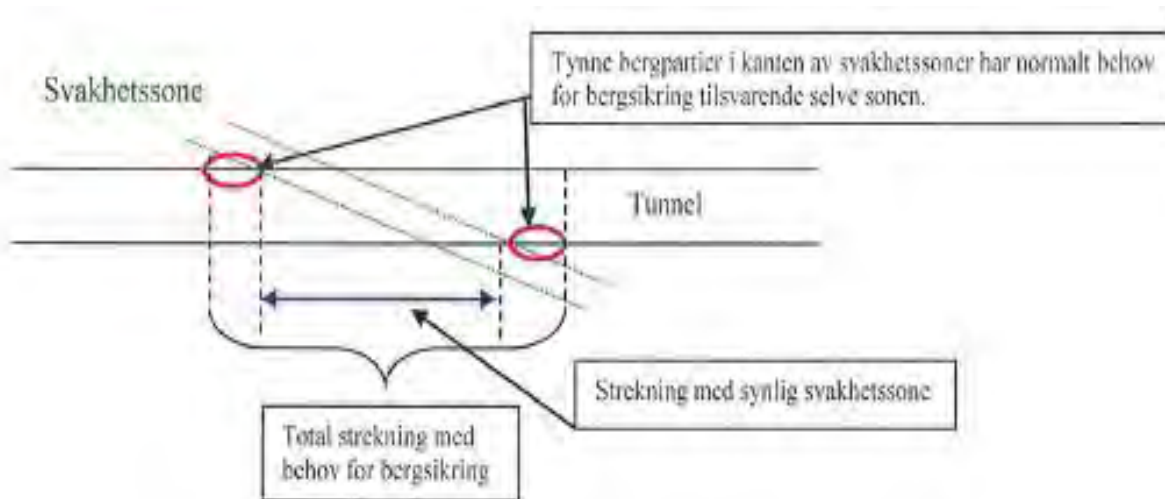
For mindre soner med svelleleire kan det benyttes sprøytebetong med innebygde ekspansjonsmuligheter som vist i Figur 25. Her er det et kompressibelt mellomlegg av steinull plassert mellom leirsonen og en armert og bolteforankret sprøytebetongsikring. Dette har vist

seg å fungere godt i 20-30 cm brede soner med aktiv svelleleire (Nilsen & Broch, 2009). Ved passering av mektige svelleleiresoner er full utstøpning den mest aktuelle metoden (Sve, et al., 2008).



Figur 25: Metode for forsegling av mindre slepper med svelleleire (Nilsen & Broch, 2009).

I praksis vil det være behov for tung sikring ytterligere en strekning i hver ende av svakhetssonene før en kommer langt nok inn i et godt berg. Dette er spesielt aktuelt ved lav skjæringsvinkel mellom tunnel og svakhetssone (Loftesnes & Tyssekvam, 2011). Illustrasjon av dette er vist i Figur 26.

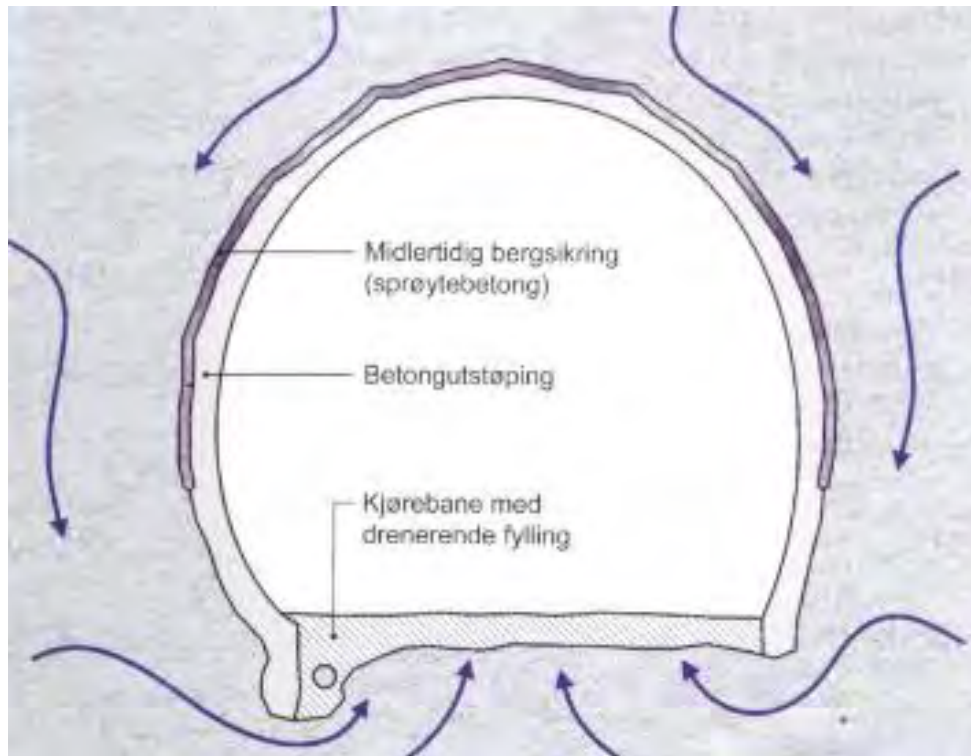


Figur 26 viser hvor langt en bør regne med å utføre sikring langs en svakhetszone som krysser tunnelen skrått (Loftesnes & Tyssekvam, 2011).

3.6.3. Utstøpning

Sikring med full utstøpning er også den mest aktuelle metoden ved store ras og utfall, og ved passering av mektige knusningssoner med mye vann. Det er også vanlig å benytte i påhuggsområdene. Utstøpningen går rundt profilet helt ned til sålen som en bue som skal ta opp trykkspenninger fra bergmassen.

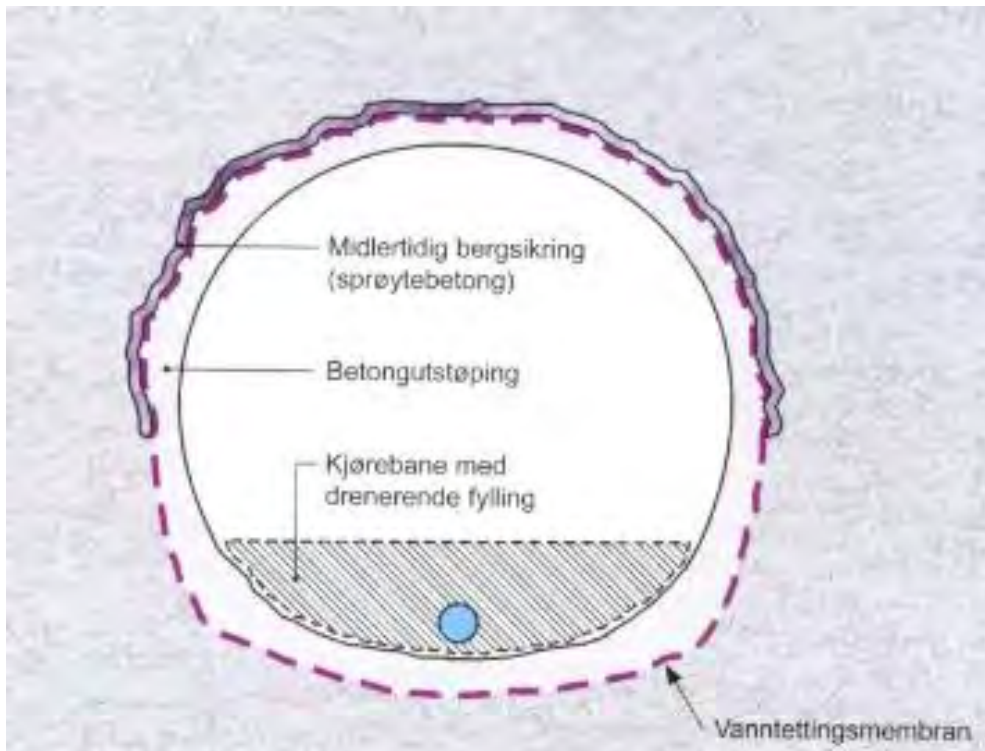
På Figur 27 ser man den vanligste typen betongutstøpning i tunnelanlegg i Norge. Her er det kontaktstøp i vegger og heng, men med åpen såle. Vann kan lekke inn i tunnelen, slik at det derfor ikke vil oppstå fullt statisk vanntrykk utenfor støpen. Lav konduktivitet i bergmassen kan allikevel føre til vanntrykksoppbygging lokale områder på støpen.



Figur 27: Skisse av eksempel på drenert betongutstøping (Sve, et al., 2008)

Ved kryssing av mektige svakhetssoner kan støpning av såle være nødvendig for å etablere ekstra støtte for veggene, både i forbindelse med full utstøping og sprøytebetongbuer. Det kan også være nødvendig med sålestøp dersom det forventes bunnoppressing. Konstruksjonen skal også ta hensyn til fullt statisk vanntrykk. Det kan derfor ikke tillates svinnriss i betongen. Men det anbefales å legge heldekkende membran mellom berget og betongen. Denne konstruksjonen er også aktuell i områder der det er helt ufravikelig krav om at anlegget ikke skal influere grunnvannsstanden.

Det er vanlig at sprøytebetongsikringen er dimensjonert som bergmekanisk sikring, mens den indre betongutstøpingen er dimensjonert for statisk vanntrykk, slik som vist i Figur 28 (Sve, et al., 2008).

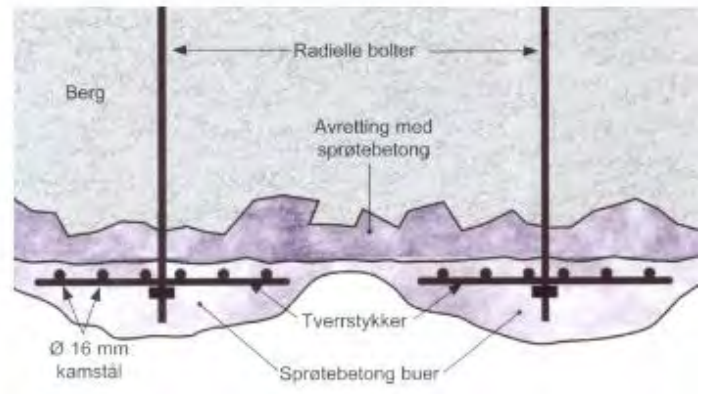


Figur 28: Prinsippkisse av vanntett udrenert betongutsøpning (Sve, et al., 2008).

3.6.4. Armerte sprøytebetongbuer

Metoden benyttes stadig oftere i tilfeller hvor man tradisjonelt benyttet full utstøpning. Løsningen er både tids- og kostnadsbesparende, men har som nevnt sine begrensninger i soner med svelleleire. Avstanden mellom buene må tilpasses tunnelens geometri, bergmasseforhold og kravet til deformasjon. Normalt er det mellomrom på 1 – 3 m. Ved beregning av lastbæringsevnen er det viktig å ta med lasten av den mellomliggende bergmassen. Bilde og illustrasjon av sprøytebetongbuer er vist i Figur 29.

Ved dårlig samvirke mellom sprøytebetongen og berget bør det etableres såle eller veggfundamenter for å ta opp kreftene fra buen. Dette er også viktig dersom det forventes store deformasjoner nederst i veggene (Sve, et al., 2008).



Figur 29 viser til venstre armerte sprøytebetongbuer sett innenfra tunnelen. Til høyre kan man se et snitt av en sprøytebetongbue (Sve, et al., 2008).

3.6.5. Sikring foran stuff

Dersom det forventes dårlig berg er det spesielt viktig å utføre tiltak slik at det teoretiske profilet i størst mulig grad beholdes når bergrommet senere drives ut. Metodene som kan brukes er forbolting, rørskjermer, injeksjon, jet-grouting og frysing. Som en veileder for hva man skal velge, har Sve, et al. (2008) kommet med følgende fordeling i Tabell 3.

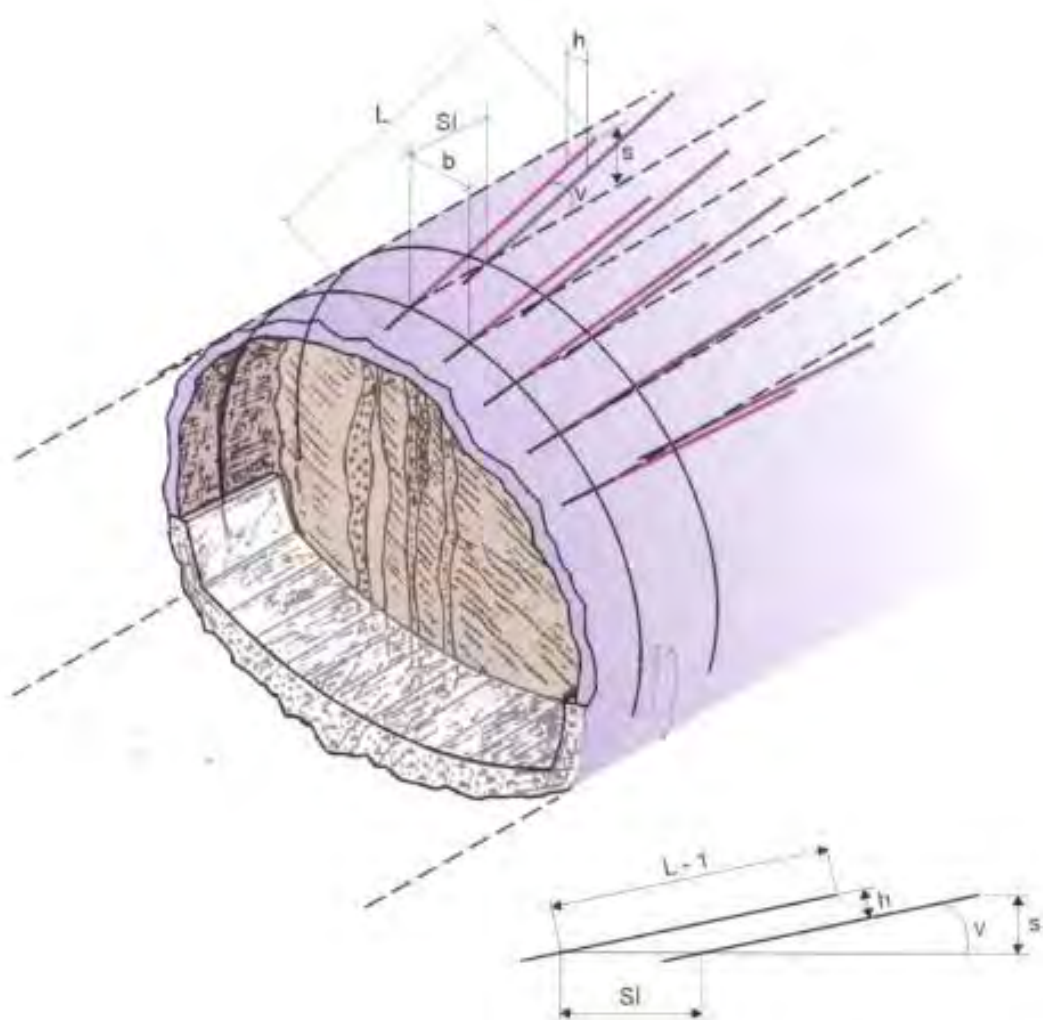
Tabell 3: Anbefaling av sikring foran stuff som resultat av Q-verdi (Sve, et al., 2008).

Q-verdi	Sikring foran stuff
0,001-0,02	Rørskjermer/Jet-grouting/frysing
0,02-0,2	Forbolting
>0,2	Forbolting ved grovblokking, horisontal lagdeling, lav innspenning og ved påhugg.

Forbolting betraktes normalt som en midlertidig anordning som ikke regnes inn i den permanente sikringen. Hovedhensikten er derimot å bevare det teoretiske tverrsnittet til permanent sikring er etablert. I spesielt vanskelige bergforhold der en kan få sammenrasing av

hull burde det benyttes selborende bolter. Boltelengden er normalt 6 m, hvor 1 m av bolten brukes til oppheng i bakkant. I disse tilfellene bør salvelengden ligge mellom 2,5 – 3 m, som gir overlapp på ca. 0,5 m av forboltene. Forankringen i bakkant er veldig viktig at er sikker. Her er det mest vanlig å benytte kombinasjonen fjellbånd, radielle bolter og fiberarmert sprøytebetong. For partier hvor forbolter vurderes, er det viktig at innlekkasjer i størst mulig grad er injisert på forhånd, da vann i hull fra forboltene kan føre til utvasking av gysemasse.

Vanligvis har boltene en avstand mellom 0,2-0,6 m. Boltene settes normalt med en vinkel på 10° - 15° . Figur 30 viser en illustrasjon på plassering av forbolter (Sve, et al., 2008).



Figur 30: Eksempel på montering av forbolter (Sve, et al., 2008).

3.6.6. Injeksjon

Injeksjon er ment for å tette bergmassen for å hindre innlekkasjer, men bieffekten gjør den også til en aktuell teknikk for å stabilisere grunnen før driving. Metoden er aktuell ved grunnforhold med svært dårlig stabilitet og i kombinasjon med vanntrykk, som mektige svakhetssoner, tett oppsprukket berg og dyprenner med løsmasser. I forhold til bergmassens Q-verdi vil forinjeksjon forbedre parameteren J_w og RQD.

Injeksjonsopplegget må tilpasses bergmassens vanskelighetsgrad, men det bør generelt bores mange hull fordelt over hele stoffen med typisk 1- 1,5 meters mellomrom.

Erfaringer fra driving i skifrig og tett oppsprukket bergmasse har vist at systematisk forinjeksjon med sementbaserte injeksjonsmidler har bidratt til et bedre utsprengt profil som gir mindre utfall og bedre stabilitet.

Jet-grouting er en metode for å forbedre løsmassers mekaniske egenskaper ved å erstatte løsmassene med sementbasert mørtel ved utspyling i kombinasjon med injeksjon.

Frysing kan brukes i tilfeller der tunnelen skal drives gjennom bergmasse med løsmassekarakter eller soner som består av løsmasser. Metoden kan også kombineres med injeksjon (Sve, et al., 2008).

3.6.7. Krav fra Jernbaneverkets Teknisk regelverk

Jernbaneverket anbefaler Håndbok 021 fra Statens vegvesen som eksempel på omfang av ingeniørgeologiske undersøkelser som bør inngå i de forskjellige plannivåer.

Design: Det finnes ingen krav til tunneldesign for tunneler som skal dimensjoneres for høyhastighetstog (≥ 250 km/t). For jernbanetunneler skal det minimum være 500 m mellom hvert tverrslag, dersom det bygges to parallelle tunneler.

Injeksjon: Jernbaneverket krever at tunnelen skal være tilstrekkelig tett mot vanninnlekkasje med hensyn til skader på miljøet og tunnelens funksjon og sikkerhet. Det er også ønsket at injeksjonen skal utføres som forinjeksjon.

I et intervju med Jan Ausland fra Jernbaneverket blir det presisert et ønske om minimalt vedlikeholdsarbeid for tunnelene fremover. Fuktighet er et problem for de jernbanetekniske

installasjonene. Dersom fuktigheten forsvinner vil det føre til færre driftsavbrudd. For å få til dette ønsket vil det kreves omfattende forinjeksjoner ved bygging av tunneler (Pedersen, 2013).

Stabilitetssikring: Ved valg av sikringsmetode og sikringsomfang skal følgende vektlegges.

- Bergmassens egenskaper
- Lekkasjeforhold, frostmengde
- Metode for vann- og frostsikring
- Trafikkmengde og toghastighet
- Krav til vedlikehold

Der to tunnellop drives parallelt, bør det være en avstand mellom stoffene for å sikre at erfaringene fra ett tunnellop kan nyttiggjøres i det andre. Minste avstand mellom to tunnellop bestemmes med hensyn til:

- Bergmassens egenskaper
- Drivemetode
- Tunnelverrsnitt
- Rømningsveier
- Andre nærliggende byggverk

Det kreves også en kartlegging etter Q-systemet før påføring av sprøytebetong. Denne kartleggingen skal være grunnlaget for bestemmelse av stabilitetssikringen og senere som dokumentasjon av sikringen og geologien. Det er også et krav om at all sikringen skal utføres slik at den kan inngå i den permanente sikringen. Det er et krav om at registreringen og sikringen utføres i henhold til Håndbok 021 fra Statens vegvesen.

Bolting: Endeforankrede bolter skal ikke benyttes som permanent sikring, med unntak av områder med høye bergspenninger.

Sprøytebetong: Hvis sprøytebetongen er nødvendig som umiddelbar sikring skal det utføres etterfølgende systematisk bolting dersom bergoverflaten ikke er nøye kartlagt. I områder med leirslepper, sprakeberg skal sprøytebetongen normalt armeres med nett eller fiber. Av hensyn til bestandighet/levetid skal sprøytebetongen utføres med gjennomsnittstykkelse ikke mindre enn 80 mm. Ved armering av sprøytebetongen skal det vurderes konsekvenser i forhold til induerte spenninger og elektriske kretser for signalsystemet.

Konstruksjonstyper: Konstruksjonene skal være dimensjonert for de store trykk- og sugkreftene som oppstår ved togpassering. Følgende konstruksjonstyper kan benyttes. Det kan velges ulike typer for ulike deler av tunnelen:

- Hvelv av betongelementer.
- Hvelv av PE-skum brannbeskyttet med armert sprøytebetong.
- Sprøytbar membran (kun som vannsikring).

Funksjonskrav til vann- og frostsikring:

- Lekkasjevann skal føres frostfritt ned i dreneringssystemet.
- Isolert kledning i frostsonen for å hindre vanddrypp og isdannelse.
- Unngå vanddrypp i frostfri del med vannavskjerming. Vannaskjermingen skal gå over hele tunnelens lengdeløp og tverrprofil over sålen.
- Konstruksjonen skal ha teknisk levetid på 80 år.

(Jernbaneverket, 2013)

3.7. Q-metoden

3.7.1. Generelt

Q-metoden gir en beskrivelse av stabiliteten til bergmassen slik at høye verdier indikerer god stabilitet og lave verdier indikerer dårlig stabilitet. Q- verdien baserer seg på de 6 følgende parameterne vist i formelen under:

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

De 6 parameterne er:

RQD: Graden av oppsprekking.

J_n: Antall sprekkesett.

J_r: Sprekkeruhetstall.

J_a: Tall for sprekkefylling.

J_w: Sprekkevannsfaktor.

SRF: Spenningsfaktor.

Vedlegg 1 viser skjemaet som ble brukt for å beregne Q-verdien langs traséen.

(Barton, et al., 1974)

3.7.2. Sikring i henhold til Statens vegvesen håndbok 021

Bestemmelse av riktig sikringsmetode og omfang for permanent stabilitets sikring skal Statens vegvesen håndbok 021 (2010) bygge på geologiske og geofysiske forundersøkelser kombinert med informasjon fra boringer og kartlegging i tunnel inkludert med bergmasseklassifisering.

Sikringsklasser med omfang og metode bestemmes ved hjelp av bergmasseklasser vist i Tabell 4.

Tabell 4: Sammenheng mellom bergmasseklasser og sikringsklasser for permanent sikring anbefalt av Jernbaneverket og Statens vegvesen (Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2010).

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

⁽¹⁾ Q-verdiene er gitt for uniaxial compressive strength, UCS = 100 MPa

⁽²⁾ For krav til materialer, metoder og løsninger henvises til Teknologirapport nr. 2538: Arbeider foran stuff og stabilitets sikring i vegtunneler.

I tillegg til Tabell 4 krever håndbok 021 blant annet at det skal etableres undersøkelses- og sikringssone minimum 15 m foran møtende svakhets sone. Det innebærer sonderboring,

forbolting og eventuell injeksjon. For planlegging av mengden og typen sikring brukes i første omgang Q-verdier målt i dagen, selv om disse verdiene oftest er forskjellig fra Q-verdier funnet på stoff og de sprengte flatene (Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2010).

4. Ingeniørgeologiske aspekter for dette prosjektet

4.1. Mekaniske egenskaper til bergartene

4.1.1. Beskrivelse av bergartene langs traséen

Selv om flere av bergartene langs strekningen har navn som viser til sedimentære bergarter, vil de være mer eller mindre omvandlet, slik at de kan regnes til den metamorfe bergartsgruppen.

På grunn av varme, trykk eller rent mekanisk påvirkning kan størknings- og sedimentærbergarter bli omvandlet og gå over til metamorfe bergarter. Dette kan skje ved fjellkjedefoldning, såkalt regionalmetamorfose, ved at bergartene kommer ned på store dyp hvor det er høye trykk og temperaturer. Mer lokalt, i nærheten av intrusjoner av størkningsbergarter, kan varmpåvirkningen forårsake såkalt kontaktmetamorfose. En tredje form for metamorfose er kataklase, det vil si nedknusning av de opprinnelige bergartene langs store forkastninger eller skyvesoner. I tillegg til den mekaniske påvirkningen, kan det i skyvesoner også ble en meget høy temperatur på grunn av friksjon.

Ved metamorfose skjer det en omkrystallisering av bergartene, som betyr at det dannes nye mineraler og bergartene får en endret struktur. Spesielt karakteristikk er at mange bergarter ved metamorfose får en planstruktur, såkalt foliasjon på grunn av parallellorienterte mineralkorn. Metamorfose avhenger av trykk og temperatur, og en snakker i den forbindelse om forskjellige metamorfe fascies. Til hver fascies hører det er bestemt temp./trykkintervall, og under bestemte forhold dannes det bestemte mineraler. Det betyr at sluttproduktet av en bergart etter en metamorfose kan bli svært forskjellig i forhold til utgangspunktet (Løset, 2006).

Sandstein: Sandsteiner vil ikke nødvendigvis forandre seg så mye ved metamorfose. De fysiske egenskapene til metamorf sandstein er ofte ikke så forskjellig fra de umetamorfe variantene, men skifrighet blir ofte utviklet ved metamorfose. Når det gjelder dårlig konsoliderte sandsteiner, så kan metamorfose medføre at bergarten blir langt sterkere. Ellers vil kvartsinnholdet være avgjørende for borbarheten, og dette vil vanligvis ikke endres ved metamorfose (Løset, 2006).

Gråvakke: Ved metamorfose av gråvakke gjelder det stort sett det samme som for sandstein. For Gråvakken i området denne oppgaven omhandler, er det utført refraksjonsseismiske målinger i sammenheng med byggingen av væretunnelen. Det har vist hastigheter rundt 5000

m/s i dagfjellsonen, som indikerer godt berg. Det kan allikevel forventes sterkt oppsprukket fjell som trolig er leirholdig (Aagaard, 1981).

Skifer (schist): I glimmerskifer ligger kløven parallelt med foliasjonen. Disse bergartene bruker å rase langsmed foliasjonsretningen siden fallet ofte er bratt og kontinuerlig over lange distanser. Av denne grunnen er skifer sett på som vanskelig bergart å bygge i (Goodman, 1993).

Grønnstein: Også kalt «Jonsvannsgrønnsteinen». Dette er vanligvis en solid bergart som er egnet til de fleste byggetekniske formål. Mellom grønnsteinslagene kan det imidlertid være tuff lag som kan være langt dårligere kvalitet (Løset, 2006).

Ryolitt: Dersom den ryolittiske tuffen har gått over til grønskifer kan de klorittførende lagene medføre dårlig tunnelstabilitet og være ubrukbar til de fleste byggetekniske formål (Løset, 2006).

Fyllitt: Oftest betyr metamorfose at bergarten generelt blir mer grovkornet og sterkere, men de metamorfe variantene vil ofte være sterkt anisotrope (skifrige), og dette kan i mange tilfeller bety en generell svekkelse av bergmassen. Skifrihetens retning i forhold til tunnelretningen kan ha mye å si for stabiliteten. Økende metamorfose vil oftest bety bedre kvalitet på sprengbarheten. Glimmerinnholdet er likevel oftast for høyt til at kvaliteten kan bli helt god fordi materialet vil ha høy flisighet og gi mye finstoff ved knusning (Løset, 2006).

4.1.2. Bergartenes styrkeegenskaper

Tabell 5, 6, 7 viser de mekaniske egenskapene til tilsvarende bergarter som er funnet langs tunneltraséen, hentet fra ulike ingeniørgeologiske bøker og rapporter. Det er forsøkt å finne prøveresultater fra nærliggende anlegg i tillegg til generelle egenskaper for bergarten. Det er også utført laboratorieforsøk av undertegnede for Gråvakken (lokasjon 22) i østre del Tabell 7. Tunnelen vil antagelig ikke gå i denne bergarten, men undersøkelsene gir en indikasjon på de andre områdene med gråvakke langs traséen.

Tabell 5: Verdier hentet fra (Hoek, 2009)

Bergart	σ_c (MPa)	m_i	Betegnelsen
Sandstein	50-250	17	Sterk til veldig sterk
Gråvakke		18	
Skifer (schist)	25-100	12	Medium til sterk
Basalt	100-250	25	Veldig sterk
Ryolitt	100-250	25	Veldig sterk
Fyllitt	50-100	7	Sterk

Tabell 6: Verdier hentet fra Håndbok No 2 Tetthet (γ), Poissons forholdstall (ν),

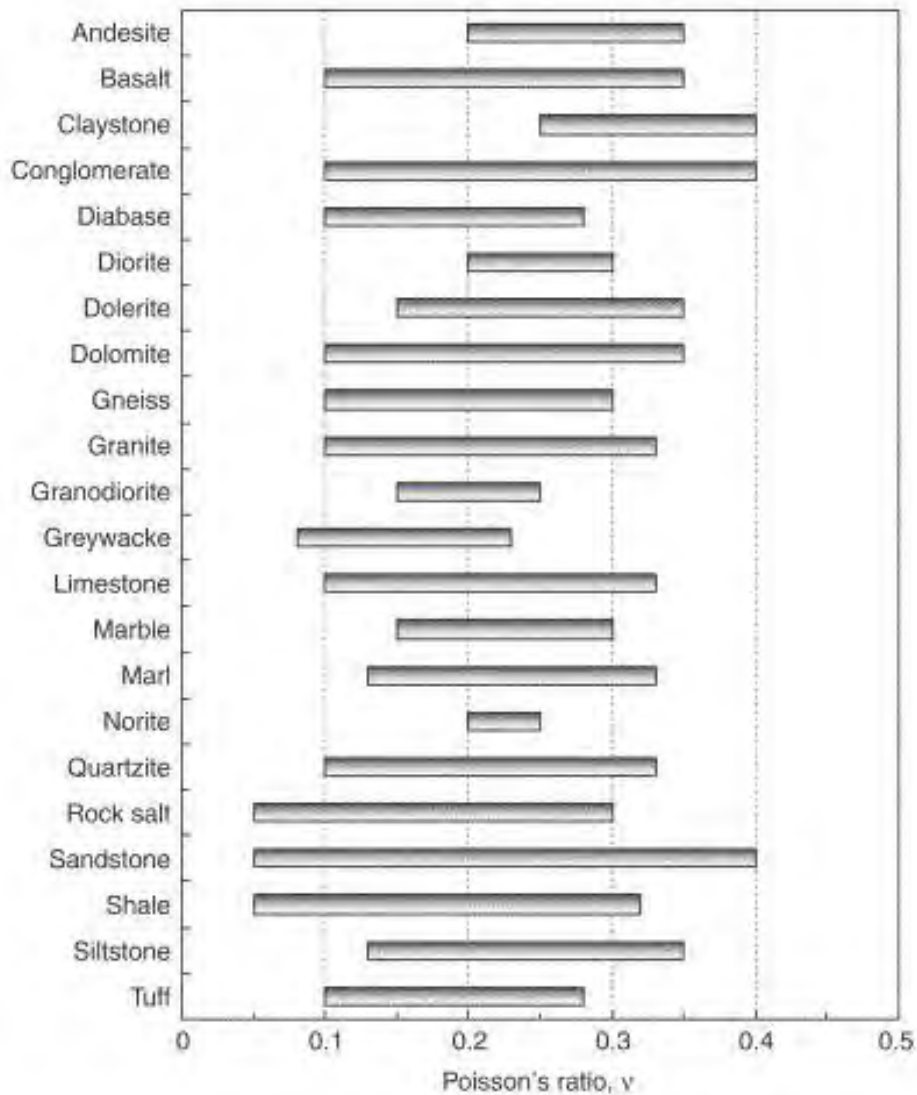
Bergart	σ_c (MPa)	E (GPa)	
Sandstein	147	28	(Nilsen & Palmström, 2000)
Gråvakke	81	25	(Nilsen & Palmström, 2000)
Skifer (Clayschist/-stone)	40	21	(Nilsen & Palmström, 2000)
Grønnstein	105	53	(Nilsen & Palmström, 2000)
Fyllitt	61	46	(Nilsen & Palmström, 2000)
Ryolitt	185	20	(Myrvang, 2011)

I sammenheng med utbyggingen av E6 ble det bygget to tunneler mellom Ranheim og Hommelvik (Væretunnelen og Stavsjøtunnelen). I den sammenheng ble det utført laboratorieundersøkelser av enkelte av bergartene på strekningen. Dette er vist i lokasjon 17-21 i Tabell 7. Lokasjonene er vist på vedlagt kart.

Tabell 7: Drilling rate index(DRI), Bit wear index (BWI) og tetthet funnet ved laboratorieforsk. Tallene i parentes viser den tilhørende bergartsgruppen som er markert på vedlagt kart (Dahl & By, 1983; Blindheim & Aagaard, 1982).

Lokasjon	Bergart	DRI	BWI	CLI	Kvartsinnhold %	Tetthet (g/cm ³)	Poissons forholdstall (ν)
17	Sandstein/skifer (nr. 30)	43	39		27	2,72	
18	Grønnstein, meget finkornet (nr. 26)	51	22		0	3,02	
19	Sandstein, grønn (nr. 25)	57	26		28	2,81	
20	Ryolitt (nr. 3)	46	34		24	2,75	
21	Metagråvakke (nr. 13)	46	28		23	2,68	
22	Gråvakke (nr. 8)	37	36	14,4		2,74	0,15

Det foreligger ingen informasjon om tverrkontraksjonen (*Poissons forholdstall, ν*) for bergartene i området. Figur 31 viser derimot generelle verdier for tverrkontraksjonen.



Figur 31: Typiske variasjonsbredder for tverrkontraksjonen (Poissons forholdstall) for enkelte bergarter (Gercek, 2006)

Laboratorieforsøket utført i gråvakken ved østre påhugg ga $\nu = 0,15$ som er omtrent midt i variasjonsbredden vist av gråvakke i Figur 31. Oppgaven tar derfor utgangspunkt i at de resterende bergartene langs traséen har tverrkontraksjon liggende omtrent midt på variasjonsbredden gitt i figuren. De antatte verdiene er gitt i Tabell 8.

Tabell 8: Poissons forholdstall fra bergartene langs traséen. Anslått til å ligge mitt på variasjonsbredden til verdiene gitt i Figur 31, ut i fra forsøk utført på gråvakken i østre delen av traséen.

Bergart	Poissons forholdstall (ν)
Basalt	0,24
Sandstein	0,2
Leirskifer	0,2
Siltstein	0,24
Tuff	0,2
Gråvakke	0,15

4.2. Sprekker

Informasjon om oppsprekkingen er hentet fra ingeniørgeologiske forstudier og erfaringsrapporter i sammenheng med utbyggingen av E6 og tunnelene (Være- og Stavsjøtunnelen) på strekningen.

Med hensyn til oppsprekking kan bergartene klart inndeles i to grupper:

- Ryolittisk tuff, gråvakke, sandstein, fyllitt og skifer:
Kjennetegnes ved at de er planfolierte og at foliasjonen utgjør et klart svakhetsplan. Den lave metamorfosegraden og erfaringer fra anlegg tyder på at man må regne med stabilitetsproblemer, spesielt der hvor fallet er mindre enn 45 grader.
- Jonsvannsgrønnsteinen har en helt annen opprinnelse enn de sedimentære bergartene og er derfor tett oppsprukket i et uregelmessig mønster.

4.2.1. Beskrivelse av sprekkene i de ulike bergmassene

Det er relativt hyppig med partier med sprekketog og sleppete fjell, slik at fjellkvaliteten generelt for traséen må antas å være noe dårlig. Dette kan ha sin årsak i den lave metamorfosegraden og i at knusningssonene har et større influensområde enn vanlig (Blindheim & Aagaard, 1982).

Sandstein: Sandsteinen i vestre del (nr. 30) har vist seg fra kartlegging i dagen å være utpreget skifrig, men gradvis bli mindre skifrig østover. Oppsprekkingsmønsteret blir grovblokket med klare, velutviklede sprekkesystemer med plane, men ru sprekkeplan. I østre del opptrer gråvakken/gråvakkesandsteinen som mer massive benker (Blindheim & Heggstad, 1984)

Gråvake: Gråvakken i vestre del av traséen (nr. 31) synes å være utpreget skifrig, men småfoldet i skifrihetsplanene (Aagaard, 1981). Mens den enkelte områder i østre delen forekommer som mer massiv, men opptrer også som skifrig i hyppig veksling med sandstein og fyllitt (Einum, 1990).

Skifer (schist): Det foreligger ingen informasjon om oppsprekkingen i skiferen langs traséen, annet enn at det antas samme planfoliering med som lignende bergarter i området, med klare svakheter i foliasjonen.

Grønnstein: Jonsvannsgrønnsteinen er dannet samtidig som de sedimentære bergartene, men har som sagt en helt annen opprinnelse, og er som følge av det oppsprukket i et uregelmessig mønster. Det skyldes størkningsforholdene for lavaen. Etter at bergarten senere har gjennomgått foldning og metamorfose, kan enkelte hovedtrekk bedre observeres, men strøk og fall er vanskelig å bestemme sikkert. Oppsprekkingen er stor, og det er registrert putestruktur der bergarten har vært helt oppsprukket. Det er også registrert at bergarten har vært helt oppsprukket i linser ned til 1 dm³. Sjelden er det registrert partier med sprekkeavstand større enn 50 cm. I sprekkefyllingene opptrer blant annet kvarts. Strøk og fall er vanskelig å bestemme, men bergarten har gjennomgått foldning slik at enkelte hovedtrekk kan observeres. Det er ventet store drifts- og stabilitetsproblemer i grønnsteinen (Blindheim & Heggstad, 1984; Aagaard, 1981).

Ryolitt: Den ryolittiske tuffen er forventet å være forholdsvis massiv og det har vært vanskelig å angi noen systematisk og utbredt oppsprekking (Blindheim & Heggstad, 1984).

Fyllitt: Antas å være meget skifrig. Kan enkelte områder opptre med sterk oppsprekking (Blindheim & Heggstad, 1984; Einum, 1990).

4.3. Svakhetssoner

Svakhetssonene er kartlagt ved hjelp av topografisk kart og tidligere undersøkelser fra området (Blindheim & Heggstad, 1984; Blindheim & Aagaard, 1982a; Blindheim & Aagaard, 1982). Fallretningen er delvis bestemt ut fra svakhetssonens utstrekning i overflaten, sammenheng med bergartsgrensene og informasjon fra de tidligere undersøkelsene. Svakhetssonene er markert i vedlagt vertikalprofil og vedlagt kart over traséen.

Det ser ut til at de fleste svakhetssonene har strøk nord-nordøstlig retning. Det er derimot usikkert om svakhetssonen fortsetter der områdene er dekket av tykke lag med løsmasser. Svakhetssonene i området er stort sett fremkommet av tektoniske påkjenninger, i det fjellmassene har beveget seg i forhold til hverandre (Blindheim, et al., 1984).

Det er et typisk trekk i den kaledonske fjellkjeden at flattliggende skyvesoner opptrer. Slike soner kan opptre med sterk forskifring, høyt glimmerinnhold og glatte, bølgede glidestriper (Norconsult, 2008).

4.4. Feltarbeid

Det er utført feltarbeid i sammenheng med oppgaven. Strøk- og fall sammen med Q-verdi målinger er utført langs traséen. Antall målinger er relativt få i forhold til det store området traséen strekker seg over. Dette skyldes at det enkelte områder var vanskelig å komme frem til i forhold til tiden som ble satt av. Berggrunnen var også dekket av tynt løsmassedekke over store deler, som ga få gode fjellblotninger.

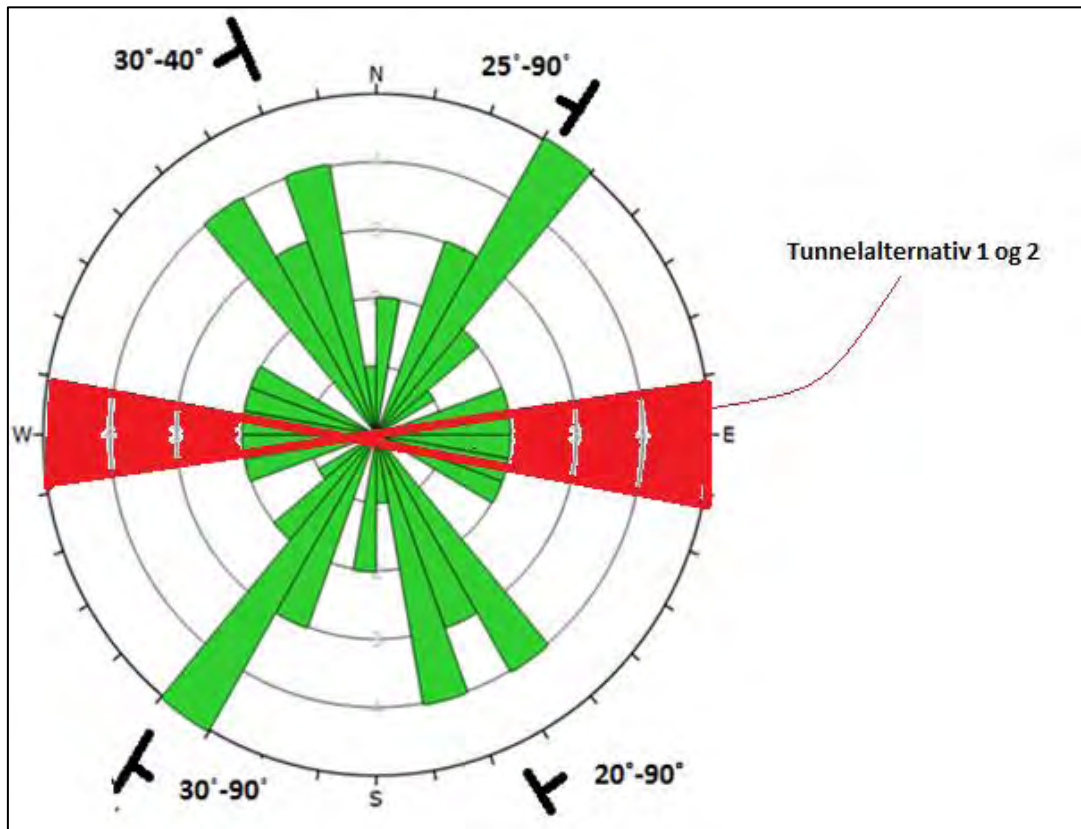
4.4.1. Resultater

Q-målinger langs traséen og området rundt er vist i Tabell 9. Lokasjonene til hver måling er vist på vedlagt kart.

Tabell 9: Målinger av Q-verdi fra feltkartlegging. Lokasjonen er vist på vedlagt kart.

Lokasjon	Q-verdi
3	8,4
6	19,8
7	5,5
8	29,7
9	3,1
10	5,0
11	52,8
12	29,7
13	4,1
14	6,1
15	10
16	6,2
22	30
23	0,7
24	1,5
25	3,3
26	3,5
27	5,9

Kartlegging av foliasjon og sprekker langs traséen og området rundt er vist i Figur 32. Det røde området viser retningen på tunnelen. Figur 33 til Figur 36 vises bilder av bergmassen tatt av enkelte lokasjoner.



Figur 32: Sprekkerose fra feltkartlegging av strøk og fall av sprekker og foliasjonsplan.



Figur 33: Lokasjon 9



Figur 34: Lokasjon 3



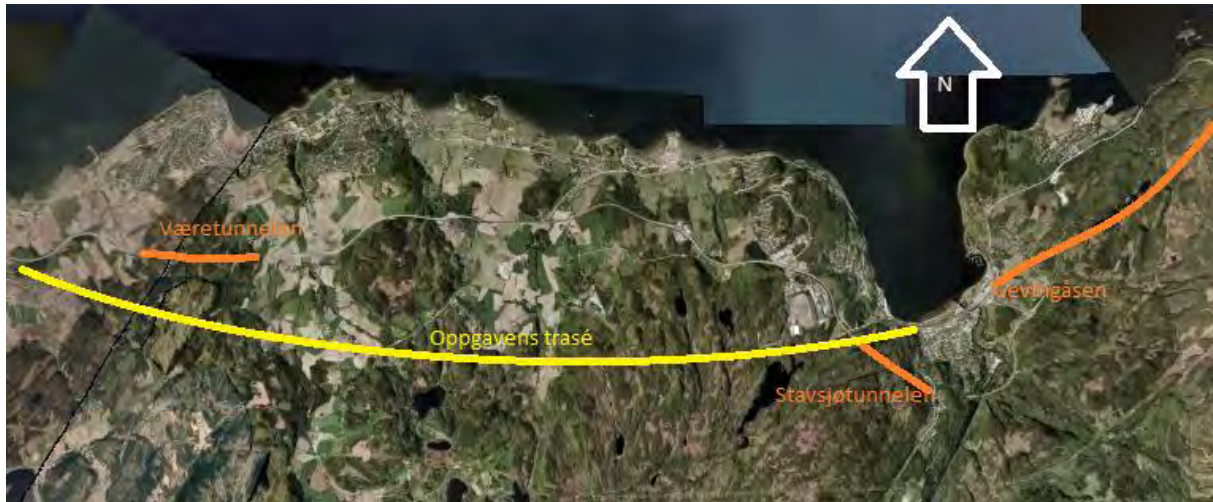
Figur 35: Lokasjon 7



Figur 36: Lokasjon 8

4.5. Erfaringer fra nærliggende prosjekter

Det er flere nærliggende tunneler som kan gi god informasjon om de forventede forholdene langs traséen. Det er derfor ansett som svært relevant å beskrive forholdene disse tunnelene er plassert i. Plasseringen er vist i Figur 37.



Figur 37: Plassering av de nærliggende tunnelene.

4.5.1. Gevingåsen

Gevingåsen er den nyeste jernbanetunnelen i Norge og ligger under en km fra østre påhugg til tunnelen denne oppgaven dreier seg om. Det blir derfor fokusert mer på Gevingåsen enn de andre tunnelene i området da det også foreligger Q-verdier fra stuffundersøkelsene, som er svært relevant for denne oppgaven. Det foreligger også bedre dokumentering av sikring samt erfaringene fra dette. Denne rapporten har vært svært vanskelig å få tak i, men har blitt ansett som såpass relevant for oppgaven at det har blitt prioritert, selv ved begrenset tid igjen.

Gevingåsen er en enkeltsporet jernbanetunnel mellom Hommelvik og Hell. Tunnelen har en lengde på 4,4 km, og et teoretisk sprengningsprofil på 62,8 m². Bergoverdekningen vil ligge mellom 30 og 220 m. Tunnelen hadde byggetid på ca. 3 år, og en total byggekostnad på 630 mill. kroner (Moghaddam, 2010). Det er i tillegg drevet 4 rømningstunneler, hvorav en også var tverrslag for drivingen av hovedtunnelen, som således ble drevet fra 3 stuffer (Norconsult, 2008).

Bergarter langs traséen: Bergartene tilhører Trondheimfeltets kaledonske dekkekompleks, et kompleks av foldede skyvedekker. Dette er lavmetamorfe sedimenter som leirskifer, gråvakke, metasandstein, konglomerat og fyllitt. Resultatet er at bergartene er gjennomgått av skifrihet og hovedsprekkemønster i flere retninger. Dette medførte småfallent og flisig berg (Norconsult, 2008).

Svakhetssoner: Mange steder opptrer sprekkene som en svakhetssone på flere meters bredde med glatte vertikale sidevegger (Norconsult, 2008). Enkelte svakhetssoner ga relativt stor innlekkasje under drivingen. Under injeksjonsarbeidet på noen av disse var det vanskelig å bygge opp nok injeksjonstrykk. Det ble en del utgang av masse på stoff, og en del kortslutninger mellom ulike injeksjonshull (Moghaddam, 2010). Svakhetssonene med dårligst kvalitet hadde Q-verdi på ca. 0,003. Dette gjaldt kun få meter av sonene som for det meste hadde Q-verdi 0,03-0,7 (Jernbaneverket Utbygging, 2010)

Vannlekkasjer: Bergmassen har vist seg å være middels til tett oppsprukket, og er vurdert til å ha lav hydraulisk konduktivitet. Fjellet i seg selv er kompetent og tørt, men ved kryssende svakhetssoner er det tidvis stor innlekkasje (Moghaddam, 2010).

Hva var forventet i forhold til det som ble påtruffet: På den ingeniørgeologiske kartleggingen ble det markert 26 antatte svakhetssoner som det ble forventet at tunnelen skulle krysse. Av disse var 22 markert som små, mens 4 markert som store. Mektigheten er antatt til rundt 5 m for små soner, og 10 meter for store.

Under drivingen av tunnelen ble det påtruffet 11 partier hvor det ble vurdert behov for systematisk sikring med bergbånd eller tyngre bergsikring som sprøytebetongbuer, forbolting eller full utstøpning. Disse hadde en samlet lengde på 640 m (14,5 % av tunnelens fulle lengde).

Tabell 10 gir en oversikt over anslått sikring beskrevet i kontraktsforslaget, og medgått mengde av «tung» bergsikring (Loftesnes & Tyssekvam, 2011).

Tabell 10 viser omfanget av bergsikring angitt i kontraktgrunnlaget for hovedtunnel, tverrslag og rømningstunnellene, og medgått sikring (Loftesnes & Tyssekvam, 2011).

	Forbolter (stk)	Bergbånd (m)	Sprøytebetongbuer (stk)	Full utstøpning (m)	Injeksjon foran stoff	
					Timer	Antall opp/nedrigg
Anslått mengde	1 390	360	ca. 101 (Inkluderer 20 stk prefabrikkerte buer i endringsordre Anslag basert på buelengde 23 m.)	100	1 320	170
Medgått mengde	ca. 2 290	ca. 7 029	98	ca. 23	ca. 715	ca. 66
Avvik	+65 %	+1 952 %	-3 %	-77 %	-46 %	-61 %

De påtrufne svakhetssonene sammenfalt generelt godt med beskrivelsene fra forundersøkelsene, både med hensyn til lokalitet og mektighet. 8 av de 11 sonene kan relateres til soner på plantegningen. Med ett unntak er influenslengden til disse sonene tett på det en kan forvente når en tar hensyn til skjæringsvinkel med tunnelaksen, samt variasjon i fallvinkel. Influensområdene varierer fra 10-45 m for de små 85- 335 m for de store. 12 av de inntegnede sonene ble ikke truffet. Ut over systematisk bolting og systematisk sprøytebetong ble det totalt utført tyngre bergsikring på 640 m (Loftesnes & Tyssekvam, 2011).

Q- verdi: Etter å ha gått igjennom den ingeniørgeologiske tunnelkartleggingen fra stoff er det beregnet andelen av tunnelen som tilhører hvilken tunnelklasse, presenter i Tabell 11.

Tabell 11: Andelen av tunnelen delt opp i Tunnelklasse (Jernbaneverket Utbygging, 2010).

Tunnelklasse	%-andel av tunnelen
A	0 %
B	42 %
B/C	18 %
C	16 %
C/D	7 %
D	6 %
Sp. (Spesial)	12 %

4.5.2. Væretunnelen

Flere forhold medvirket til at totalkostnadene ble noe større enn detaljplanen skulle tilsi. Ved utdriving viste det seg at fjellforholdene var enda mer komplisert enn antatt. De beskrevne bergartene ble klart gjenfunnet i tunnelen, men mer blandet og med større spennvidde i egenskaper enn de geologiske rapporter tilsa. Partier med oppsprukket og leir/klorittholdig fjell viste seg å dominere i hele tunnelens lengde, og med hyppig veksling i oppsprekkingsgrad og sprekke- og skifrihetsretning. Fuktighet, drypp og små lekkasjer viste seg i størstedelen av tunnelen. Dette forsterket stabilitetsproblemene.

Det var spesielt dårlige forhold i den såkalte Jonsvannsgrønnsteinen. Hele bergmassen viste seg å ha vært i bruddtilstand, i motsetning til vanlige fenomen at brudd kun skjer langs klart avgrensede knusnings- og skyvesoner. De få fjellblotningene som overflatekartleggingen hadde å holde seg til, representerer de minst skadde delene av bergmassen. Dette ga behov for detaljsikring med bolter og sprøytebetong i størstedelen av tunnelen.

Boltingen er i stor grad utført med en vanlig dyr type, etterinjisert rørbolt. Dette skyldes for en stor del at leire eller kloritt og vann ga problemer med feste for limforankrede bolter, men også manglende erfaring med limforankrede bolter hos entreprenøren. Det kan for øvrig ikke påvises at tunnelen gikk i en spesielt uheldig trasé (Blindheim, 1989).

4.5.3. Brattsberg kraftverk

Ble drevet under til dels dårlige stabilitetsforhold. Det var for det meste lavmetamorfe bergarter som sandstein med tynne skiferlag. Det forekom 20-30 m brede knusningssoner med middels aktiv svelleleire på sprekkeleire. I grønnskifer var det klorittslepper langs foldeaksen og dels også på tvers. Det var 30-40 m tykke lagpakker med en meget svak bergart som trolig er skyvesoner, og med klorittbelegg på sprekkeleire. Det forekom en formasjon med gråvake og leirskifer hvor det var betydelig vannsig og ellers småfragmentert fjell med utvasking av leire langs sleppene. En annen type bergart var flattliggende kvartsglimmerskifer. Den var svak og sprø, og hadde sprekker med svelleleire (Løset, 2006).

Kraftverket er ikke vist på Figur 37, da det var for vanskelig å finne plasseringen. Kraftverket ligger også sør for kartet vist i figuren, men er antatt å ligge i samme geologiske formasjon.

4.5.4. Stavsjøtunnelen

Første del av tunnelen fra vest og inn i skyvesonen under stavsjøfjellet går i en fet mørk fyllitt med glatte skifrihetsplan. Fyllitten viste seg å være helt tørr. Under Stavsjøfjellet er det en tydelig markert svakhetssone, og nærmere denne viste fyllitten seg å være mer skifrig og grafittrik med økende innslag av kalkspattlinser. Sonene viste seg å være sterkt oppkjust og leirholdig, men tilnærmet tørr. Videre viste gråvakken seg å være massiv med noen skifrige og mer oppsprukne partier, med vann på sprekker og stikk. Vannet opptrer som spredt drypp fra frie fjelloverflater, men stor sett er bergarten tørr, men med spredt vanddrypp fra sprekker og stikk. Østover økte innslaget av fyllitt i veksling med gråvakke.

I tunnelen er det benyttet både polyesterforankrede (umiddelbar sikring) og full innstøpte kamstålbolter, hovedsakelig med lengde 3 m. I spesielt dårlig partier er det benyttet bolter på 4 m. All sprøytebetong er utført med tilsetning av stålfiber og kombinert med bolting. Gjennomsnittlig sprøytebetongtykkelse er 6-8 cm. Gjennomsnittlig sprøytebetongforbruk på hele tunnelstrekningen er 0,85 m³/m. Det er kun utstøpt 17,5 m av tunnelen, med gjennomsnittlig tykkelse på 0,85 m. Forinjeksjon er kun brukt ved passering under boligområder bygd oppå bløt leire (Einum, 1990).

5. Gjennomgang av lange jernbanetunneler

5.1. Bakgrunn

Ønsket om miljøvennlig og sikker reising over lange strekninger fører til at det bygges flere og flere jernbanestrekninger for høyhastighetstog. Slike tog krever stivere horisontalkurvatur og dette innebærer ofte at jernbanetraséene ofte må legges i lange tunneler da det ikke lenger er ønske om å snirkle seg bortover de kupertene områdene. Økt togtrafikk fører også til utbygging av flere parallelle spor som krever bredere traséer, som opptar stor plass i allerede tettbebygde områder.

Lange tunneler skiller seg ut fra kortere tunneler ved at de krever mye større investeringer, og derfor mye mer grundigere vurderinger, både samfunnsøkonomiske og tekniske. Høye hastigheter og lange tunneler fører til større krav til sikkerhet. Riktig design av tunnelanlegget er derfor svært viktig, også med tanke på den jernbanetekniske utviklingen og nytten.

Det er tatt for seg to lange tunneler dimensjonert for jernbane med hastigheter fra 200- 250 km/t. Det er ønsket å se på erfaringene fra blant annet design, drivemetode, inndrift og sikring både en internasjonal tunnel og en nasjonal. Det er også tatt for seg enkle eksempler på ulike prinsipper for design av spesielt lange tunneler.

5.2. Design

De ulike tunnelsystemene for lange tunneler representeres hovedsakelig av 4 alternativer, som i følge Grasso, et al (2010) er:

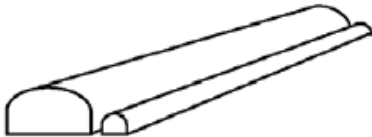
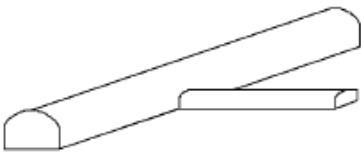
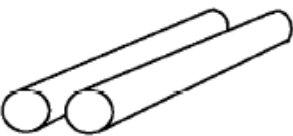
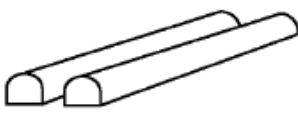
- Alternativ 1: Ett to spors tunnellop med intermediære rømningsveier
- Alternativ 2: Ett to spors tunnellop med parallell rømningstunnel.
- Alternativ 3: To parallelle en spors tunneler med tverrslag mellom
- Alternativ 4: To parallelle en spors tunneler med en parallell rømningstunnel

Hvert alternativ har sine fordeler og ulemper, noe som er grunnen til at verdens lengste tunneler velger forskjellig.

- Seikan Tunnelen (Japan, 54 km): Alt. 1
- Channel Tunnelen (Frankrike-England, 50 km): Alt. 4
- Gotthard Tunnelen (Sveits, 57 km) Alt. 3

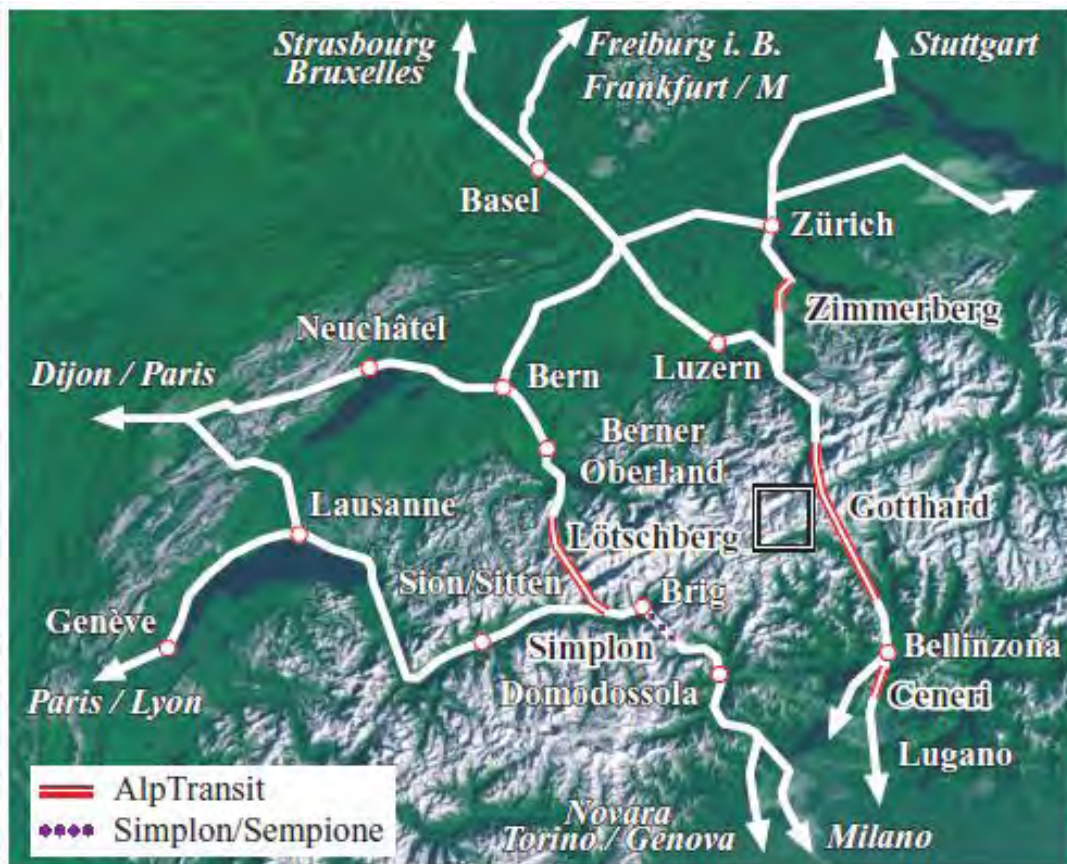
Kravene for jernbanetunneler blir derimot strengere for hver dag, og heller mer og mer mot alt. 3 og 4. Av sikkerhetshensyn må tverrsnittene mellom de to løpene ikke ha større avstand enn 330-500 m for jernbanetunneler (Grasso, et al., 2010). Tabell 12 viser også alternative tunnelsystem som ble vurdert for Follobanen (Kalager, 2009).

Tabell 12: Ulike tunnelsystemer som ble vurdert for Follobanen (Kalager, 2009).

Konseptbetegnelse	Beskrivelse	Skisse
A1	Ett to spors tunneløp drevet med konvensjonell sprengning og med forinjisering som tettemetode med en liten service-/rømnings-tunnel ved siden av. Tverrforbindelse hver 1000 m	
A2	Ett to spors tunneløp drevet med konvensjonell sprengning og med forinjisering som tettemetode Rømningstunnel til det fri for hver 1000 m.	
B1	To mindre tunneler drevet med TBM og med dobbeltskjold. Tunnelen kles med betongelementer i etterkant av boreprosessen. Tverrforbindelse hver 500 m	
B2	To mindre parallelle tunneler drevet på konvensjonell måte med forinjisering som tettemetode. Tverrforbindelse hver 500 m	

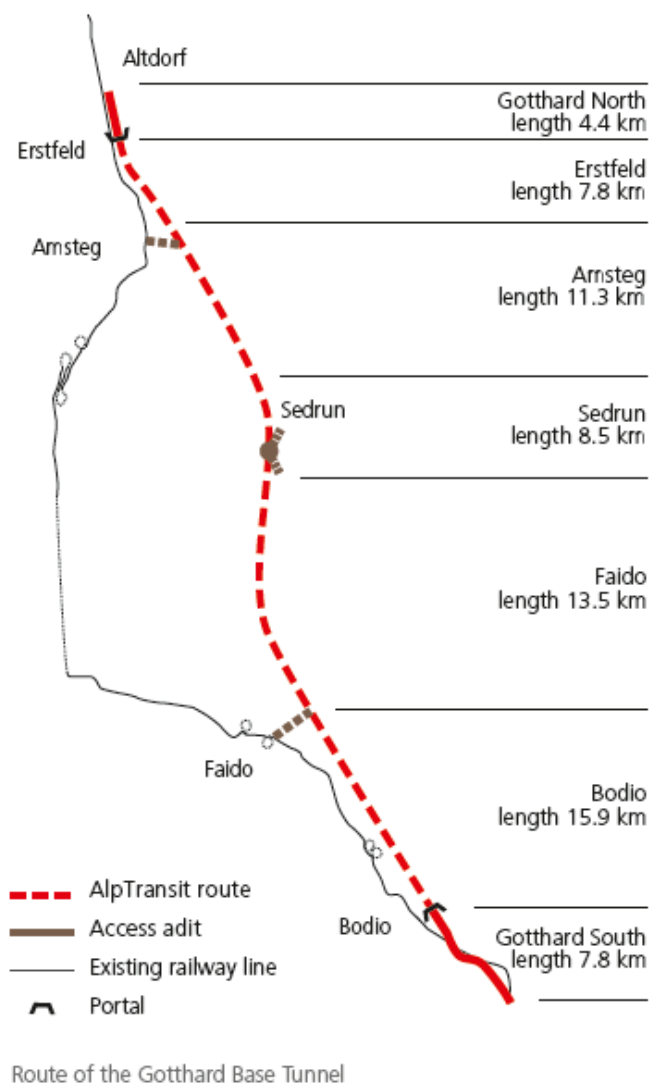
5.3. AlpTransit: Gotthardtunnelen

Det Sveitsiske gjennomfartssystemet gjennom Alpene er et viktig element i det nye Europeiske nettverket for høyhastighetstog. Systemet er foreløpig under utbygging, og består av to nye traséer, Gotthard og Lötschberg (Figur 38). Hver av disse linjene består av 2 til 3 tunnelsystemer, hvor Gotthardtunnelen er en av tre tunneler som passerer gjennom alpine i østre delen av Sveits. Tunnelen er per i dag verdens lengste med en lengde på 57 km. Traséen krysser alpine med minimal gradient og slake kurver. Dette fører til en kortere transportstrekning som tillater hastigheter opp mot 250 km/t (Alptransit Gotthard Ltd, 2013).



Figur 38: Kart over traséene Gotthard og Lötschberg (Loew, et al., 2000).

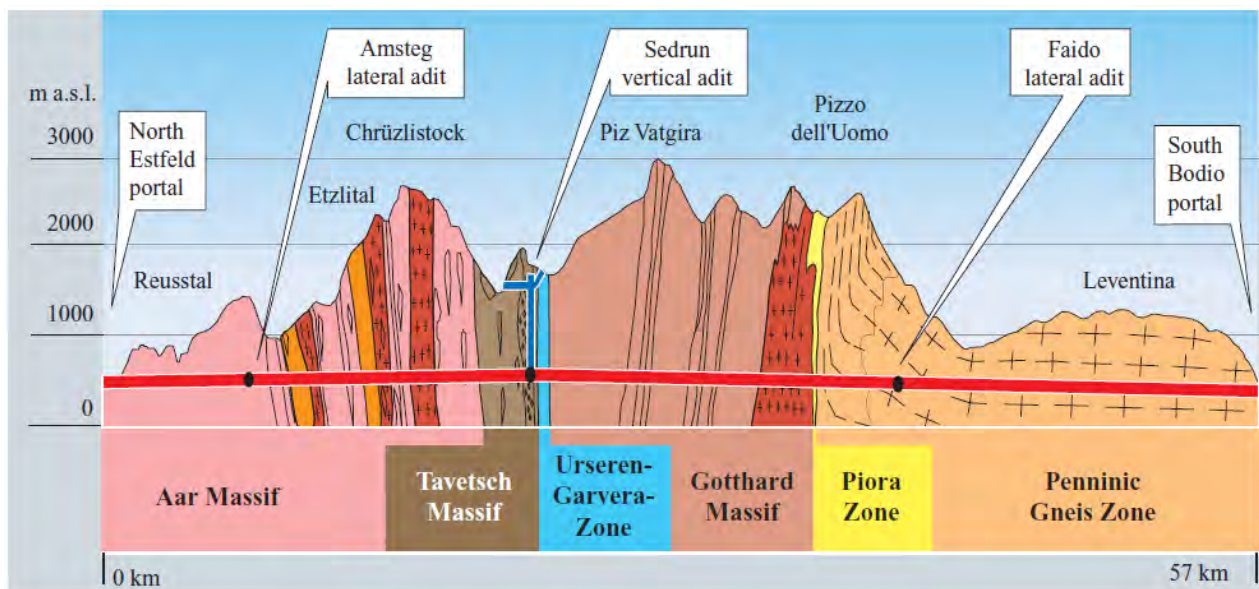
I 1994 stemte Sveitserne for en beskyttelse av alperne som forbød utvidelse av veiene i alperegionen. Dette presset regjeringen til å bygge ut togtransportsystemet slik at godstransport videre kunne fraktes på skinner. Drivingen startet i 1996 og var ferdig drevet i 2011. Selve tunnelen skal settes i drift i 2016. Prosjektet har en prislapp på 10,3 milliarder USD, og vil kunne frakte opp til 300 tog om dagen under alperne (AlpTransit Gotthard Ltd, 2012). Figur 39 viser oversikt over Gotthardtunnelen med tilhørende tverrslag.



Figur 39 viser oversikt over Gotthardtunnelen med tilhørende tverrslag (AlpTransit Gotthard Ltd, 2012).

5.3.1. Geologi langs traséen

I nord starter tunnelen gjennom 8,5 km av Aar massivet, som består av før-Variscan gneis, leirskifer, amfibolitt og migmatitt, sen-Variscan intrusjoner av granitt og smale kiler av permo-kalsittrik avskuring og vulkanske bergarter. Det intermediaære Tavetsch massivet fortsetter sørover, og skilles fra Aar massivet av to forkastningssoner med 40 m tykkelse hver. 1 km av den nordre delen av Tavetsch massivet inneholder sterkt forskjøvet leirskifer med kryssende kataklastisk forkastningsmønster. Den sørlige delen viser tydelig bedre forhold, med før-Variscan gneis, leirskifer og pegmatitter. Lengre sør tunnelen skjæres av det 460 m tykke Urseren Garvera sonen. Denne sonen representerer et sedimentdekke over det nordre Gotthard «massivet» satt sammen av kullholdige fyllitter og leirskifer, og triasisk til jurasisk leirskifer, gråvakke, kvartsrik kalkstein og dolomitt. Gotthard «massivet» fortsetter 12,4 km sørover. Det er sammensatt av lignende bergarter som Aar massivet. Sedimentene videre sørover kalles Piora sonen (Loew, et al., 2000). På tunnelnivå består denne sonen av en lagdelt anhydritt-dolomitt med 125 meters lengde, videre etterfulgt av 10 m med sterkt forskjøvet gneis og leirskifer (Fellner, 1999). Sør for Piorasonen ligger Penninic gneissonen. Den kan deles inn i det foldede Lucomagne dekket og det flattliggende Leventina dekket. En illustrasjon av geologien er vist i Figur 40 (Loew, et al., 2000).



Figur 40: Geologisk profil langs Gotthard tunnelen (Loew, et al., 2000)

5.3.2. Geologiske risikoer

I løpet av gjennomførings- og designfasene av prosjektet ble mye innsats lagt til valg av den mest gunstige tunneltraséen med tanke på de geologiske forholdene. De viktige geologiske kriteriene var i følge Loew et al, 2000:

1. Unngå dype kvartærgeologiske lag.
2. Unngå områder med høy overdekning i svake bergarter.
3. Bergmekanisk stabile rom for undergrunns redning-/operasjonsrom.
4. Korte ned tunnelseksjonene i triasiske sedimenter.
5. Optimal tunnelretning i forhold til blant annet geologisk lagdeling og forkastninger.
6. Minimalisere grunnvannsdrenasje.

Det ble også lagt fokus på så korte tverrslag som mulig og valg av tverrsnittsareal for hovedtunnelen. Selv om det var mye fokus på punktene over, var det umulig for tunnelen å unngå områder med svakere bergmasse (Loew, et al., 2000).

Et annet problem var å unngå driving av tunnelene under hvelvdemningene Nalps og Santa Maria. Dette førte til den S-formede tunneltraséen som kan sees i Figur 39. Enhver tunnel som drives i områder med vannfylte sprekker vil ha en effekt på grunnvannsforholdene, siden vann strømmer fra sprekke og inn i det drevne bergrommet. Dette fører til nedsenket vanntrykk i sprekke som videre fører til økt effektivitetsspenning i bergmassen. Videre fører det til at sprekke kan komprimeres, og over store avstander og dyp kan føre til deformasjon/setning av fjellet. Dette viste seg å være tilfellet for veitunnelen som også er drevet under Gotthardfjellet. Her ble det målt setninger på fjelloverflaten opp til 12 cm, som resultat av drenasje av grunnvannet under drivingen. Fare for setninger som kunne føre til skader på demningene var derfor reell, men ble heldigvis antatt i et tidlig stadium. Det ble derfor utført grundig oppfølging av setninger ved damområdene, samt omlegging av traséen som nevnt ovenfor (Ehrbar, et al., 2010).

Allerede før drivingen startet var Piora synklinalen og Tavetsch massivet kjent for å bli vanskelige soner å drive gjennom. For Piora sonen ble det drevet en undersøkelsestunnel 350 m over hovedtunnelen fra sør mot nord. Videre fra undersøkelsestunnelen ble det boret horisontalt og skrått nedover inn i sonen (Loew, et al., 2000). I Piora synklinalen forventet geologene vannmettet sukkeraktig dolomitt under høyt trykk. Slike forhold stilte usikkerhet til gjennomførbarheten av tunnelen, men testboringer viste tørre forhold i bergmassen på

tunnelnivå, og at bergforholdene var byggeteknisk gunstig for å være dolomitt. Dette viste seg også å være tilfellet under drivingen gjennom sonen (Alptransit Gotthard Ltd, 2013).

De geologiske forutsigelsene viste seg å stemme ganske bra for Gotthard tunnelen. Den største forskjellen var relatert til grensene til granittisk Variscan intrusjon som ikke var observert på overflaten (Frei & Breitenmoser, 2005). I den nordre delen av Tavetsch Massivet og de sprø forkastningene viste forholdene seg å være som forventet. Forholdene ga utpreget tyteberg. Grunnvannsinntrengningen fra forkastninger og sprekker oppstod derimot andre områder enn forventet. Dette begrunnes med at forkastningenes og sprekkenes utfoldelse ikke kan forutses for dybder større enn 1000 m. I tillegg skapte de uventede plasseringene og retningene til de sprø forkastningene i Penninic gneissonen et stort stabilitetsproblem for både TBM-driften og ved boring og sprengning i Faido rømningshall (Röthlisberger, 2006; Bonzanigo & Oppizzi, 2006).

Driving av tunnelen beviste at selv med omfattende forundersøkelser var det umulig å utelukke usikre geologiske risikoer. Flere ganger ble det erfart at det ene tunnellopet møtte ingen vanskeligheter, mens det andre løpet som ble drevet parallelt møtte store problemer med nedfall av blokker som skapte forsinkelser på flere måneder. Men det ble også enkelte områder møtt drivemessige bedre forhold enn antatt. (Lieb & Ehrbar, 2011)

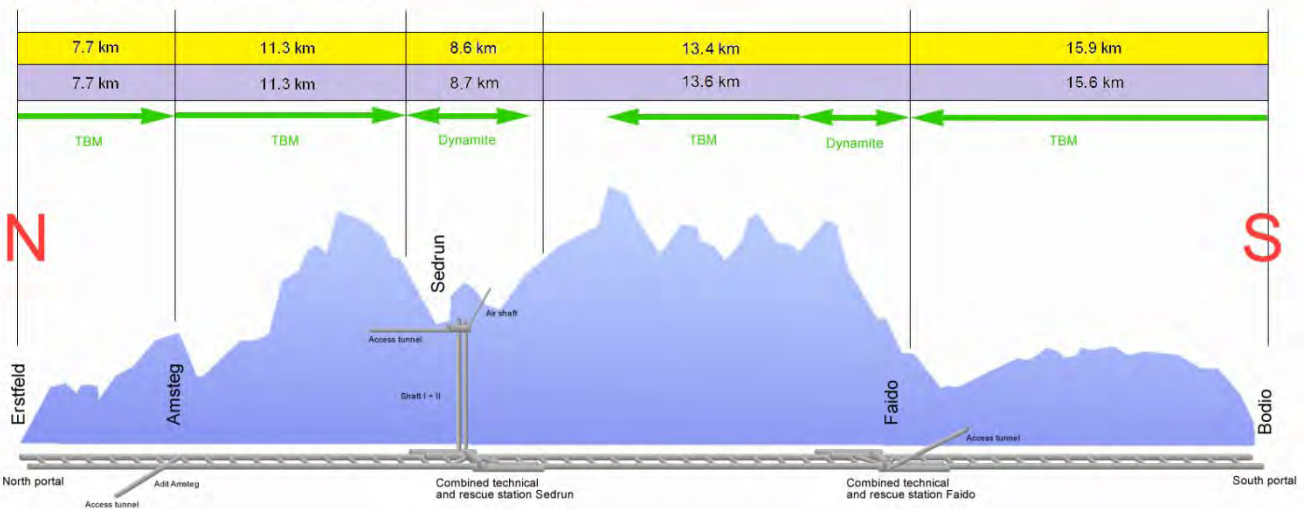
5.3.3. Tunneldesign og drivemetode

Tunneltraséen er fordelt i to single løp med tverrslag hver 325 meter. Totalt er det drevet 152 km med tunnel, dette inkluderer hovedløp, tverrslag og sjakter. Tunnelen er også verdens dypeste togtunnel, med overdekning på opp til 2300 m. Størstedelen av tunnelen har overdekning på over 1000 m. Mellomrommet mellom hovedløpene er omtrent 40 m, men kan være opp til 70 m. Maksimal gradient i tunnelen er 8 ‰.

For å forenkle og effektivisere drivingen er tunnelen delt inn i 5 seksjoner slik at det kan drives fra flere områder samtidig (se Figur 41). Før drivingen av selve tunnellopene ble alle nødvendige adkomster drevet. Sedrun-seksjonen får tilgang fra en 1 km lang horisontal tunnel samt to 800 meter vertikalsjakter. Derifra drives de to løpene både nordover og sørover, ved boring og sprengning (Alptransit Gotthard Ltd, 2013). Netto tunneltverrsnitt for hver tunnel vil være mellom 42-47 m² (Gammelsæter, 2013).

New Rail Link through the Alps NRLA Gotthard Base Tunnel

between Erstfeld UR and Bodio TI, Switzerland
Length: 57 km / 35.4 mi - Construction: 1995 - 2017



Figur 41: Vertikalprofil over traséens overdekning og tverrslag (Cooper, 2013).

To multifunksjons stasjoner ved Faido og Sedrun (se Figur 41) deler traséen i tre deler som er omtrent like lange. Ut fra Figur 41 er det illustrert hvilke strekninger som blir drevet konvensjonelt eller ved bruk av TBM. 56,3 % av tunnelene er drevet ved bruk av TBM, mens 43,7 % ved bruk av boring og sprengning, dette inkluderer også tverrslag og adkomster til tunnelen. TBM ble bare brukt til driving av hovedløpene. Hver multifunksjonsstasjon inneholder nødstoppestasjoner og to kryssingsspor mellom løpene. Dette gir muligheter for toget å gå fra det ene løpet og over i det andre ved en skade eller ulykke i den en tunnelen (Unterschütz, 2004).

Tabell 13 og 14 viser oversikt over inndriften for tunnelene og bergrommene drevet med TBM og boring og sprengning.

KONVENSJONEL DRIFT:

Tabell 13 (Alptransit Gotthard Ltd, 2013)

Tverrsnittsareal	Mellom 60m ² og 250m ²
Sprengningslengde	0,8 m – 4,0 m
Gjennomsnittlig inndrift i godt berg	3-4,5 m/dag
Gjennomsnittlig inndrift i dårlig berg	Ca. 1 m/dag
Utsprengt volum per salve	250 m ³

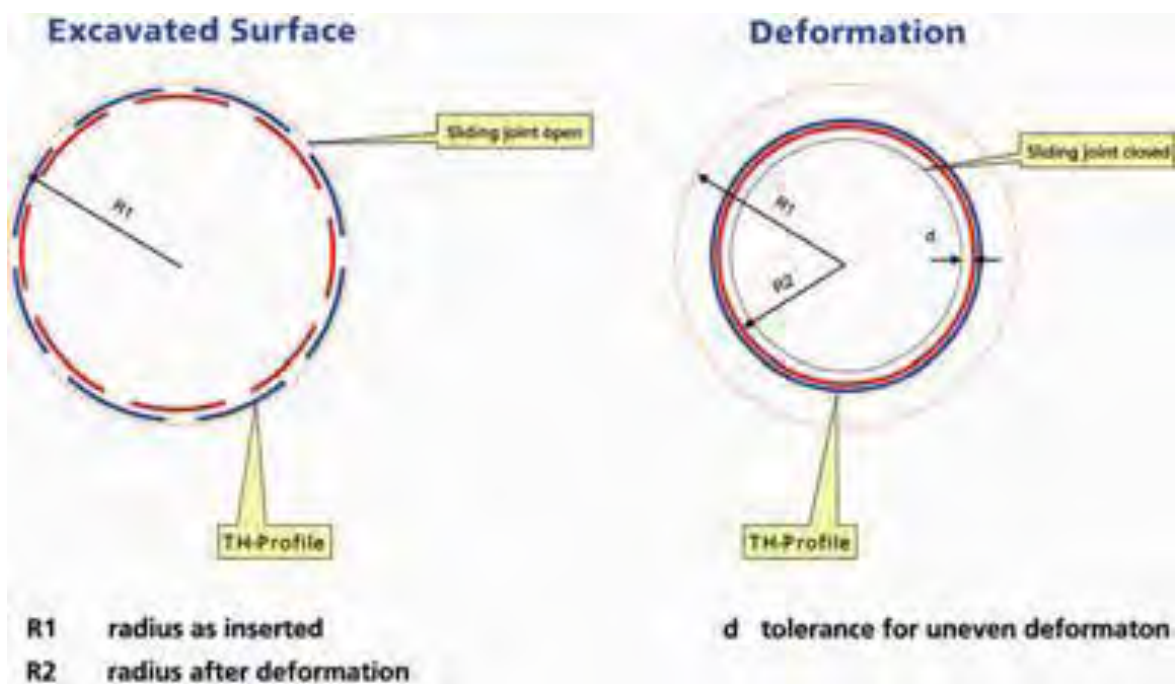
TBM DRIFT:

Tabell 14 (Alptransit Gotthard Ltd, 2013)

Antall TBMer	4
Diameter TBMene	8,83 m-9,58 m
Lengde TBMene	377 m- 450 m
Gjennomsnittlig inndrift (inkl. nedetid)	9,92– 14,27 m/dag

5.3.4. Sikring

Ved Sedrun ble begge tunnellopene drevet ved bruk av boring og sprengning, både nord- og sørover. Grunnen var at det ble forventet høye spenninger som skyldtes den store overdekningen. Dette kunne gi stor deformasjon av tunnelen. Det ble utviklet et nyskapende sikringskonsept med fleksible stålringer, kjent fra Tyske gruver, men i mye større dimensjon. Disse ble sammentrykte når bergrommet trakk seg sammen. Det ble også brukt endeforankrede bolter som kunne ta opp mye deformasjon. Når deformasjonen av berget var ferdig var ringene helt sammentrykte slik at de får utnyttet sin fulle styrke, slik som vist i Figur 42. Samme stålringer ble også brukt for å sikre mot tyteberg i den nordre delen av Tavetsch Massivet (Ehrbar, 2008). Stålbuen ble støpt inn med sprøytebetong og tilslutt en indre kledning av betong med tykkelse opp til 120 cm (Lieb & Ehrbar, 2011).



Figur 42 Bildet til venstre viser berget og stålringen før deformasjon. Til høyre ser vi hvordan stålringen tar opp trykket fra berget etter deformasjon (Ehrbar, 2008).

En annen grunn til at det ble drevet ved boring og sprengning fra Sedrun, var faren for setninger på nære Nalps-demningen. Ved injisering er det mye enklere dersom det drives konvensjonelt enn ved TBM. Dette ble veldig nødvendig sør for Sedrun da det ble påtruffet en permeabel sone som ga en innstrømning på 13 liter per sekund (Ehrbar, 2008).

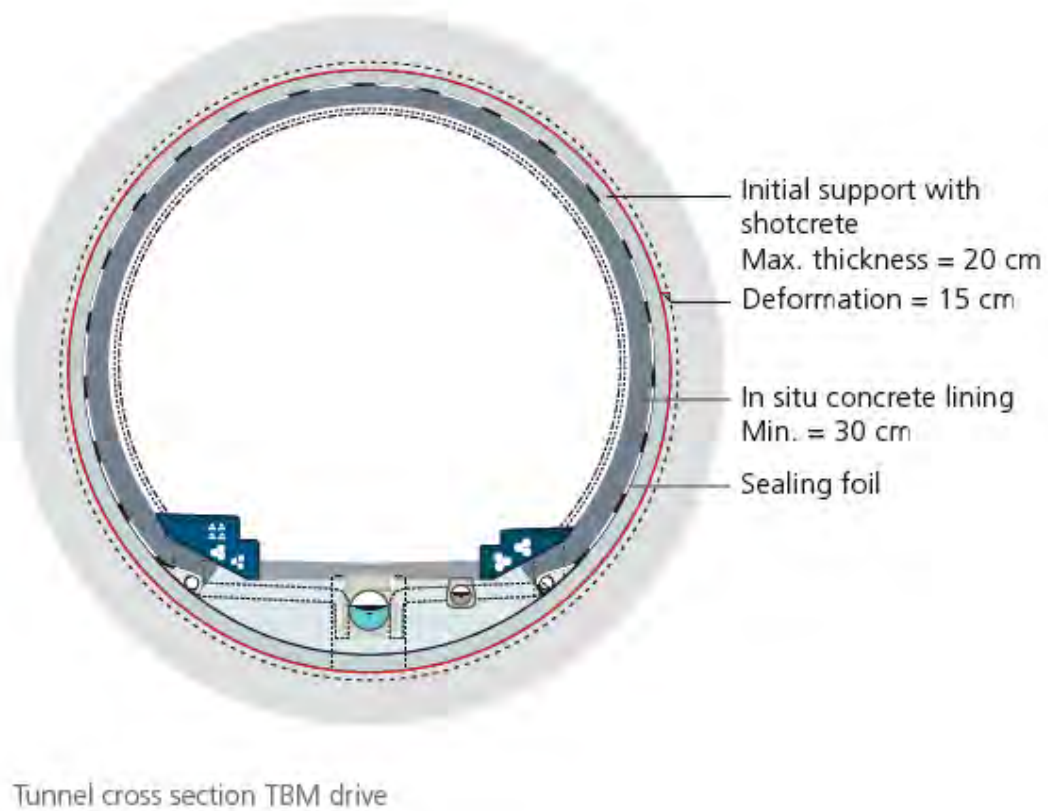
Etter deformasjonen ble stålringene sprøytet inn med betong. Enkelte av boltene ble også forankret på nytt. Figur 43 viser tunnelkledningen brukt i Gotthardtunnelen viser hvordan tunnelen sikres med sprøytebetong, vannsikring og til slutt betonghvelv som kledning. Denne sikringen er ment for å holde i 100 år (AlpTransit Gotthard Ltd, 2012).

For områder med svakhetssoner eller vanskelige partier ble injeksjon av sement brukt for å binde bergmassen sammen før det ble drevet gjennom, samtidig som det ble brukt for å redusere permeabiliteten for å unngå vann i tunnelen (Unterschütz, 2004).

Det ble brukt TBM med varierende diameter, alt etter hvor mye deformasjon som ble forventet i berget. TBMene hadde et skjold med kort spenn for å kunne installere sikringen

tidlig. Fjellboltene var endeforankrede og sprøytebetongen inneholdt stålfiberarmering (Amberg, et al., 2012).

Togenes høye hastighet krever en jevn kledning av betong. Bergsikringen som er i direkte kontakt med fjellet har begrenset levetid da det ofte er i kontakt med vann. Kledningen skal derfor fungere som bergsikring alene og har en minimum tykkelse på 30 cm. Områdene hvor det er forventet høye spenninger er betongkledningen forsterket med stål. En impermeabel foring er plassert mellom kledningen og sprøytebetongen. Den hindrer vann å renne direkte inn i tunnelen (Unterschütz, 2004).



Figur 43 viser tunnelkledningen brukt i Gotthardtunnelen (AlpTransit Gotthard Ltd, 2012).

5.3.5. TBM mot boring og sprengning

Drivingen av Faido multifunksjonshall ble møtt med store problemer som førte til flere driftsstanser. Tyteberg, nedfall, sprakeberg og metangass var farene som måtte overkommes. Takket være fleksibiliteten ved boring og sprengning kunne disse problemene løses, ved at ekstra arbeidsgrupper og utstyr kunne mobiliseres raskt. Det uheldige berget ga en forsinkelse på to år, men hadde vært umulig å drive gjennom med TBM.

Strekningen fra Amsteg til Sedrun fikk en driftsstans på 5 måneder grunnet en vanskelig svakhetssone. Driftsstansen kostet 10 mill. Sveitsiske franc, men totalt sett ga TBM-driften dobbelt så raskt fremdrift i forhold til det boring og sprengning ville gjort, samtidig som kostandene ble antatt til å ha vært omtrent de samme. Selv om det oppstod forsinkelser for TBM-driften er det konkludert med at det var rett å velge TBM (Ehrbar, 2008).

Det vises også ut fra Tabell 13 og 14 at TBM ga en høyere inndrift enn boring og sprengning, selv med driftsstans enkelte områder. Det viste seg også å være riktig å bruke boring og sprengning de områdene hvor det var tatt i bruk, siden det ga stor fleksibilitet mot de problemene som ble møtt.

Gotthard tunnelen gikk med 21,3 % over de beregnede kostnadene. Hovedgrunnen var at budsjettet ble godtatt i 1996, og siden den gang hadde kravene til jernbane- og sikkringsteknikk økt (Amberg, et al., 2012).

5.4. Romeriksporten

Gardermobanen er Norges første høyhastighetsbane og ble bygget på strekningen Oslo-Gardemoen-Eidsvoll. Romeriksporten utgjør den største enkeltstående kontrakten i prosjektet og den lengste jernbanetunnelen i Norge. Tunnelen er en 13,9 km lang i fjell mellom Etterstad i Oslo og Stalsberg i Lillestrøm. Tunnelen er dimensjonert for hastigheter opp mot 200 km/t. Romeriksporten kan trygt karakteriseres som et av Norges mest omtalte prosjekt (NSB Gardemobanen A/S og Scandinavian Rock Group, 1994).

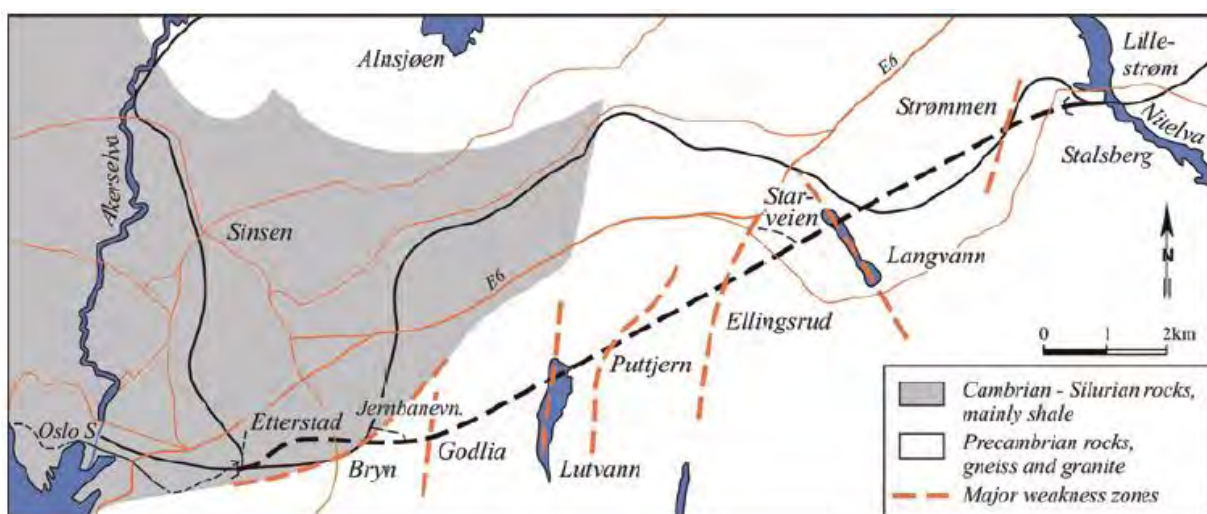
Første salve ble skutt august 1994, mens siste gjennomslag i tunnelen ble skutt september 1997. Selv om det ble utført en omfattende forinjeksjon under driving, var kravene langt fra tilfredsstillt på en del av strekningen. Dette skyldtes komplisert geologi kombinert med høyt vanntrykk. Konsekvensene var lekkasje inn i tunnelen som førte til innsynkning av leire og skade på de bebodde områdene og skogen over tunnelen. Et stort etterarbeid ble satt i gang

med etterinjeksjon for å tette bergmassen rundt tunnelen for en 2,2 km seksjon. Dette arbeidet alene varte mer enn ett år, og forårsaket en stor forsinkelse for åpningen av jernbanestrekningen. Problemene førte til store interesse i media, blant politikere og offentligheten. Erfaringene har ført til stor påvirkning på nyere prosjekter, med blant annet økt fokus på bedre planlegging og bedre metoder for effektiv forinjeksjon (Beitnes, 2002).

3.2.1. Geologi langs traséen

Den sørlige delen av Romeriksporten er lokalisert i Oslo-regionen med sedimentære bergarter av kambrisk til silurisk alder, hovedsakelig leirskifer og kalkstein. Omtrent 1,5 km fra den sørlige portalen krysser tunnelen en stor svakhetssone kalt Brynsonen. Denne sonen viste seg å være den mest krevende å krysse. Den representerer grensen mellom prekambriske bergarter av granitt og gneis. I forkastningen ble det funnet alunskifer.

Resten av tunnelen er lokalisert i prekambrisk grunnfjell. Her er gneisen er den eldste bergarten i området, og har intrusjoner av flere generasjoner av granitt og grunnleggende plutoniske bergarter. De ulike generasjonene med intrusjoner separeres av store deformasjoner som er påført bergmassen. Det er totalt oppdaget fire episoder av deformasjoner av regional betydning (Graversen, 1984). Dette har ført til en varierende bergmasse, med vekslende bergarter som øyegneis, biotitt gneis, granitt, diabas osv. Tykkelsen varierer fra mindre enn en meter og opp til flere titalls meter. Figur 44 viser geologisk oversikt over området (Holmøy, 2008).



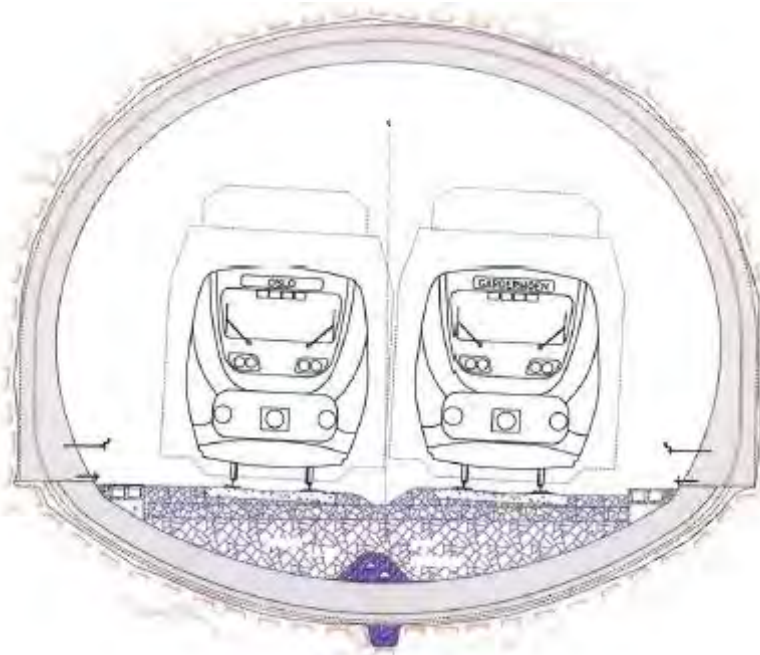
Figur 44: Forenklet geologisk kart over Romeriksporten tunnel (Holmøy, 2008).

Flere av svakhetssonene som er registrert i det prekambriske grunnfjellet har oppsprekking parallelt med foliasjonen til bergartene. De dominerende svakhetssonene går omtrent i nord-sørlig retning slik som vist i Figur 44. De fleste svakhetssonene som krysser traséen går vest for Starveien som vist i Figur 44. Her ser man også hvordan svakhetssoner krysser Lutvann og Puttjern. Den vestre delen har også en langt mer komplisert geologi med varierende bergarter og flere foldestrukturer som inkluderer to synklinaler ved Godlia og Lutvann, og en antyklinal ved Hellerud (Holmøy, 2008).

5.4.1. Tunnel design

Tunnelen ble drevet med et teoretisk sprengningstverrsnitt på ca. 105 m². Tverrsnittet skal ivareta nettopprofil for to møtende tog. I tillegg er det tatt hensyn til trykkbildet dimensjonert for hastigheter opp mot 200 km/t, sikkerhetsaspekter samt tekniske innretninger. Krav om gangbane for evakuering og vedlikeholdsferdsel gjør også at tverrsnittet blir stort. En illustrasjon av tverrsnittsprofilen med sikring er vist i Figur 45.

På grunn av kravet til forholdsvis stiv linjeføring for en høyhastighetsbane var det ikke alltid mulig å optimalisere traséen med hensyn til topografi og geologi (NSB Gardemobanen A/S og Scandinavian Rock Group, 1994).

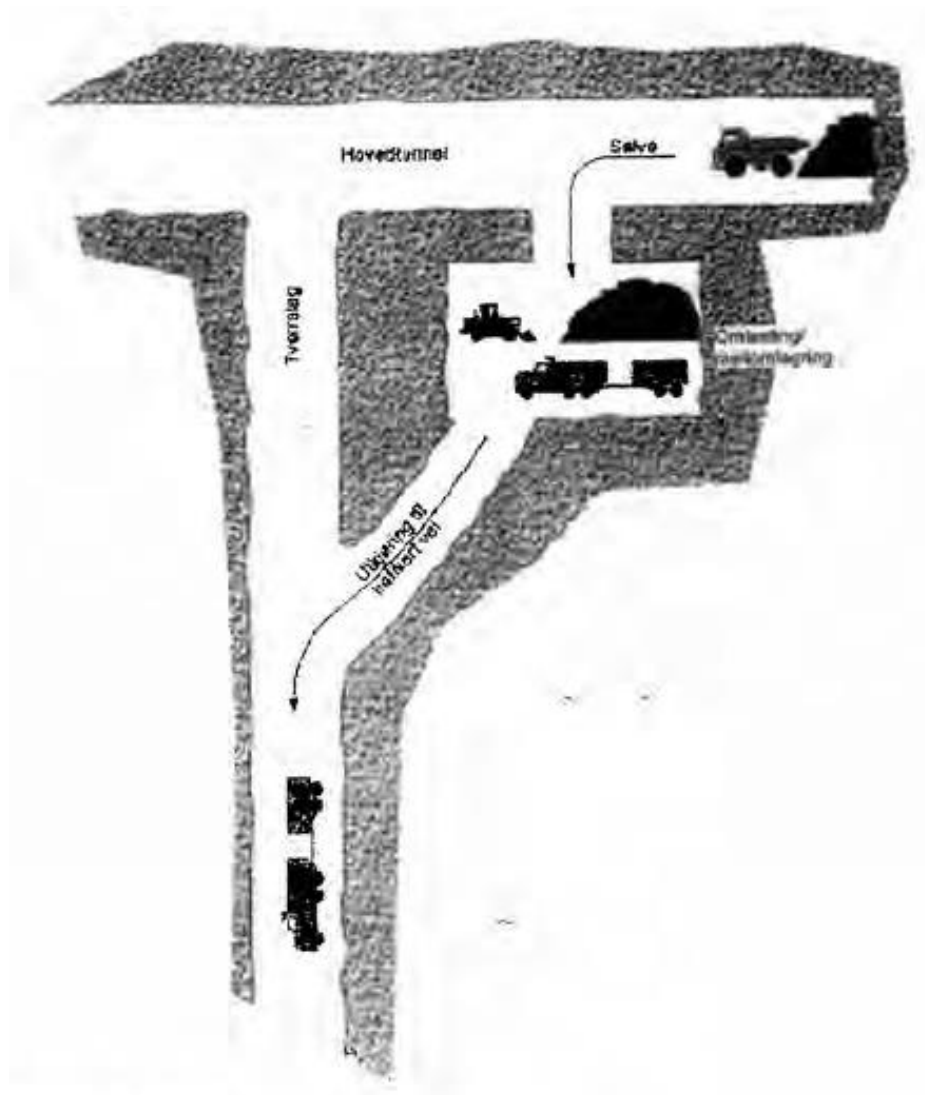


Figur 45: Tverrsnitt for vanntett betongutføring (NSB Gardemobanen A/S og Scandinavian Rock Group, 1994)

5.4.2. Driving

Tunnelen er drevet ved boring og sprengning. Salvelengdene varierte fra 2 til 5,5 meter avhengig av fjellforholdene. Der fjellet var dårlig ble salvelengdene kortet ned, kombinert med oppdelt tverrsnitt.

Fra opplasting på stoff ble massene i hovedsak transportert med truck til to omlastingsstasjoner. Her ble de omlastet på lastebiler med henger for transport til et grustak. Design over omlastningsstasjoner i forhold til stoff er vist i Figur 46. Arbeidssikringen er utført som rensk og bolting. Store deler av strekningen er det benyttet sprøytebetong etter hver salve (Schanke & Rønn, 1997).



Figur 46 viser omlastningsarrangementet og hvordan utkjøringen av de sprengte massene ble utført (Schanke & Rønn, 1997).

Ved full anleggsdrift hadde tunnelen fem angrepspunkter. Det ble drevet fra Jernbaneveien, Starveien og Stalsberg (Figur 47). Tverrslaget ved Jernbaneveien er 360 m og Starveien 590 m.



Figur 47 viser kart over traséen til Romeriksporten og de oppdelte områdene (Schanke & Rønn, 1997).

Tabell 15 viser de store forskjellene på mengden berg- og vannsikring som ble beskrevet i kontrakten, mot den faktiske mengden med sikring som ble benyttet i Romeriksporten. De største avvikene viste seg å være i seksjon D. Her viste det seg å bli store problemer i forhold til hva som var antatt, noe som ga stor økning i utført sikring slik som vist i Tabell 16.

Tabell 15 viser de totale mengdene ved gjennomslag i forhold til de som var beskrevet i kontrakten (Schanke & Rønn, 1997)

	Kontrakt	Utført
Forbolter	2 500 stk	6 800 stk
Utsprengt fjell	1 700 000 pfm ³	1 700 000 pfm ³
Sprøytebetong	18 000 m ³	36 900 m ³
Utstøping	265 lm	825 lm
Bolter	65 000 stk	98 000 stk
Injeksjonsmasse sement	2 500 000 kg	6 895 000 kg
Injeksjonsmasse kjemisk	45 000 liter	360 000 liter

Tabell 16: Den kontrakterte og utførte sikringen i seksjon D (Schanke & Rønn, 1997).

	Kontrakt	Utført	Avvik
Forbolter	1 300 stk	2 750 stk	+112 %
Sprøytebetong	7300 m ³	10 700 m ³	+47 %
Utstøping	50 lm	545 lm	+990 %
Bolter	33 200 stk	41 600 stk	+25 %
Injeksjonsmasse sement	1 425 000 kg	4 592 000 kg	+222 %
Injeksjonsmasse kjemisk	25 000 liter	297 000 liter	+1088 %

For å få et inntrykk av de store forsinkelsene som påføres prosjektet når dårlig fjell ble påtruffet i Romeriksporten viser Tabell 17 salvesyklusene i godt og dårlig fjell. Kvaliteten på de geologiske forarbeidene er derfor avgjørende for hvor nøyaktig en kan anslå det totale tidsbehovet (Schanke & Rønn, 1997).

Tabell 17: Salvesykluser i godt og dårlig fjell (Schanke & Rønn, 1997)

Beskrivelse av salvesyklus i godt og dårlig fjell

Godt fjell (salvelengde 5,5 m)	Dårlig fjell (salvelengde 3 m)
1.	Sonderboring
2.	Innlekkasjemåling
3.	Boring injeksjonsskjerm 1
4.	Injisering
5.	Kontrollboring
6.	Innlekkasjemåling
7.	Boring injeksjonsskjerm 2
8.	Injisering
9.	Kontrollboring
10.	Innlekkasjemåling
11.	Boring injeksjonsskjerm 3
12.	Injisering
13.	Kontrollboring
14.	Innlekkasjemåling
15.	Boring forbolter
16.	Gysing forbolter
17. Salveboring m/lading	Salveboring m/lading, skyting
18. Ventilasjonspause	Ventilasjonspause
19. Lasting	Lasting
20. Rensk	Rensk
21. Sikring m/endeforankrede bolter	Sikring m/gyste bolter
22.	Sikring m/sprutbetong, 1-3 lag
23.	Sikring m/utstøping klargjøring
24.	Fundamentering
25.	Montering støpeskjold
26.	Endesteng
27.	Støping
28.	Herdetid
29.	Riving endesteng
30.	Flytting
<u>Tidsbestemmende tidforbruk:</u> 0,8-1,0 min/pfm ³	15-25 min/pfm ³

5.4.3. Forundersøkelser

Siden forholdene viste seg å være mye dårligere enn det forundersøkelsene antydte, er det derfor i dette tilfellet valgt å se på hva som kunne blitt gjort bedre for å unngå de store avvikene vist Tabell 16.

Undersøkelsene i planleggingsprosessen fokuserte på geologi og sprekker, svakhetssoner, sprekke mønster og bergmassekvalitet. Traséen ble mer eller mindre gitt basert på faste punkter, hvor fokuset hadde vært å oppnå god nok overdekning. Ingen kjerneboring eller pumpetester ble utført for å kartlegge den hydrostatiske konduktiviteten. Men det ble forutsett intensiv forinjisering knyttet til sprekker og svakhetssoner.

I planleggingsprosessen ble det uten god nok begrunnelse forutsett å holde vanninntrengingen lavere enn 20- 30 Liter/min/100m under skogområdene. Dette nivået var basert på registreringer fra andre tunneler i Oslo-området hvor påvirkningen på miljøet var lav. For delen av tunnelen som gikk under det bebygde området ble kravene satt til ikke å senke grunnvannsstanden lavere enn 2 m, fulgt opp med piezometere. Dette kravet ble antatt som oppfylt ved å holde vanninnstrømningen inn i tunnelen under 10- 15 Liter/min/100 m. For tunneler i Norge var det ikke vanlig på den tiden at krav til innlekkasje var reflektert i kontrakten, siden byggherren skulle ha mulighet til vurdere og avgjøre mengden forinjeksjon og metode underveis. Forinjeksjon var bestemt på bakgrunn av målt innlekkasje fra bestemte undersøkelseshullene beskrevet i tunnelkontrakten. Vanlig sonderboringsmønster inkluderte 3-6 hull med en lengde på omtrent 23 m hver (Beitnes, 2002).

5.4.4. Forhold under driving

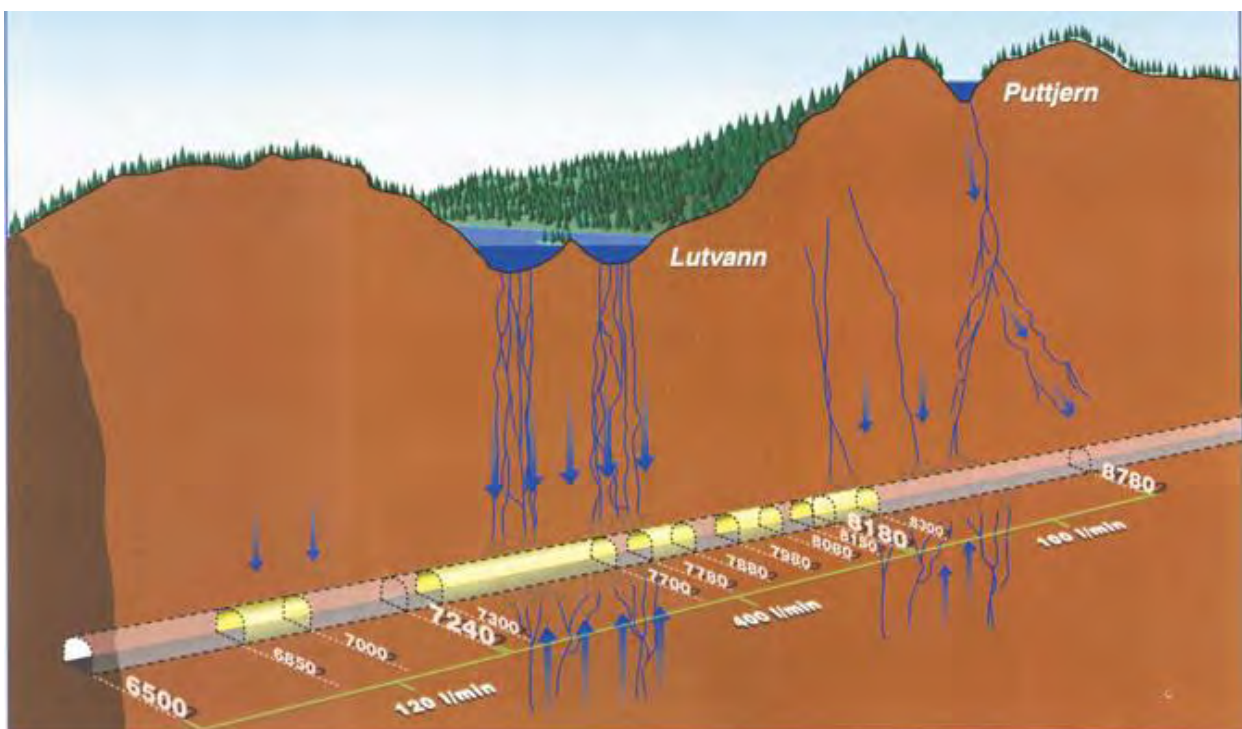
Driving i både granittiske- og skifergneis sør for Oslo-graben avslørte mye vanskeligere og jevnt fordelte lekkasjer enn forventet. Avgjørelser angående forinjeksjon ble utført basert på kravet om under 5 liter/min vannlekkasje fra sonderboringshull. Det ble ikke utført testing av vanntrykket inn i tunnelen (Lugeon forsøk). Injeksjonene bestod av en eller to runder med vanligvis 30 borehull av 23 meters lengde, med 8 meters overlapp av injeksjonsskjermene. Injeksjonstrykket ble satt til minimum 50 bar. Prosessen ved passering av dårlig fjell er vist i Tabell 17. Fremdriften ble vesentlig senket da hver runde tok 10- 18 timer.

Ved passering under skogen ved Lutvann ble det forventet mindre bruk av injeksjon på grunn av økt aksept for lekkasje. Det viste seg derimot å bli desto vanskeligere og tidkrevende å

oppfylle kravene til lekkasje. Dette skyldtes økende vanntrykk og mer kompleks og omfattende oppsprekking. Opp til fire injeksjonsrunder ble utført før kontrollboring ga akseptable forhold. Finere sement ble hyppig brukt, men var til liten hjelp. Det ble også gradvis brukt en stor del Siprogel. Ved et par anledninger ble det drevet videre selv om innlekkasjen var for stor. På grunn av den økte forsinkelsen fremkom en uenighet angående tidsplanen beskrevet i kontrakten.

Totalt ble 37 % av den totale tunnelstrekningen forinjisert. Selv om det ble utført et omfattende arbeid med injeksjon var kravene til innlekkasje langt fra godkjent i enkelte seksjoner. Det startet å utvikles skader på tunnelen og media omtalte injeksjonsmiddelet Siprogel, som skadelig for miljøet.

Under utbygging viste innlekkasjen i tunnelen seg å være godkjent, men etter en stund utviklet innlekkasjen seg i enkelte seksjoner til å bli 3- 4 ganger den akseptable innlekkasjen på 10 Liter/min/100 m. Overflaten begynte å vise tegn på deformasjon. Innstrømningskravene burde derfor blitt satt til enda lavere. Skadene som forårsaket størst mediadekning var det lille kjernet Puttjern, i skogen over tunnelen hvor vannstanden sank med et par meter. Senere viste vannstanden i innsjøen Lutvann å synke så mye at innsjøen tørket ut. Figur 48 viser en illustrasjon over drenasjeforholdene inn til tunnelen.



Figur 48: Illustrasjon over grunnvannsforholdene i tunnelen Romeriksporten møtte. Statlige innstrømningsgrenser i tunnelen for grunnvannet er vist i 3 ulike seksjoner (Beitnes, 2002).

Etter drivingen var ferdig ble det startet etterinjeksjon av de områdene hvor innlekkasjen var for stor. Det ble injisert i vifter som skulle skape en tett sone 4-10 m rundt hele tunnelen. Arbeidet viste seg å bli mer vanskelig enn antatt. Det største problemet oppstod i sålen av tunnelen, hvor det meste av grunnvannet fant veien. Boring nedover krevde spesielle drillrigger, og var komplisert å utføre. Det ble avslørt at den store innstrømningen fra sålen skyldtes for tynn og mangelfull forinjeksjon, som senere ble skadet ved sprengning av dreneringsgrøften.

Etterarbeidet var ferdig januar 1999, og arbeidet viste seg å koste like mye som selve drivingen av tunnelen. Kravet ble kun godkjent for 2 av de 3 seksjonene. Det ble derfor installert pumper som førte rensset tunnelvann tilbake for å holde grunnvannstanden oppe.

Erfaringer så langt har vist at metoden er pålitelig, og miljøet ikke har tatt skade av dette. Tilbakepumpingen av tunnelvannet har også vist seg å bare være nødvendig i perioder med lite nedbør (Beitnes, 2002).

5.4.5. Erfaringer

Ved driving av tunneler vil det uansett omfanget av forundersøkelser, være uunngåelig å utelukke usikkerhet som kan påtreffes under driving. Forundersøkelser med tanke på å unngå skade på grunnvann og miljø ved bygging av tunneler kan helt klart bli bedre. Det betyr derimot ikke at det bare vil hjelpe å legge sammen dagens metoder og rutiner. For Romeriksporten ville et omfattende opplegg med seismiske undersøkelser, detaljert kartlegging av kjerneprøver, eller permeabilitetstester ikke ført til noen endring i tunneldesign, driveprosedyre eller hindret den dårlige tettingen og skadene under driving. Ukritiske undersøkelser og avgjørelser fra fagfolk som har en egen agenda, vil kunne virke mot sin hensikt. Figur 49 viser skadeomfanget av det lille kjernet over Romeriksporten.

Nye aspekter burde blitt inkludert:

- Rutineanalyser av risiko, både for en realistisk usikkerhetsbedømming og som en veiledning til valg av videre undersøkelser.
- Detaljerte sårbarhetsanalyser av potensielle områder.
- Metoder for å forutsi vanskelighetsgraden og innsatsen som kreves for å redusere permeabiliteten i bergmassen rundt tunnelen og forbedre injeksjonsmønsteret eller andre metoder for tetting rundt tunnelen.



Figur 49: Bilde er tatt av Puttjern som ligger over Romeriksporten. Tjernet ble nesten drenert på grunn av lekkasje i tunnelen. Dette var en av grunnene som ga den store negative omtalen om byggingen av Romeriksporten (Foto: L, Eriksen)

Selv om dette blir gjennomført vil det fortsatt finnes usikkerhet ved beregninger av lekkasje og metoder for tetting ved driving av tunnel. Det er viktig å fjerne så mye som mulig av usikkerheten til skader på omgivelsene. Best mulig hydrogeologisk modell og kartlegging av sårbare planter og arter burde bli standard ved tunnelbygging.

Media vil alltid være ute etter å avsløre feil og syndebukker. Bygging av lange tunneler er dyrt og berører store deler av samfunnet, på flere måter. Slike overraskelser som ble møtt under driving av Romeriksporten kan virke skremmende på mange lignende prosjekter i fremtiden. Selv om dette er skremmende for store prosjekter må man ikke sikte på 100 % sikre løsninger da dette vil koste alt for mye, samt hindre samfunnsøkonomisk gunstige utvikling. Uansett vil det være viktig å gjøre en ordentlig jobb, slik at usikkerheter blir dokumentert.

I storskala er det erfart at forinjeksjon er så mye som 20 ganger mer kostnadseffektivt enn etterinjeksjon med samme permeabilitet. Det har vist seg at selv om forinjeksjon er vanskelig ved høyt vanntrykk, vil problemene ved etterinjeksjon kunne bli enda større. Utsetting av et

siste forsøk med injeksjon til etter driving burde ikke bli sett på som et alternativ ved seriøs tunneldrift.

Mye på grunn av Romeriksporten har unngåelse av negative effekter på miljøet og eiendommer blitt en av de viktigste aspektene ved tunneldriving. Store innsatser må tillates i ethvert budsjett dersom det er nødvendig for å unngå store skader på omgivelsene. Enkelte tilfeller kan det være påvirkninger eller skader på omgivelsene som ikke lar seg unngå, eller vil koste alt for mye. Det er uansett viktig at den slik prosess utføres med åpenhet ovenfor offentligheten.

Uansett virker det som om både naturen og offentligheten har en stor toleranse ved senkning av grunnvannstanden. I dag er det ingen som spør om den dramatiske senkningen av grunnvannet og endringene i botanikk over Lieråsen tunnelen. Langtidseffekter av samme type evalueres fortsatt for Romeriksporten, men det ventes ingen eller små endringer i det naturlige habitatet (Beitnes, 2002).

6. Drivemetoder

Valget mellom drivemetoder har i over 30 år hovedsakelig stått mellom boring og sprengning, eller ved bruk av tunnelboremaskin kalt TBM (Tunnel Boring Machine). På verdensbasis og for store prosjekter har TBM fått en stor markedsandel (Hansen, u.d.). Derimot er det kun drevet med boring og sprengning i Norge de siste 20 årene (Leonard Nilsen & sønner AS, u.d.). Begge metodene har for så vidt sine fordeler og ulemper, og det er derfor viktig å finne hvilket som veier mest for typen prosjekt og forhold.

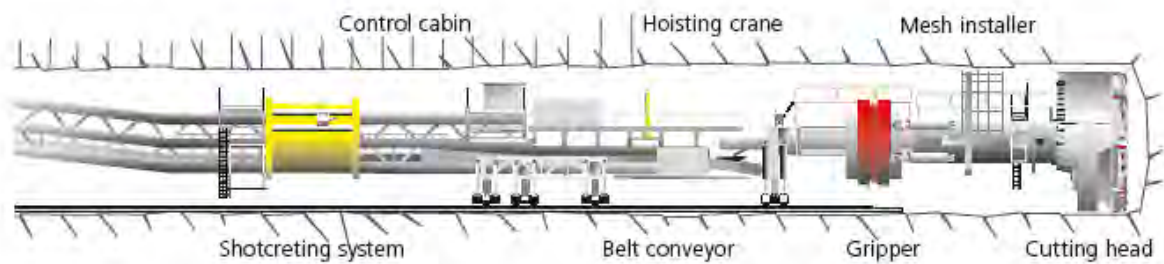
Det er ingen generelle regler for valg av drivemetode. Valget bør baseres på kriterier relaterte til prosjektet som ifølge Ehrbar (2008) er:

- Helse og sikkerhet.
- Miljøaspekter.
- Bruken av anlegget.
- Design, inkludert drivetid og kostnader.
- Konstruksjon, også med tanke på kostnader og drivetid.
- Nærliggende bebyggelse og konstruksjoner.

Ved tunneldriving er det svært vanskelig å anslå de totale kostnadene for drivingen og sikringen. Det er mange forhold som påvirker kostandene som er dyre eller vanskelige å definere på forhånd (Nord, 2006).

6.1. TBM

En tunnelboremaskin med hele konstruksjonen er om lag 450 m lang (AlpTransit Gotthard Ltd, 2012). TBM boring er en form for roterende, knusende boring. Kutterhoder presses med stor kraft mot bergmassen samtidig som de roteres. Kutterhodet trenger inn i bergoverflaten for hver omdreining (Bruland, 1998). Dagens TBM kan drive i nesten alle forhold i harde bergmasser, med diametere fra under 3 m opp til 12 m (Bruland, 2000). To forskjellige typer TBMer blir normalt brukt, åpen type som vist i Figur 50, og lukket type. Åpen maskin kan bli brukt ved grunnforhold hvor berget er selvbærende, og det ikke forventes vann med høyt trykk inn i tunnelen (Ehrbar, 2008).



Figur 50 viser en TBM fra siden, hvor høyre delen av bildet er stoffen (AlpTransit Gotthard Ltd, 2012).

6.2. Boring og sprengning

Denne metoden innebærer oppknusing av bergmassen ved bruk av eksplosiver som er anvendt i hull boret innover i stoffen (Nord, 2006). Eksplosivene detoneres i intervaller med veldig kort mellomrom på mellom 4-6 sekunder (NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998). Deretter må de giftige sprenggassene må luftes ut før utlastingen av de sprengte massene kan begynne. Så begynnersikringen. Først med pigging/rensing av den gjenværende bergoverflaten, for så om nødvendig sikre bergmassen rundt tunnelen med bolter og betong. Syklusen er illustrert i Figur 51.



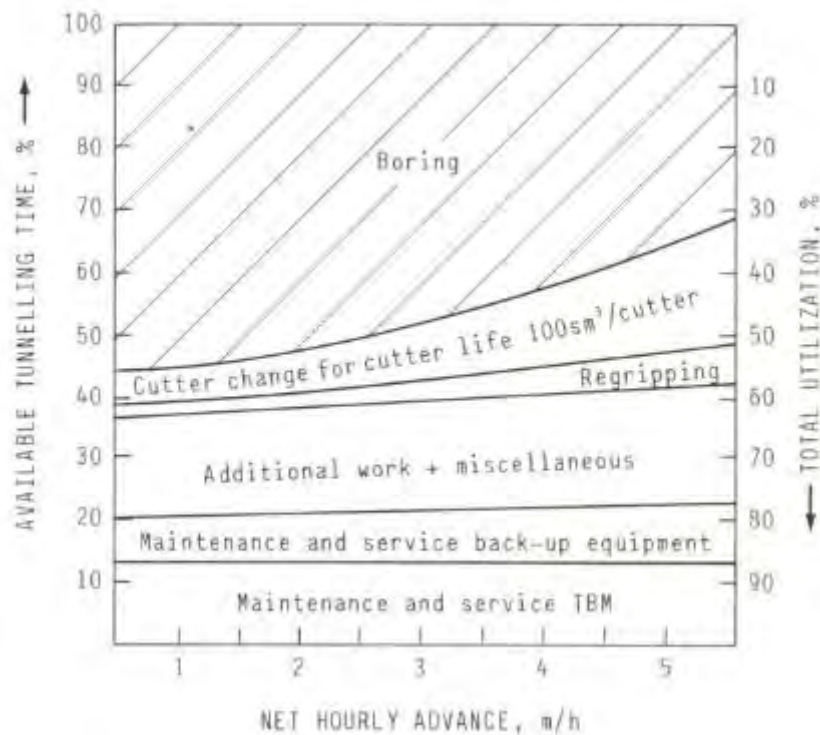
Figur 51: Bore- og sprengesyklus (Sandvik Tamrock Corp., 1999)

6.3. TBM vs. Boring og sprengning

6.3.1. Fremdrift

For TBM kan fremdriften variere mye. Den enaksielle kompresjonsstyrken er vesentlig, sammen med sprøheten til bergarten. Svakheter i bergmassen som sprekker og foliasjoner vil være til fordel for inntrengningsraten.

Ved boring og sprengning går mye av tiden i syklusen til andre oppgaver enn å sprengne ut masser, slik som vist i Figur 51. Ved å sammenligne hvor mye tid som brukes til boring i begge metodene, vil boretiden til en TBM normalt være minst 3 ganger lengre enn ved boring og sprengning (Nord, 2006). Når en beregner kostnader og kapasitet for TBM er det viktig å ta hensyn til at mindre enn 50 % av den tilgjengelige tunneltiden brukes til boring med TBMen. Som vist i Figur 52 vil service, bytting av kutterhode, regriping, bergsikring og injeksjon oppta mye av den tilgjengelige tiden (Thidemann & Nilsen, 1993).

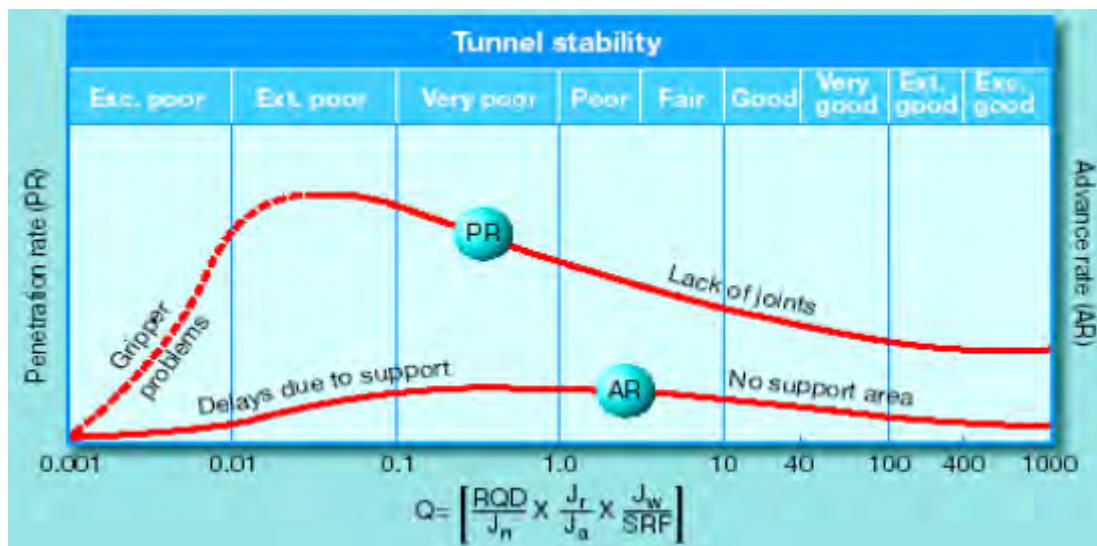


Figur 52: Maskinutnytting for en «hard rock» TBM med diameter på 3,5 m

I følge Ehrbar (2008) gir tunneldriving med TBM vanligvis en raskere fremdrift. Sammenlignet med boring og sprengning i like grunnforhold, vil TBM kunne oppnå mer enn dobbel så rask inntrengning. Hovedsakelig er TBM best egnet for lange tunneler med konstant

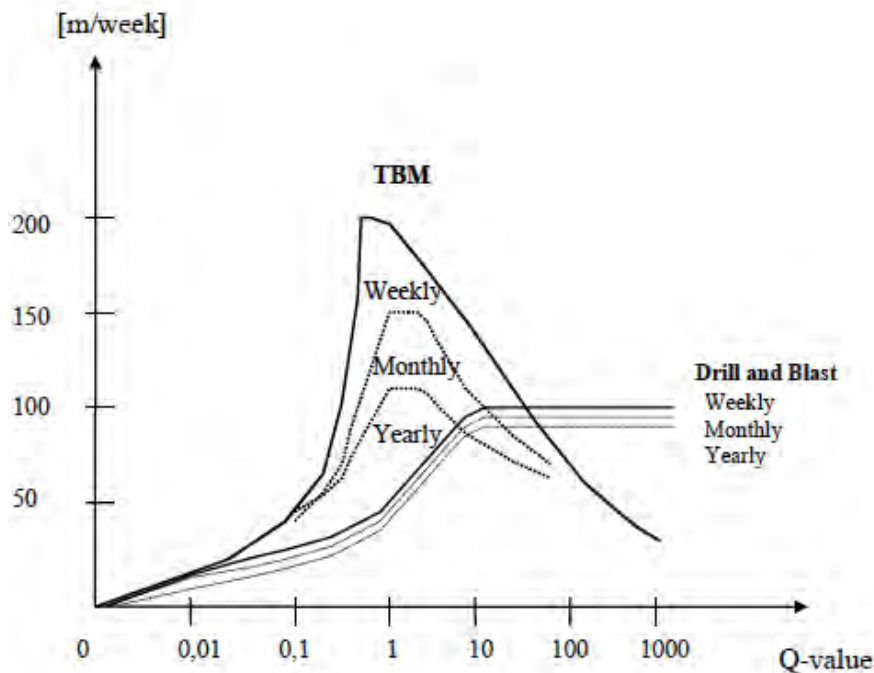
tverrsnitt og god tilgjengelighet for utstyr (Ehrbar, 2008). I motsetning i drift ved boring og sprengning kan TBM drive tunnelen med få tverrslag og allikevel oppnå god fremdrift (Kalager, 2009). TBM vil derimot ha vanskeligere for å tilpasse endringer i de geologiske forholdene. I gode bergforhold kan fremdriften ligge på mellom 20-25 m per arbeidsdag. I dårlige bergforhold er fremdriften langt mindre, og i noen tilfeller et par meter om dagen (Unterschütz, 2004). Sprengning inne i tunnelen skaper giftig gass som er tidkrevende, men helt nødvendig å få luftet ut. Sprengningen skaper også kraftige rystelser, noe som kan være et problem ved driving under urbane områder, hvor det kan bli nødt til å drive med redusert salvelengde for å redusere rystelsene. TBM gir derimot minimale rystelser og ingen sprengasser inne i tunnelen og utenfor tunnelportalen (Hansen, u.d.).

Barton (1999) sammenlignet en rekke tilfeller hvor TBM var benyttet. Han konkluderte med at det var stor forskjell på inntrengningsraten i bergmassen og selve fremdriften. Lav Q-verdi ga høy inntrengning, men krevde mer omfattende sikring, som var tidkrevende ved bruk av TBM. Høyere Q-verdi betydde dårligere inntrengning, men mindre tidkrevende sikring. Resultatene er vist i Figur 53.



Figur 53: Forhold mellom inntrengningsrate og fremdrift i forhold til Q-verdi, ved driving med TBM (Barton, 1999)

Barton (1999) har også undersøkt fremdriften ved boring og sprengning i tunnel. En hypotetisk sammenligning med fremdriften fra TBM og boring og sprengning viser at TBM er mest konkurransedyktig med tanke på tidsbruk, når bergmassen har Q-verdi mellom 0,1 og 10 (Figur 54).



Figur 54: Hypotetisk sammenligning mellom fremdriften mot Q-verdi for TBM og boring og sprengning (Barton, 1999)

6.3.2. Sikring

Tunneler drevet med TBM har en fordel med tanke på stabilitet da de blant annet har et sirkulært tverrsnitt som gir en jevnere fordeling av spenningsøkningen som oppstår rundt bergrom. Dette skyldes at det ikke eksisterer noen spisse hjørner hvor spenningene konsentreres ytterligere. Boringen med TBM gir ingen eller minimal forstyrrelse og forandring i fjellets beskaffenhet med henhold til dannelse av nye sprekker og stikk. Boringen vil også i liten grad påvirke forinjeksjonen. På grunn av den lave påvirkningen vil tunnelen normalt få sterk reduksjon i sikringsomfanget i forhold til boring og sprengning (Hansen, u.d.). For driving gjennom svært krevende forhold hvor det kreves tung sikring vil derimot den omfattende sikringen være svært tidkrevende å montere fra TBM (Nord, 2006).



Figur 55: Fullprofilboret tunnel linet med betongsegmenter. Foto: Herrenknecht AG.

Dersom en under driving møter en sandig svakhetszone med mye vann slik at det ikke er mulig å stanse vannet og utrasingen med injeksjon vil en TBM være svært vanskelig og tidkrevende å trekke tilbake. Ved boring og sprengning vil en enkelt kunne trekke alt utstyr tilbake og sette opp en skillevegg/betongvegg for så å støpe inn området. Dersom slike forhold forventes frarådes det å bruke TBM. Det er allikevel mulig å bruke TBM dersom sonene er veldig smale eller TBMen er utstyrt for å takle slike problemer, noe de normalt ikke er (Grasso, et al., 2010). Et eksempel på en ferdig sikret tunnel drevet med TBM er vist i Figur 55.

6.3.3. Design

Tunneler drevet med TBM blir veldig låst til designet på tverrsnittet. For enkeltsporede jernbanetunneler vil det sirkulære tverrsnittet allikevel passe godt inn med togets form. Tunneler drevet med boring og sprengning er som sagt veldig fleksibelt, og kan derimot velge

tverrsnittsdesign. For at denne metoden skal ha konkurransedyktig i lange tunneler kreves flere angrepspunkter for å få en akseptabel byggetid. For lange tunneler kreves det da tverrslagstunneler inn til hovedløpet langs traséen (Kalager, 2009).

6.3.4. Investering

Bruken av TBM er med tanke på fremdrift, mye mer avhengig av bergmasseforholdene enn boring og sprengning. Dette gjør derfor beregningene av fremdrift og drivekostnadene mye vanskeligere og usikre for TBM (Nord, 2006). Generelt kan man si at boring og sprengning gir minst variasjon i pris. Metoden er også kjent for å tilby bedre fleksibilitet, og som følge av dette takle uforutsette vanskelige forhold bedre. Variasjoner i fremdrift er lavere for boring og sprengning enn ved TBM når forholdene varierer mellom gode og dårlige (Hansen, u.d.).

Investeringskostnadene for TBM er vesentlig høyere enn for boring og sprengning. Det tar også mye lengre tid å rigge en TBM enn det tar for utstyret brukt ved boring og sprengning. Avgjørelsen om det burde velges TBM eller boring og sprengning bør avgjøres ut i fra variasjonen i de bergmekaniske forholdene, lengden av tunnelen som skal drives samt disponibel tid. Bredt bergmekanisk spekter og kort tunnel favoriserer bruk av boring og sprengning, motsatt forhold favoriserer TBM (Unterschütz, 2004).

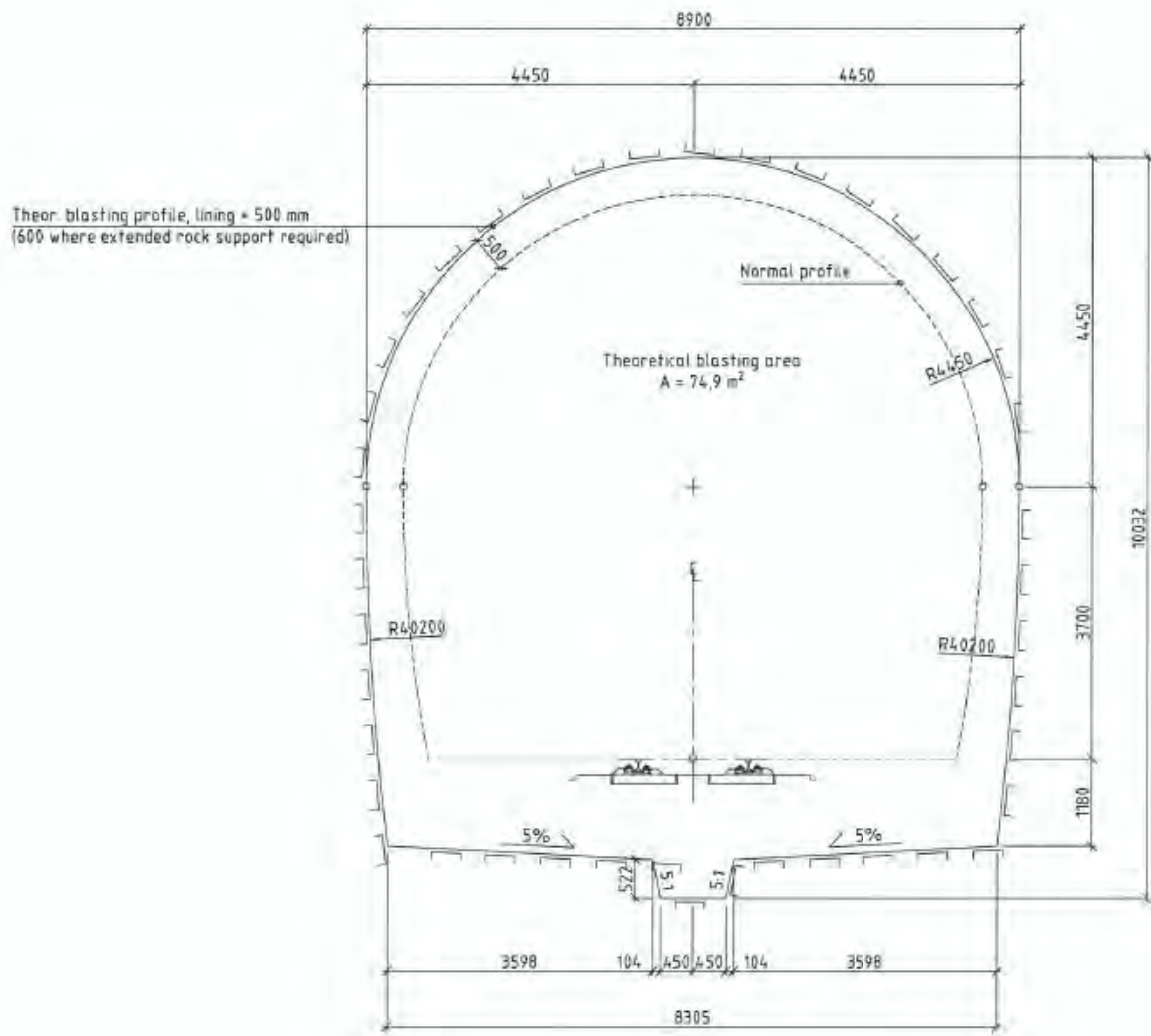
Dersom det ønskes bruk av TBM bør det utføres grundigere geologiske undersøkelser i forkant. Det må også legges til rett for kraftig strømforsyning (Hansen, u.d.).

7. Analyse av sikring

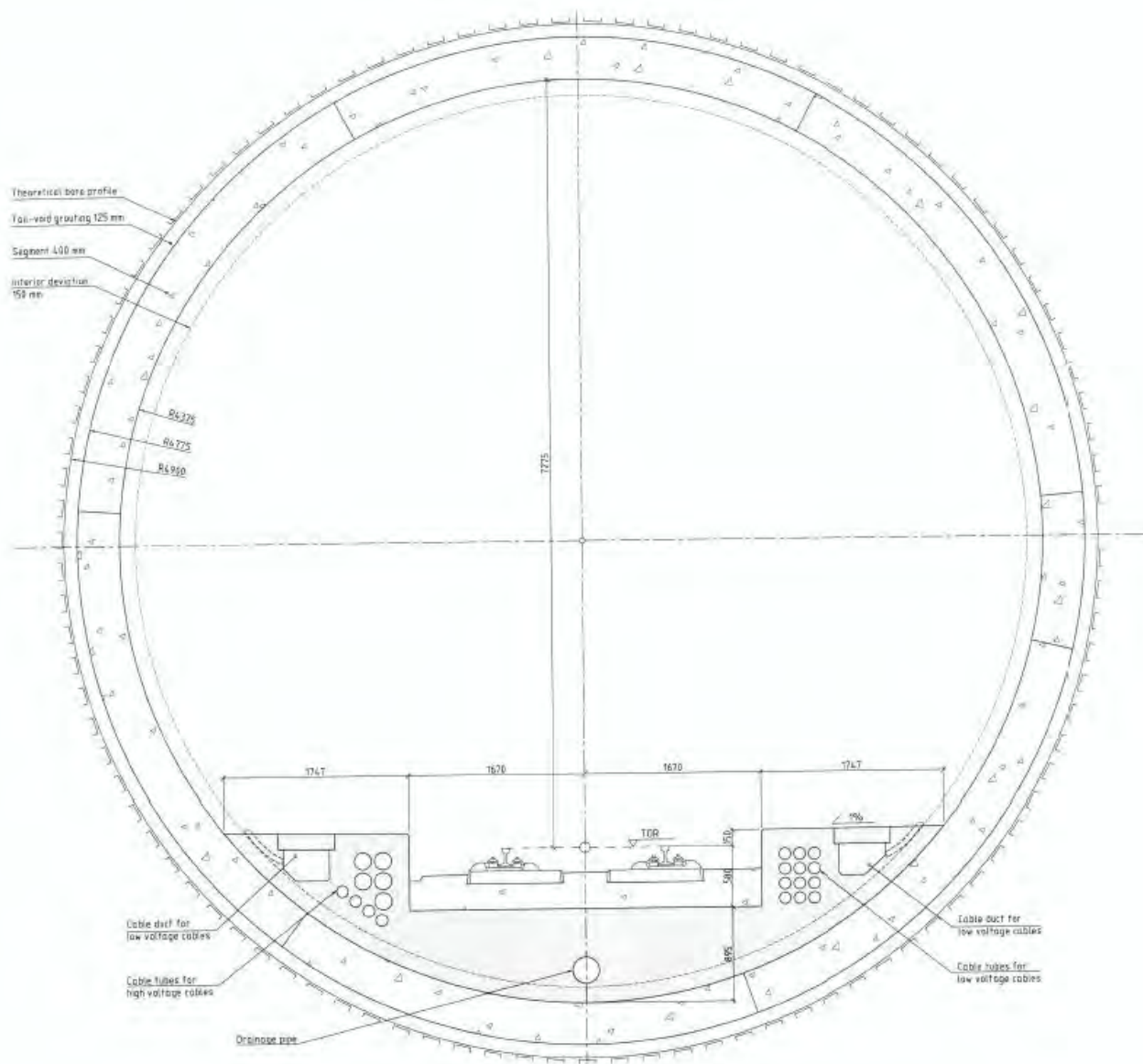
7.1. Geometrisk design

Jernbaneverket ønsker at tunnelen skal dimensjoneres for hastigheter opp mot 250 km/t. Under arbeidet med prosjektoppgaven for samme tunneltrasé ble det bestemt at det skulle utredes videre for to separate tunnellop, med enkeltspor i hvert løp. Dette ble valgt fordi det ble vurdert som best for sikkerheten ved bruk, siden terrenget var så lite kupert med store deler av strekningen hvor løsmassetykkelsen var stor, ville det bli krevende å bygge lange tverrslag uten til dagen for hver km av tunnelen. Denne løsningen ble også valgt for tilsvarende tunneler som Follobanen og Gotthard tunnelen. Det skal sies at det ikke er gjort noen grundig utredning på hva som er den beste løsningen med tanke på byggetid og kostnad.

Som et eksempel på design og størrelse av tunnellopene er det valgt å bruke planene fra Follobaneutredningen. Tunneler som dimensjoneres for så høye hastigheter settes det strenge krav til sikkerhet, komfort og energiforbruk som følge av blant annet trykkoppbygging og luftmotstand (Sweco, 2011). Ved boring og sprengning er det teoretiske sprengningsprofilen valgt $74,9 \text{ m}^2$, som gir et nettoprofil på 52 m^2 (Figur 56). For TBM har det teoretiske sprengningsprofilen en radius på 4,90 m som tilsvarer et areal på $75,4 \text{ m}^2$. Nettoprofilen har en radius på 4,37 m som gir et areal på litt under 60 m^2 (Figur 57). Erfaringer fra Gotthard tunnelen som hadde nettoprofil på 42-47 m^2 , er at de nå i ettertid kunne ønske seg noe større profil (Gammelsæter, 2013).



Figur 56: Profil over enkeltsporet tunnellop ved boring og sprengning, tilsendt av Bjørnar Gammelsæter, ingeniørgeolog fra Jernbaneverket på follobaneprosjektet (Gammelsæter, 2013).



Figur 57: Profil over enkeltsporet tunneløp ved TBM drift, tilsendt av Bjørnar Gammelsæter, ingeniørgeolog fra Jernbaneverket på follobaneprosjektet (Gammelsæter, 2013).

7.2. Analyse av tunnelklasse ved bruk av Q-verdier

Q-verdiene som har blitt kartlagt i dagen er sortert etter bergart og plassering fra vest mot øst slik som vist i Tabell 18.

Tabell 18: Viser Q- verdiene sortert etter antatt bergart og etter rekkefølge fra vest mot øst. Lokasjonen kan også finnes på vedlagt kart.

Bergart	Q-verdi	Tunnelklasse	Lokasjon
Grønnstein/grønnskifer (39)	19,8	B	6
Gråvakke (31)	6,1	C	14
Gråvakke (31)	10	C/B	15
Gråvakke/basalt	6,2	C	16
Ukjent	4,1	C	13
Ryolitt (3)	5,5	C	7
Ryolitt (3)	29,7	A/B	8
Mørk fyllitt (5)	3,1	D	9
Mørk fyllitt (5)	8,4	C	3
Mørk fyllitt (5)	5,9	C	27
Mørk fyllitt (5)	5,0	C	10
Skifer og gråvakke (6)	52,8	A/B	11
Grågrønn metagråvakke-sandstein (13)	29,7	A/B	12
Grågrønn metagråvakke-sandstein (13)	0,7	E	23
Grågrønn metagråvakke-sandstein (13)	1,5	D	24
Grågrønn metagråvakke-sandstein (13)	3,5	D	26
Grågrønn metagråvakke-sandstein (13)	3,3	D	25
Gråvakkessandstein (8)	30	A/B	22

Ut i fra Tabell 18 vil den vestre og midtre delen av traséen for det meste gå i tunnelklasse C og oppover. For østre delen av traséen, og da spesielt den grågrønne metagråvakke-sandsteinen, går traséen ut i fra kartleggingen i tunnelklasse D, som indikerer tett oppsprukket bergmasse.

Ved å se på hvor stor del av traséen som går gjennom de ulike bergmassene, kan det antas hvor stor del av traséen som har de ulike tunnelklassene. Traselengden i de ulike bergartene måles ut i fra vedlagt vertikalprofil.

Svakhetssoner: Ut i fra erfaringene fra Gevingåsen settes gjennomsnittlig influensområde til svakhetssonene til 85 m. Erfaringene viser også at Q-verdi i svakhetssonene ligger for det meste mellom 0,03-0,7. Dette tilsvarer tunnelklasse E til F.

Tabell 19 viser hvor stor andel av traséen som går gjennom de ulike bergartene med de tilhørende tunnelklassene valgt etter gjennomsnittlig Q-verdi. Denne fordelingen er grovt beregnet, men vil allikevel kunne gi et anslag av sikringsmengden og sikringstypen for tunnelen. Ut i fra vertikalprofilet er det beregnet at traséen ikke går gjennom gråvakkesandsteinen (nr. 8).

Tabell 19: Antatt tunnelklasse for de ulike bergartsfordelingene langs traséen.

Bergart	Lengde (km)	%-fordeling av lengde	Gjennomsnittlig tunnelklasse for bergarten
Gråvakke (31)	1,72	12,4 %	C
Sandstein (30)(25)	0,62	4,5 %	-
Basalt (25)	0,50	3,6 %	-
Ryolitt (3)	3,95	28,5 %	B/C
Mørk fyllitt (5)	2,47	17,8 %	C
Mørk skifer (7)	1,12	8,1 %	-
Skifer og gråvakke (6)	0,35	2,5 %	B
Grågrønn metagråvakke-sandstein (13)	1,93	13,9 %	D
Registrerte svakhetssoner samt influensområde	1,11	8,0 %	F
Sum	13,77	100%	

Ut i fra beregningene vist i Tabell 19 vil 3 % av tunnelen gå i tunnelklasse B, 25 % i klasse B/C, 32 % i klasse C, 14 % i klasse D, mens 8 % av tunnelen er antatt å gå i svakhetssoner med influensområdet. 17 % av tunnelen går i bergarter hvor det ikke er tatt målinger av Q-verdien.

7.3. Avstand mellom tunnellopene

Ut i fra teorien beskrevet i kapittel 3.5.5. (Pilarer) vil det holde med ca. 15 meters avstand mellom de to parallelle tunnellopene. Grønnsteinen i vestre del av traséen antas å gi det dårligste byggematerialet for tunnelene. Det skal derfor vurderes ulike avstander mellom tunnellopene for denne bergmassen. Beregningene vil også gi en indikasjon på forskjellen ved de to ulike byggemetodene. Samtidig antas det at området gjennom grønnsteinen krever den største avstanden mellom tunnellopene langs traséen. Korte avstander vil gi kortere tverrslag som fører til mindre utdrevne masser, som både er tid og kostnadsbesparende, men samtidig gir økt oppsamling av spenning. Alternativene som skal vurderes er vist i Tabell 20.

Tabell 20: Alternative avstander mellom tunnellopene

Avstand
10 m
15 m
30 m

7.4. Deformasjoner i bergmassen

Flere av bergartene langs traséen betegnes som «myke». Det kan derfor forventes deformasjoner langs enkelte deler av strekningen med relativt høy overdekning. For mer sprø bergarter som sandstein, gråvakke og ryolitt forventes det liten til minimal deformasjon. Det er heller ikke vurdert problemer med sprakeberg i tunnelen, da dette ikke forventes. Ifølge (Selmer-Olsen, 1965) oppstår faren for bergslag og avskaling først når overdekningen overskrider 500 m.

7.4.1. Tektoniske spenninger

Området hvor traséen er plassert er som nevnt tidligere noe kupert, men det er allikevel så lite at det ikke forventes noen betydelig innvirkning av topografien på spenningene. Tunnelen planlegges plassert så langt under bergoverflaten, slik at de topografiske spenningene antas å være neglisjerbare.

For å beregne de tektoniske spenningene benyttes Formel 1 og Formel 2. Det er ikke mulig å beregne de tektoniske spenningene ut i fra spenningskartet vist i Figur 22, siden dybden til målingene er ukjent. Det er derimot beregnet tektoniske spenninger i sammenheng med byggingen av Oppdølsstranda veitunnel ved Sunndalsøra i Møre og Romsdal, vist i Tabell 21 (Stormyr, 2012).

Tabell 21: Tektoniske spenninger målt i Oppdølsstranda veitunnel 11 (Stormyr, 2012).

σ_{tec} (nord-sør)	15 MPa
σ_{tec} (øst-vest)	11 MPa

Bergartene målingene er hentet fra tilhører ikke den kaledonske fjellkjeden, men er de målingene som er nærmest tunnelen tatt for seg i denne oppgaven, geografisk sett. For Gevingåsen ble det ikke erfart problemer med høye spenninger fra byggingen, men tunnelen denne oppgaven omhandler møter opptil 100 m større overdekning enn Gevingåsen. Det skal også vurderes bygging med TBM, som fører til at deformasjon kan by på mer problemer enn dersom det skal bygges med boring og sprengning.

7.4.2. Beregning av deformasjon

Det er valgt å beregne deformasjonen som kan forventes i grønnsteinen ved hjelp av Formel 4 og 5. Det er valgt å gjøre dette for å sammenligne med deformasjonen som er beregnet i den numeriske modelleringen, og anslå utfordringene dette gir. Det forventes størst deformasjon i grønnsteinen i vestre delen av området. Inngangsparametrene for tetthet (ρ) og enaksial kompresjonsstyrke for bergarten (σ_{ci}) er hentet fra Tabell 6 og 7.

Tabell 22: Beregning av tøyning i vestre delen, km 3,08-3,76

Bergart	Overdekning	Tetthet (ρ)	σ_{ci}	$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1,5}}{60}$	Tøyning $\varepsilon = 0,2 * \left(\frac{\sigma_{cm}}{p_0}\right)^{-2}$
Grønnstein/Basalt	350 m	3,02 g/cm ³	105 MPa	17,9 MPa	0,07 %

For en tunnel med tverrsnittsdiameter på 8,3 m ved boring og sprengning vil deformasjonen bli så lav som 0,6 cm ut i fra beregningene i Tabell 22. Fra Tabell 2 klassifiseres deformasjonen i klasse A.

7.5. Numerisk modellering

7.5.1. Introduksjon av numerisk modellering

Numerisk modellering kan benyttes til modellering av bergmassene og grunnarbeidet. Til ingeniørgeologi brukes programmet hovedsakelig til stabilitetsanalyser og design av bergsikring. Ved hjelp av en slik numerisk modell kan spenninger og deformasjoner i bergmassen og rundt åpninger i bergmassen beregnes. Videre er det også mulig å modellere samvirke mellom bergsikringen og berget. Det er fortsatt mest vanlig og definitivt enklest å modellere todimensjonalt, og kan i mange tilfeller være tilstrekkelig. Uansett type numerisk modell, er det kvaliteten av resultatene helt avhengig av kvaliteten på inngangsparametrene, som er:

- In situ bergspenninger
- Deformasjonsegenskaper
- Styrkeegenskaper
- Oppsprekkingsgrad

En viktig prognose som kan komme ut av en numerisk modell er hvor brudd kan oppstå i et bergrom. For å kunne simulere dette settes det inn et bruddkriterium. Ofte kan en velge mellom Mohr-Coulomb- eller Hoek & Brown- kriteriet (Myrvang, 2011).

Phase² er et 2D endelig element program (Finite Element Method- FEM) som er brukt til analyse i denne oppgaven. FEM er en differansemodell for utgravning av bergrom og skråninger, utviklet av RocScience Inc. Programmet er et elastoplastisk analyseverktøy som vanligvis blir brukt til beregning av spenninger og forskyvninger rundt utgravninger i undergrunnen og overflaten i fjell. Det er også mulig å velge mellom flere ulike typer bergsikring (Rocscience, 2012).

Differansemodeller er en type kontinuumsmodell som i utgangspunktet betrakter bergmassen som et kontinuerlig medium, hvor effekten av sprekker bare inkluderes i begrenset grad. I

differansemodeller må det defineres et område/domene som skal modelleres. Dette området må være så stort at det bergrommet som eventuelt modelleres innenfor, ikke influeres av domenets ytterbegrensninger. Når modellen settes opp må geometri, randbetingelser av domenet, inngangsparametre og startsituasjonen defineres. Hele domenet deles inn i elementer. I modellen gis hvert element deformasjonsegenskaper. Ved lastpåvirkning blir det for hvert element satt opp ligninger som uttrykker sammenhengen mellom kreftene som angriper elementhjørnene og forskyvningene av de samme hjørnene. Krefter og forskyvninger i et element antas å påvirke naboelementene gjennom nodene. Dette skaper et komplekst ligningssystem for hele domenet (Myrvang, 2011).

7.5.2. Bakgrunn for modellering

I dette arbeidet har det blitt utført numerisk modellering av varierende avstander mellom de to tunnellopene gjennom grønnsteinen. Det er også studert forskjellen på stabiliteten mellom sirkulære tunneler drevet med TBM og D-formede tunneler drevet med boring og sprengning.

For grønnsteinen er det ikke utført Q-verdi målinger. Ut fra erfaringene fra byggingen av Væretunnelen ble det erfart dårligere forhold på tunnelnivå enn det kartleggingen i dagen tilsa. Det er derfor valgt å vurdere sikringen for denne strekningen ut fra numerisk modellering. Sikringen som er forsøkt i modellen er valgt etter tunnelklassifiseringene i SVV håndbok 021 (2010). Det er på denne strekningen bergoverdekningen er størst, slik at det er av interesse å undersøke deformasjonene som kan forventes her, ved bruk av numerisk modell.

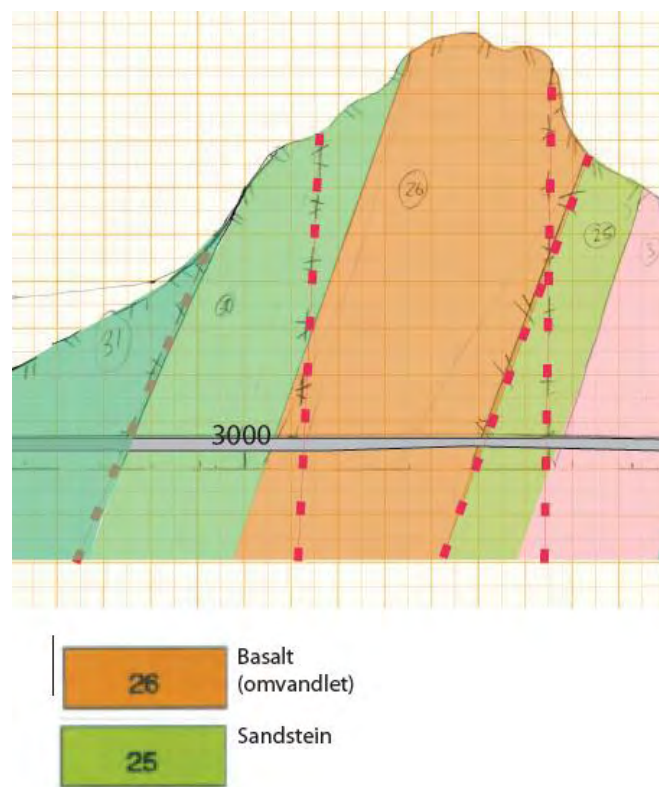
I modelleringen skal det undersøkes følgende:

- Avstanden mellom de to tunnelene.
- Deformasjon, og sikringen den krever.
- Anbefalt lengde på bolter.
- Tunnelklasse ut fra nødvendig sikring.
- Forskjeller ved de to drivemetodene.

Området hvor traséen er plassert er som nevnt tidligere noe kupert, men det er allikevel så lite at det ikke forventes noen betydelig økning av spenningene. Tunnelen planlegges også å bli

plassert så langt under bergoverflaten, slik at de topografiske spenningene antas å være neglisjerbare.

Ved kilometrering 3,08 til 4,00 har grønnsteinen en overdekning på opptil 350 m. Fra drivingen av Væretunnelen ble det som nevnt erfart store svakheter i bergmassen, hvor det sjeldent var sprekkeavstand større enn 50 cm. Det ble anslått at hele bergmassen hadde vært i bruddtilstand. Figur 58 viser et utsnitt fra vertikalprofilen over den omtalte grønnsteinen (omvandlet basalt).

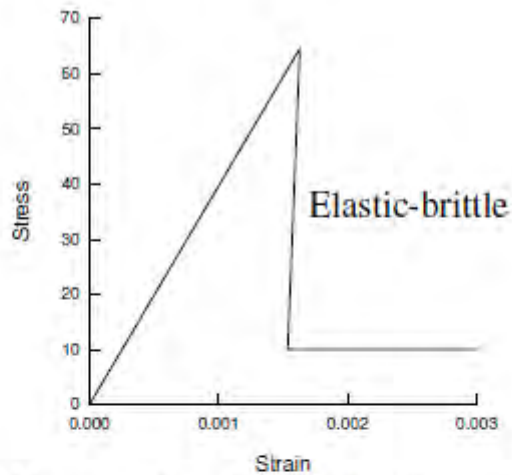


Figur 58: Tunneltraséen gjennom Grønnsteinen/Basalten. Den største overdekningen på strekningen.

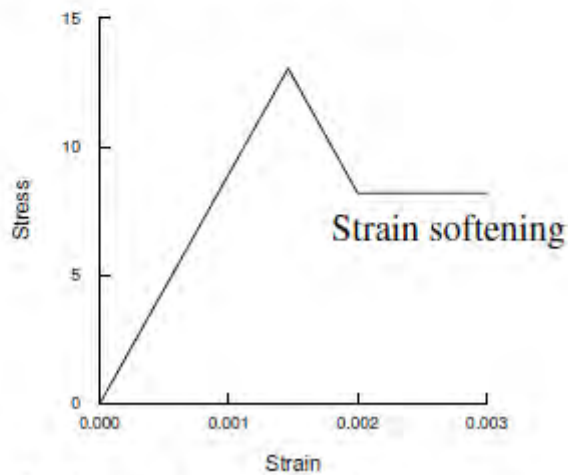
7.5.3. Oppsett av modell og inngangsparametere

For denne analysen er det benyttet plastisk modell. Dette er valgt fordi det er ønsket at modellen skal kunne simulere brudd, noe elastisk modeller ikke er egnet til. Etter at bergarten har gått i brudd settes bergartsstyrken til et lavt nivå for å simulere et elastisk-sprø-plastisk brudd som resulterer i avskalling og nedfall fra tunneloverflaten. For bergmassen som har gått i brudd reduseres den residuale GSI- og m verdien med 1/3. Denne reduksjonen er basert på

diskusjon sammen med veilederen til oppgaven, Panthi (2013). Figur 59 viser hvordan reduksjonen varierer mellom ulike typer bergmasser med god og gjennomsnittlig kvalitet.



(a) Very good quality hard rock mass



(b) Average quality rock mass

Figur 59: Bruddkriterier over bergmasser med god og gjennomsnittlig kvalitet. Kurven viser vesentlig reduksjon i bergarten etter brudd (Hoek, 2009).

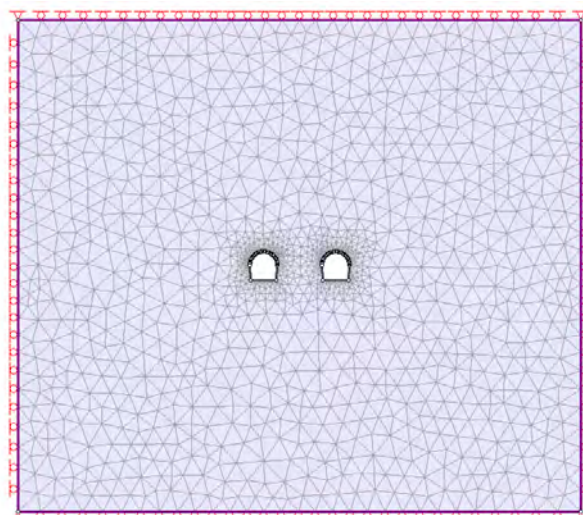
Det er anvendt generalisert Hoek-Brown bruddkriterie for oppsprukket bergmasse. Kriteriet blir brukt til bestemmelse av brudd langs periferien. Det er et empirisk bruddkriterium som er mye brukt i bergmekanikk. Utrykket vises i Formel 12 (Hoek, et al., 2002). Materialkontantene i bruddkriteriet bestemmes ved hjelp av programmet RocData fra RocScience, samt mekaniske egenskaper fra laboratorieforsøk utført på bergarten i området (Tabell 7) og data fra lignende bergarter (Tabell 5, 6 og 8).

Formel 12: (Hoek, et al., 2002)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^2$$

σ_1 og σ_3 er de maksimale og minimale effektivspenningene ved brudd. m_b er den reduserte verdien for bergmassen fra Hoek-Brown konstanten m_i for den intakte bergarten. Verdiene s og a er konstanter som beregnes med hensyn til bergmassen karakteristikk, mens σ_{ci} er den enaksiale kompresjonsstyrken til intakt bergart (Hoek, 2009).

Nodene i nedre og øvre kant av modellen er låst i y -retning, og kan kun forskyves horisontalt. Nodene på sidekantene er låst i x -retning, og kan kun forskyves vertikalt. Domenet er valgt som en boks med utvidelsesfaktor 8 i forhold til det utdrevne arealet. Grunnen til at utvidelsesfaktoren er byttet fra standarden på 3 til 8, skyldes at spenningsomvandlingen ble påvirket modellens domene. Modellen vises i Figur 60.



Figur 60: Oversikt over oppsett av nodene og størrelsen på domenet.

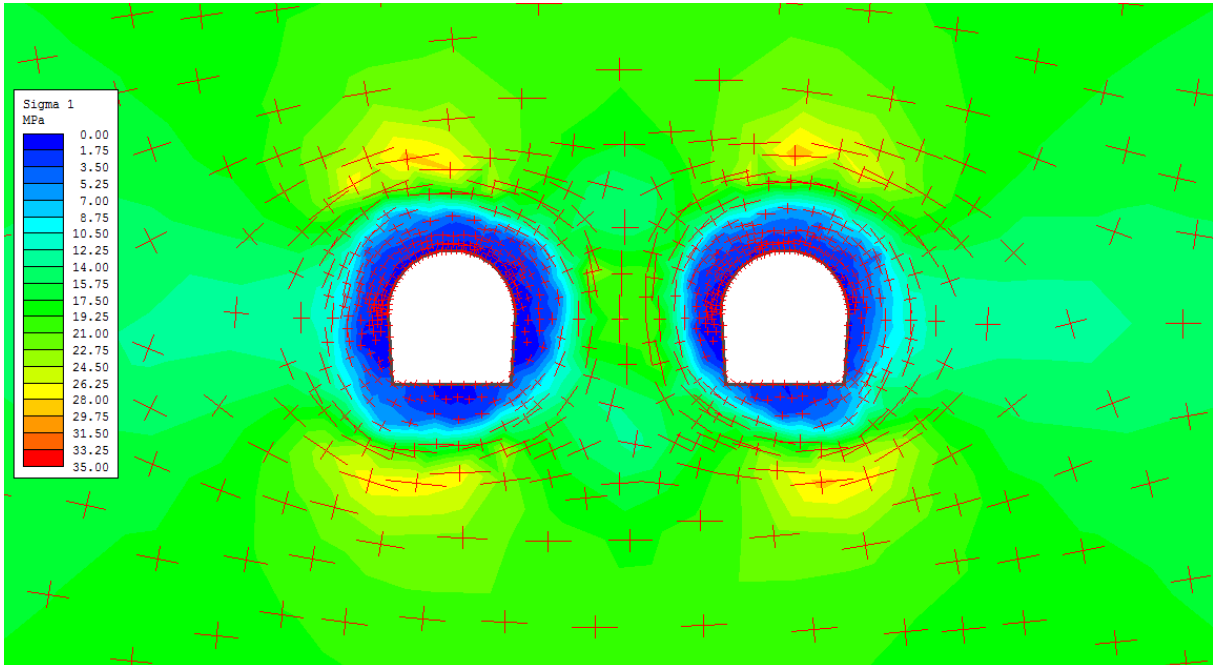
GSI verdien for grønnsteinen er bestemt ut fra skjemaet vist i Vedlegg 2 sammen med veilederen til oppgaven Panthi (2013), med hensyn til erfaringene fra de dårlige forholdene som ble møtt under drivingen av Væretunnelen. Tabell 23 gir en oversikt over parametrene.

Tabell 23: Inngangsparametere for grønnsteinen studert i Phase².

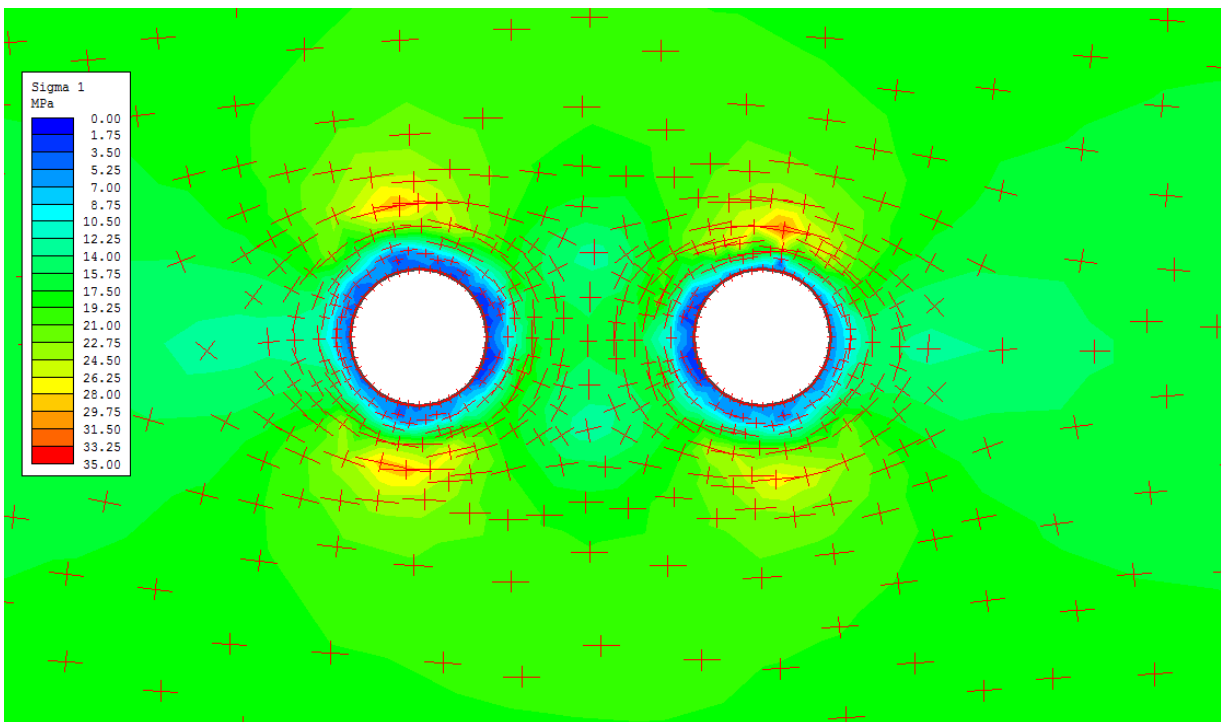
Inngangsparameter: Grønnstein	Verdi	Enhet	Kilde
GSI	50		Vedlegg 2
Youngs modulus, E	53	GPa	Tabell 6:
Tetthet (ρ)	3,02	g/cm^3	Tabell 7:
Enaksiell kompresjonsstyrke, σ_{ci}	105	MPa	Tabell 6:
Poissons forholdstall, ν	0,3		Tabell 8:
Materialkonstant, m_i	25		Tabell 5:
Forstyrrelsesfaktor D (B&S)	0,25		(Panthi, 2013)
Forstyrrelsesfaktor D (TBM)	0		(Panthi, 2013)
Vertikalspenning, σ_v	10,5	MPa	Formel 1
Horizontalspenning N-S, σ_H	18,25	MPa	Formel 2
Horizontalspenning Ø-V, σ_h	14,25	MPa	Formel 2

7.5.4. Simulering av tunnelene

Figur 61 og Figur 62 viser to parallelle enspors tunneler med 15 m pilar, den første drevet med boring, den andre med TBM. Fargekodene viser største hovedspenning. De røde kryssene viser forholdet mellom største og minste hovedspenning.

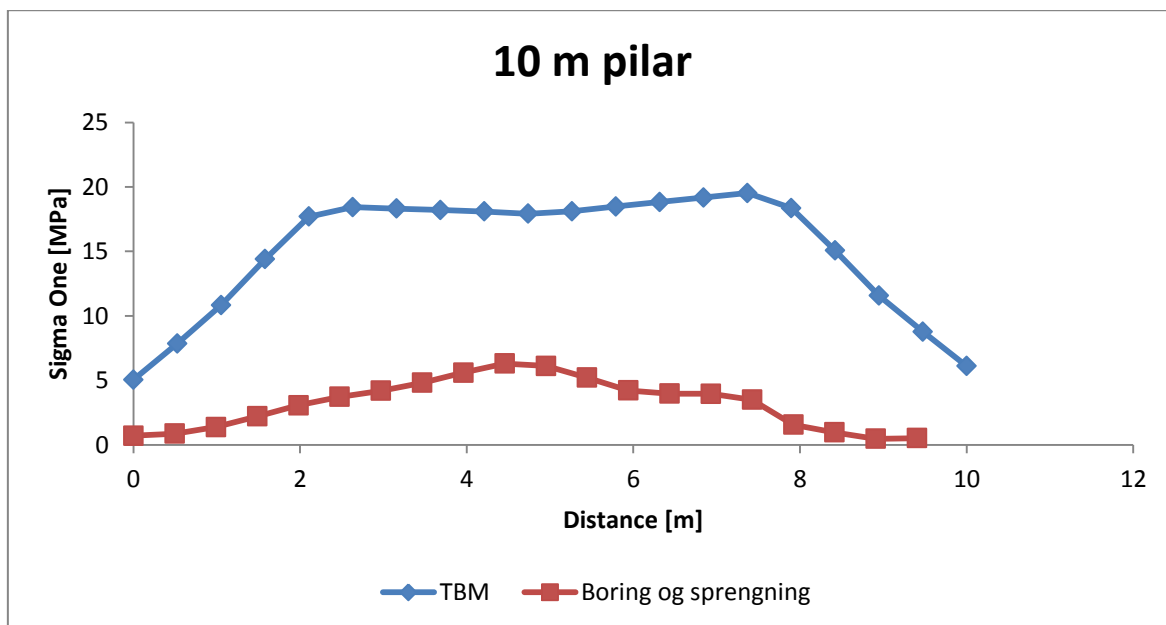


Figur 61: Største hovedspenning rundt tunneler drevet med boring og sprengning, modellert i Phase².

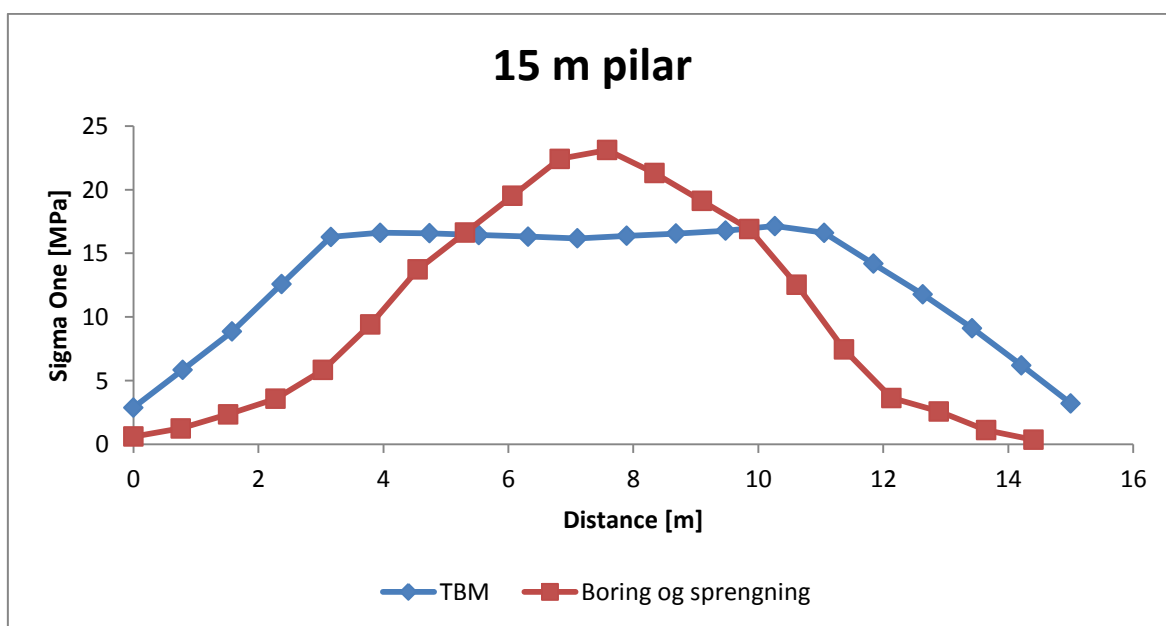


Figur 62: Største hovedspenning rundt tunneler drevet med TBM, modellert i Phase².

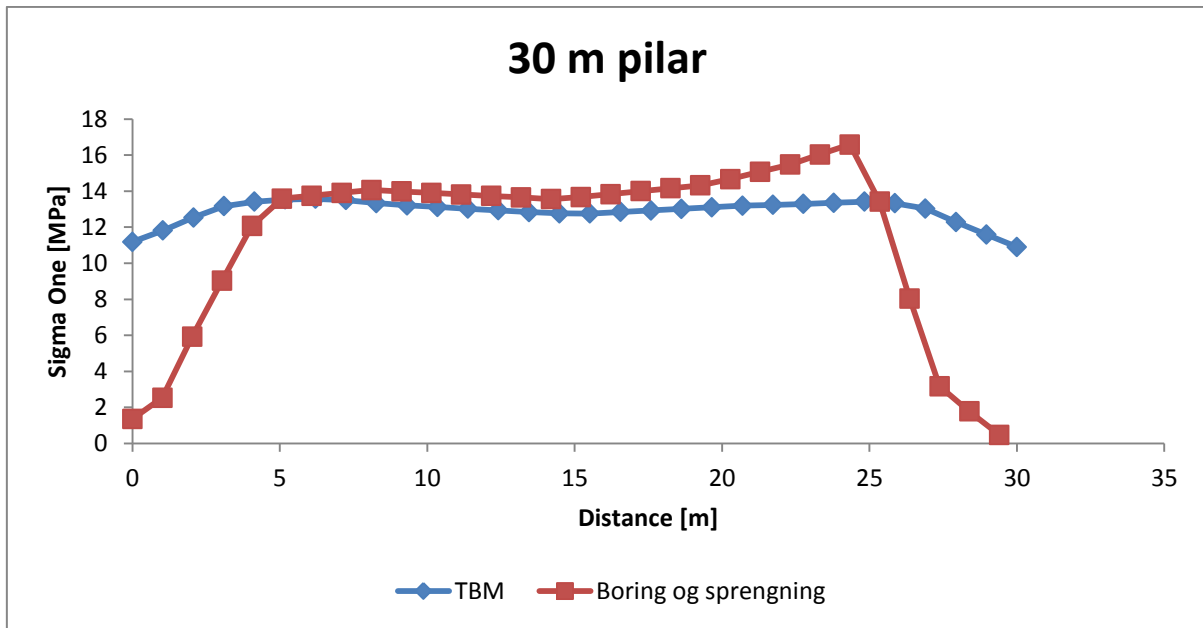
Spenninger i pilar ved driving med boring og sprengning, og TBM: Figur 63, 64 og 65 viser graf av største hovedspenning mellom tunnellopene, ved driving med boring og sprengning, og TBM.



Figur 63

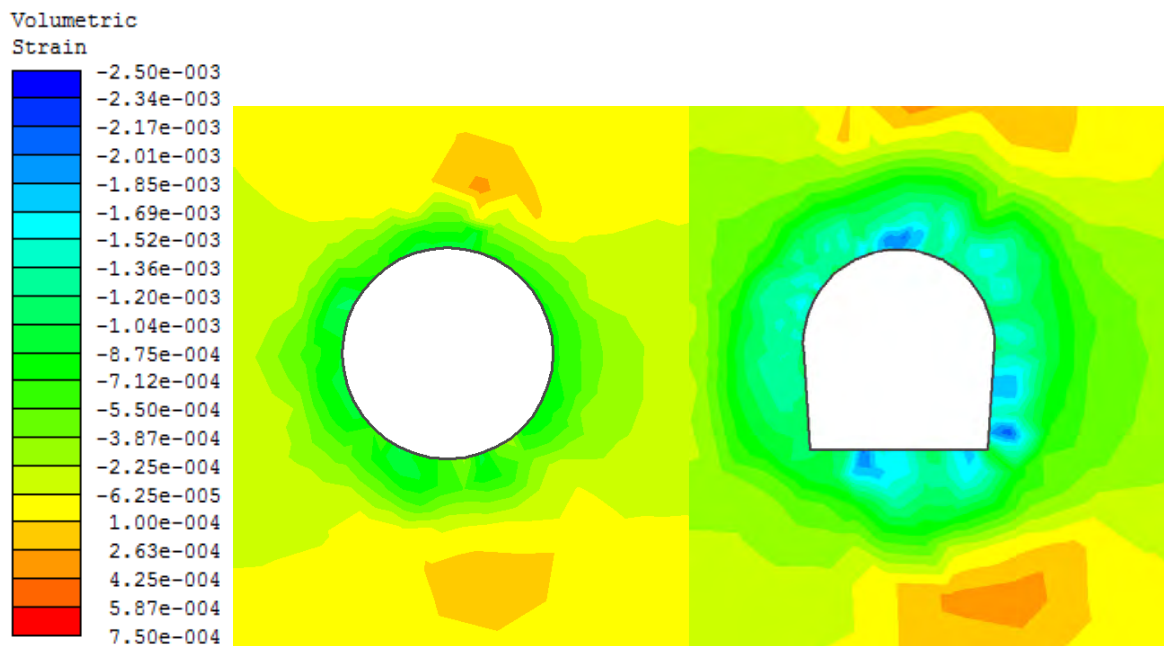


Figur 64



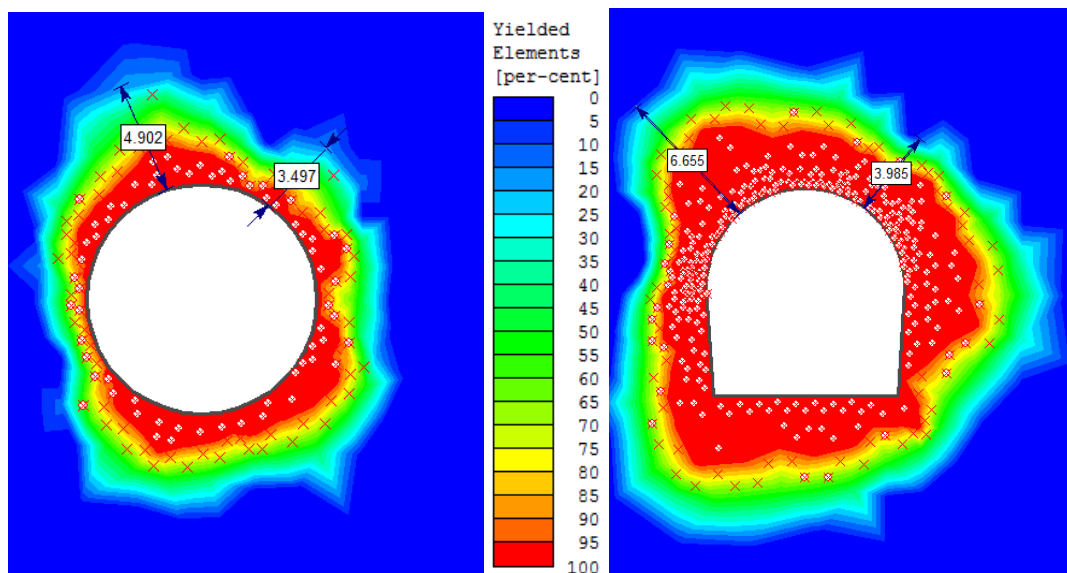
Figur 65

Deformasjon: Volumetrisk tøyning vises i Figur 66 som summen av tøyningkomponentene i x og y retning ($\epsilon_x + \epsilon_y$). Figuren viser forskjellen i tøyningen for tunneler drevet med boring og sprengning, og TBM. Smalere pilar ga også økt deformasjon rundt periferien for begge tilfellene. Dette tilfellet gjelder for pilarbredde på 15 m.



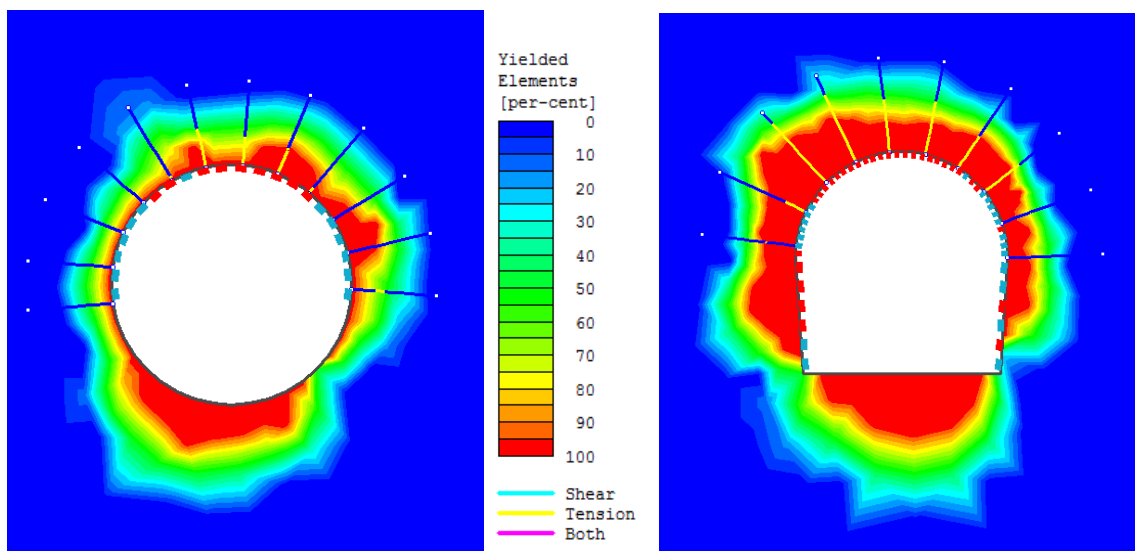
Figur 66: Volumetrisk tøyning for tunnel drevet med TBM og ved boring og sprengning.

Sikring av tunnel: I denne simuleringen er det valgt å se på nødvendig boltelengde for god forankring. Det er også undersøkt om eventuelle brudd kan oppstå i sikringen etter sikringsklasse D i henhold til Statens vegvesen sin håndbok 021 vist i Tabell 4. Figur 67 viser området rundt tunnelen som har gått i brudd (Yielded Elements) før sikringen er installert. Områder som har gått i brudd i vegger og heng må sikres for å unngå nedfall. Bolter må forankres i fjell som ikke har gått i brudd. Bolttypen er valgt til CT-bolt med 20 mm tykkelse. Dette er standard bolt brukt i moderne tunneler. Bolten fungerer også som arbeidssikring og permanent sikring, siden den har en mekanisk endeforankring og kan gyses med betong i ettertid (Vik-Ørsta AS, u.d.).

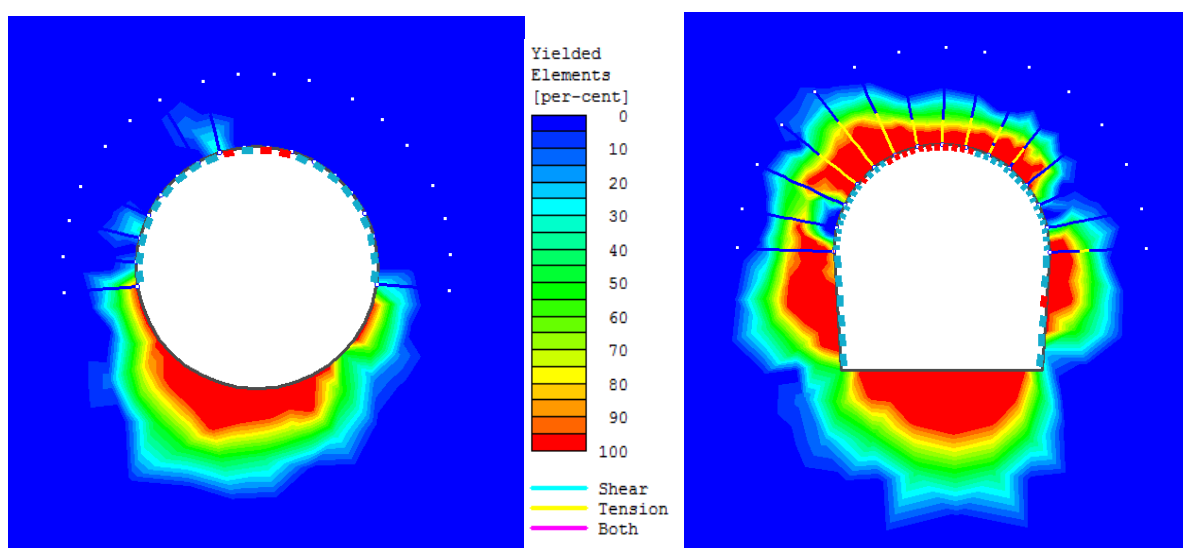


Figur 67 Viser bergmassen rundt tunnelen som har gått i brudd

Figur 68 viser sikring etter Statens vegvesen sin håndbok 021 tunnelklasse D. Tunnelen til høyre er sikret med 4 m lange bolter på grunn av dårlig forankring i nærmest tunneloverflaten. Tunnelen til venstre har 3,5 m lange bolter. Figurene viser også at betongen har gått i brudd enkelte områder, merket rødt. Bolter som har gått i brudd merkes med gult. Lignende brudd oppstår også dersom betongtykkelsen økes fra 100 mm til 150 mm vist i Figur 69, hvor sikringen er valgt til i henhold til tunnelklasse E, etter SVV sin håndbok 021 (2010).



Figur 68: Bildet til venstre viser tunnelen sikret med endeforankrede bolter, mens bildet til høyre viser fullt innstøpte bolter. Sprøytebetongen har tykkelse 100 mm og bolteavstanden 1,5 m i henhold sikringen anbefalt i SVV håndbok 021 (2010).



Figur 69: Tunnelene modellert med innstøpte gitterbuer (etter Phase² standard). Betongtykkelse 250 mm. Forsøk på å etterligne kravene til tunnelklasse E i henhold til SVV håndbok 021 (2010).

8. Diskusjon om stabilitet og sikring

I denne delen av oppgaven diskuteres undersøkelsene som er utført. Dette gir grunnlaget for mengde og kostnadsberegningene i neste kapittel.

8.1. Ingeniørgeologiske forhold

8.1.1. Sprekker

Det forventes at tunnelen vil treffe på de bergartene som er vist i vertikalprofilet. Bergartene har både sedimentær og vulkansk opprinnelse, men har gjennomgått en omfattende prosess med nedfoldning, omkrystallisering og senere heving. Aagaard (1981) beskrev at foldningen for bergartene i området hadde skjedd etter en akse NNØ-SSV. Kartleggingene utført i felt har vist seg å gi samme resultater til oppsprekkingen slik som vist i Figur 32. Sprekkerosen viser derimot også svært stor variasjon i sprekker, og erfaringer fra de nærliggende tunnelene beskriver også stor variasjon i foliasjon-og sprekkeretningen. Det kan derfor forventes en mer komplisert fordeling av bergartsgrenser enn det som presenteres i vertikalprofilet. Dette ble erfart spesielt i Væretunnelen.

Retningen til tunnelen viser seg å være forholdsvis gunstig i forhold til hovedsprekkeretningen som er registrert. Men det er ikke optimalt siden det er stor variasjon, og de fleste sprekkene og foliasjonen vil skjære med en vinkel rundt 45° . Samtidig har flere av de målte sprekkene slakt fall med $30^\circ - 40^\circ$, som fører til at de krysser tunnelen over en lengre strekning. Det forventes spesielt stabilitetsproblemer der fallet er lavere enn 45° .

De sedimentære bergartene ventes å være utpreget skifrige, med klare svakheter langs foliasjonen. Generelt for traséen kan det forventes hyppige partier med stor oppsprekking. Fjellkvaliteten kan antas å være noe dårlig, og selv om det er funnet fellestrekk med sprekkeretningen, er det også erfart hovedsprekkemønster i flere retninger, som kan medføre småfallent og flisig berg. Den hyppige og tette oppsprekkingen kan føre til ladeproblemer siden borehullene lettere kan rase sammen. Det er også fare for at injeksjonen kommer ut på stuff, og fare for kortslutning mellom injeksjonshullene slik det ble erfart i Gevingåsen.

8.1.2. Svakhetssoner

Ut fra tidligere erfaringer fra området er svakhetssonene dannet ved tektonisk bevegelse og anslås for å være knusningssoner. De kartlagte svakhetssonene viser seg å ha en gunstig orientering i forhold til tunnelens retning. Svakhetssonene er antatt å fall omtrent vertikalt. Denne tolkningen er basert på flyfotostudier, med tolkning av sonenes utbredelse i terrenget og forhold mellom kløftenes form fra teorien vist i Figur 8. Ut i fra erfaringene fra Gevingåstunnelen kan det antas at de fleste av svakhetssonene vil være komplekse og leirrike, med svakt oppsprukket sideberg med leir- og klorittfylte små slepper. Det forventes at de mer sprø bergartene langs traséen som sandstein, gråvakke og ryolitt vil knuses i et blokkig og grovt materiale med stor bredde. De resterende bergartene av «seigere» karakter som fyllitt og skifer får gjerne smalere knusningssoner med mer finstoff.

Knusningssonene i området er kjent for å ha et større influensområde enn vanlig. Erfaringene fra Gevingåsen viste at de svakhetssonene som ble betegnet som små hadde en mektighet på 5 m, med et influensområde fra 10-45 m. De store sonene hadde en mektighet på omtrent 10 m, men med et influensområde fra 85 m til 335 m. Det kan forventes samme forhold for svakhetssonene for tunnelen i denne oppgaven. Av de 26 inntegnede svakhetssonene for Gevingåsen, ble bare 8 av disse truffet. Det var også påtruffet 3 soner til som ikke var med på plantegningene. Det er markert 12 svakhetssoner i vertikalprofilet til traséen i denne oppgaven, men det er ikke skilt på store og små soner. Det bør forventes å treffe alle sonene, og det bør også antas at det vil kunne være flere soner. Spesielt i vestre del under Reppeplataet. Her er det rundt 70 m tykt løsmassedekke og flere soner som leder inn under dette. Men det lover allikevel godt at under halvparten av sonene som ble kartlagt for Gevingåsen ble påtruffet. Det bør allikevel utføres grundigere kartlegging av sonens utbredelse og størrelse, spesielt for områdene dekt av tykke løsmasser.

8.1.3. Sleppemateriale

Grafit, kloritt, glimmer er materiale med svake mineralkornbindinger, og kan forventes i sprekker og svakhetssoner langs hele tunnelen. Sammen med vann gir dette materialet lav friksjon i sprekker og på bergoverflaten. Det gir dårligere stabilitet rund periferien, og det kan oppstå problemer med heft av sprøytebetongen.

Det ble ikke erfart svelleleire ved verken Være- eller Stavsjøtunnelen. Det forventes derfor ikke svelleleire i bergmassen som disse tunnelene går gjennom. For Væretunnelen i vestre del

gjelder dette sandstein, grønnstein og ryolitt. Før Stavsjøtunnelen gjelder dette metagråvakkesandstein, gråvakke og delvis fyllitt. Derimot foreligger det lite erfaringer fra skiferen i midtre delen av traséen. For vestre del av traséen vil tunnelen starte i en gråvakke som det også foreligger lite informasjon om. Det bør derfor ikke utelukkes at det på disse strekningene kan oppstå svellende leire i sprekker og svakhetssoner, slik det ble erfart i Brattsberg kraftverk.

8.1.4. Vannforhold på tunnelnivå

Bergarter som lettest lar seg plastisk deformere som fyllitt, skifer er oftest tørrere enn andre bergarter. Det er også vanlig i Norge at bergarter som grønnstein og fyllitt, med mørke mineraler, vanligvis gir mindre vannlekkasje enn bergarter med lyse mineraler.

For Gevingåsen viste fjellet seg å være tørt, men ved kryssing av svakhetssoner ble det tidvis opplevd stor vanninnlekkasje. For Væretunnelen viste det seg å være fuktighet, drypp og små lekkasjer i mesteparten av tunnelen som forsterket stabilitetsproblemene. For Stavsjøtunnelen derimot viste tunnelen seg å være tilnærmet tørr i fyllitten og svakhetssonene. I gråvakken viste det seg å opptre spredt vann på sprekker og stikk, men også her var bergarten stort sett tørr.

Ut fra erfaringene fra de nærliggende tunnelene viser det seg å stemme at de «stivere» bergartene som sandstein, ryolitt, gråvakke og basalt opptrer med større vanntilstrømning til tunnelen enn de «mykere» bergartene som fyllitt og skifer.

Det kan også forventes større vanninntrenging i svakhetssonene som krysser Stavsjøen i østre delen av traséen. Her opptrer det flere svakhetssoner også rundt innsjøen, og det bør derfor utføres grundigere undersøkelser av retningen og vanngjennomstrømningen i sonene.

Tunnelen for denne oppgaven vil ha en større overdekning i områdene Være- og Stavsjøtunnelen. Det er derfor usikkert om dette vil føre til økt eller minkende opptreden av grunnvann. Ut i fra teorien til Nilsen & Broch (2009) er faren for vanninntrenging størst i dagfjellsonen. Olesen & Rønning (2008) mener derimot at svakhetssoner i Trøndelagsområdet kan inneholde rester av subtropisk dypforvitring (kap. 3.4.1). Dersom dette er tilfellet vil svakhetssonene ha økende permeabilitet ved økende overdekning. Det anbefales derfor å undersøke dette grundigere ved bruk av geofysiske målinger, for å forsøke unngå overraskelser som opptrådte i Romeriksporten.

8.2. Analysemodeller og beregninger

8.2.1. Deformasjon

Det er forventet at grønnsteinen i vestre del vil være mest oppsprukket og ha størst stabilitetsproblemer. Stabilitetsproblemene kan også forsterkes på grunn av den relativt høye overdekningen. Det er derfor valgt å undersøke om det er fare for deformasjoner i denne bergmassen.

Beregningene av deformasjonen utført i kapittel 7.4.2 klassifiserer tunneldeformasjonen i klasse A i henhold til Tabell 22. Klasse A beskriver at det vil ventes få stabilitetsproblemer fra deformasjon. Det antas derfor ikke som nødvendig med sikring ut over det som anbefales ut fra målte Q-verdier.

Det ble også vurdert deformasjon ved bruk av dataprogrammet Phase². Verdiene viste seg å stemme veldig bra med beregningene. Phase² viste en deformasjon på 0,2 cm for tunnel drevet med boring og sprengning. Beregningene viste en deformasjon på 0,6 cm. Selv om analysen i Phase² viste en lavere deformasjon, antas det at denne vil være den mest pålitelige siden det her er tatt hensyn til bergmassens oppsprekking ved bruk av GSI. Ettersom tunnelen vil ha størst overdekning gjennom grønnsteinen, vil det ikke forventes deformasjon langs resten av traséen siden bergmassen forventes å være sterkere, og overdekningen mindre.

8.2.2. Avstand mellom tunnelene

Den optimale avstanden på 15 m beskrevet i kapittel 3.5.5 har vist seg å stemme bra med analysene utført i Phase². For tunneler med 10 m mellomrom, vist i Figur 63, har tunneler drevet med TBM vist god stabilitet. For tunneler drevet ved boring og sprengning vil store deler av pilaren ha gått i brudd. Dette vises ved at den største hovedspenningen mellom tunnellopene er veldig lav og ikke lengre kan ta opp høye spenninger uten å deformeres mye. Det kan sammenlignes med spenning/tøyningskurven etter at bergarten har gått i brudd i Figur 59. Spenningskurven for TBM-drevne tunneler har en kamelformet spenningskurve mellom løpene. Denne kurven stemmer godt med den teoretiske kurven vist i Figur 20.

For to parallelle tunneler drevet med boring og sprengning vil sprengningsrysteledene føre til større oppsprekking i pilaren. For en avstand mellom tunnelene på 15 m viser analysene (Figur 64) en dromedarformet spenningsfordeling. Samme spenningsfordeling er vist i teoridelen, Figur 21. Analysene har vist seg å stemme godt med teorien. Selv om bergmassen

har høy oppsprekking, vil pilaren allikevel være bærende ved 15 m tykkelse. Allikevel er en dromedarformet spenningskurve forløpet før pilaren går i brudd. Dersom kurvens topp og midtpunkt overskrider bergmassens kompresjonsstyrke vil pilaren brått miste mye av bæreevnen. Figur 59 viser hvordan bergmasser raskt mister styrken ved brudd. For en avstand på 30 m mellom tunnellopene vil derimot boring og sprengning gi samme dromedarformede spenningsfordeling mellom tunnelene. Denne spenningsfordelingen gir en større trygghet mot kollaps i pilaren.

For tunneler drevet med TBM vil det ut i fra analysene i Phase² være tilstrekkelig med en avstand mellom tunnellopene på 10 m. For resten av tunnelen kan en derfor anta at 10 m også er tilstrekkelig avstand dersom det skal drives med TBM. Dette er ganske kort avstand og det anbefales derfor ikke å redusere denne ytterligere. Kortere avstand fører til økt spenningskonsentrasjon, og dersom et brudd oppstår med 5 m bred pilar vil det være vanskelig, tidkrevende og dyrt å stabilisere igjen. Ved boring og sprengning bør avstanden være større enn 15 m. Over 30 m antas ut fra analysene å være unødvendig. For de sterkere partiene vil tunnelene kunne ha en avstand mellom løpene på 15 m, mens 20-30 m anbefales i de svakere. 10 m pilarbredde anses som for lite, selv i de gode bergmassene langs traséen. En uforutsett svakhetssone vil føre til store stabilitetsproblemer dersom det kun er 10 m mellom tunnellopene.

8.2.3. Sikring av grønnsteinen

Ved å analysere hvor stort område i bergmassen rundt tunnelen som har gått i brudd (Figur 67) er det bestemt en boltelengde på 4 m for tunnel drevet med boring og sprengning, og 3,5 m ved TBM. Denne boltelengden er valgt for å forsikre forankring av boltene i kompetent bergmasse. Disse boltelengdene antas å gi tilstrekkelig sikring for hele tunnelen. Ved beregning av kostnadene for bygging av tunnelene er det brukt en boltelengde på 4 m.

For analyse av sikringsomfanget ble det i første omgang sikret etter tunnelklasse D i henhold til SVV håndbok 021 (2010), Tabell 4. Dette tilsvarte 100 mm tykk sprøytebetong og en bolteavstand på 1,5 m. Denne sikringen viste seg å ikke være tilstrekkelig. Tunnelen ble derfor satt til tunnelklasse E, som tilsvarte 150 mm tykk sprøytebetong, armerte sprøytebetongbuer og 1,5 m bolteavstand. For TBM-drevet tunnel ble det kun registrert små brudd i betongen, mens boret og sprengt tunnel viste større brudd i betongen og brudd i nesten alle boltene. For tunnelklasse E er det også et krav om forbolting. Dette ble ikke tatt med i

analysene, og vil sikre bergmassen ytterligere. Forinjeksjon vil også forsterke bergmassen. For tunneler drevet med boring og sprengning bør mesteparten av tunnelen systematisk forinjiseres for å unngå fukt. Det anslås derfor som tilstrekkelig med sikring etter tunnelklasse E også for tunnel drevet med boring og sprengning dersom området injiseres systematisk.

8.2.4. Usikkerheter i analysene

Det kan stilles stor usikkerhet til den tektoniske spenningen brukt i analysene. Det er ikke funnet spenningsundersøkelser mellom Ranheim og Hommelvik. Det ble derfor bruk undersøkelser fra en tunnel i Oppdølsstranda i Møre og Romsdal, som var den nærmeste av de undersøkelsene som ble vurdert. Spenningsundersøkelsene er fra en grunnfjellsbergart, mens tunnelen i denne oppgaven går i bergarter fra den kaledonske fjellkjeden. Det er derfor stor usikkerhet om de tektoniske spenningene stemmer i størrelse og retning.

Andre inngangsparametere som Youngs modulus (E), Poissons forholdstall (ν), materialkonstanten (m_i) og kompresjonsstyrken (σ_{ci}) er generelle verdier for grønnsteinen, og trenger ikke samsvare med grønnsteinen langs traséen. Det kan skyldes blant annet varierende tektoniske påkjenninger i den geologiske historien.

GSI verdien er vurdert ut i fra beskrivelsene gitt i erfaringsrapporten til Væretunnelen. Det er ikke utført GSI-målinger direkte i felt. Det kan derfor være større usikkerhet til GSI-målingene, siden de ikke er utført fra egne observasjoner i felt.

Det er viktig å huske på at analysene utført her er basert på modeller med varierende kvalitet på inngangsparametrene. Modellene utført her gir et generelt bilde av bergmassen, og tar ikke for seg den kompliserte tektonikken og sprekkesystemet som kan inngå i en bergmasse. Modellen gir derfor ikke et eksakt bilde av virkeligheten, slik at forholdene kan vise seg å være både bedre og dårligere enn modellene antyder.

8.2.5. Sikringsbehov for de ulike drivemetodene

Analysene av forventet deformasjon og brudd rundt tunnelen har vist seg å tale til fordel for TBM drift. Dette vises tydelig i Figur 66 og 67. TBM drevet tunnel vil også kreve mindre sikring enn ved bruk av boring og sprengning. Det antas også at bergmassen rundt en TBM-

boret tunnel vil være mer intakt, og derfor ikke behøve samme mengde forinjeksjon for å oppnå tørr tunnel.

Det er ikke observert noen spenningskonsentrasjon i de skarpe hjørnene for D-formet tverrsnitt, slik at forskjellene i bergmassekvaliteten for analysene mest sannsynlig skyldes sprekkene og rissene som dannes rundt periferien ved sprengning.

8.3. Bergsikring

8.3.1. Svakhetssoner

I svakhetssonene forventes det lavere innspenning (illustrert i Figur 13). Kombinert med høyere oppsprekking og økt innhold av grafitt, leir, kloritt og vann vil det derfor være økt sannsynlighet for nedfall og stabilitetsproblemer. Det bør ikke utelukkes at svelleleire kan oppstå. Allikevel ble det for Gevingåsen kun utført full utstøping på 23 m av de 100 m som var planlagt av tunnelen, selv om 640 m krevde tyngre bergsikring. Det antas derfor at det er lite nødvendig med bruk av full utstøping for tunnelen i denne oppgaven, men det anbefales grundigere undersøkelser i form av kjerneboring, spesielt midtre del og vest for Væretunnelen, der erfaringen fra bergmassene er liten.

For beregninger av kostnader og byggetid for tunnelen benyttes erfaringene fra Gevingåsen. Det er derfor valgt å sette influensområdet til 85 m for svakhetssonene, med en Q-verdi mellom 0,03-0,7 som tilsvarer tunnelklasse E til F. Dette er en veldig grov antagelse, og det regnes med at avviket i influensområde og antall svakhetssoner vil kunne variere siden det ikke er utført noen grundig undersøkelse av sonene.

8.3.2. Vannsikring

Viktig å ta hensyn til at grunnvannsforholdet og innlekkasjen kan variere i løpet av sesongen. Selv om bergmassene langs traséen er kjent for lav permeabilitet, er det et økende fokus fra Jernbaneverket (som nevnt i kap. 3.6.7: Injeksjon) å forhindre fuktighet i tunnelene, da dette fører til mye vedlikehold på det jernbanetekniske anlegget. Det bør derfor utføres systematisk forinjeksjon for store deler av tunnelen, spesielt ved drift med boring og sprengning, hvor det utvikles mange nye sprekker og riss rundt periferien ved inndrift.

8.3.3. Q-verdier

Sikringsberegningene er utført etter tunnelklasser fra kravene til Statens vegvesen håndbok 021 (2010), vist i Tabell 4. Traséen er derfor delt inn i tunnelklasser etter Q-målingene utført i felt vist i Tabell 24. Tunnelklassifikasjonene er basert på gjennomsnittlig Q-målinger fra hver bergart. Klassene viste seg å samsvare godt for bergartene langs traséen. Fordelingen fra hver måling vises i Tabell 18.

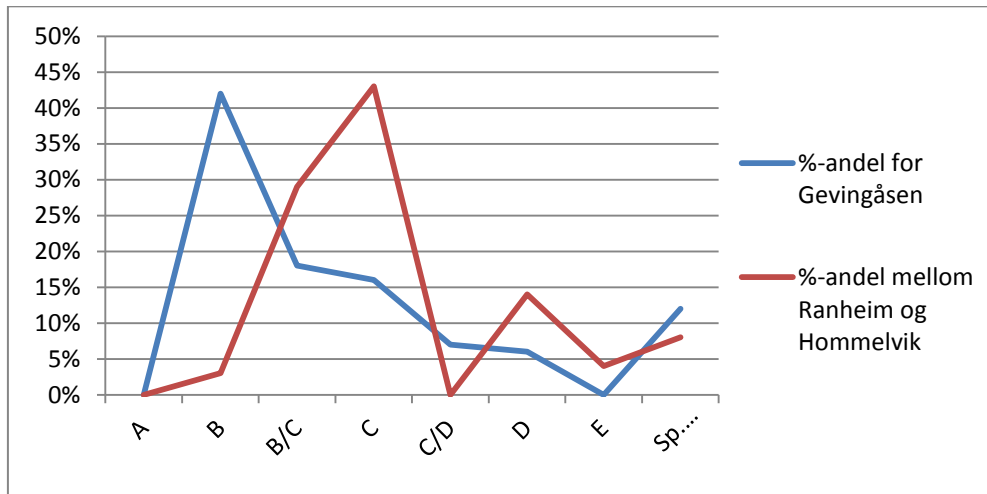
For bergmassene som ikke er kartlagt er det gjort antagelser av tunnelklassene, merket med parentes i Tabell 24. Antagelsene er basert på Q-verdiene fra lignende bergarter langs traséen, og beskrivelsene i rapportene fra Være- og Stavsjøtunnelen. Klassifiseringen av grønnsteinen er basert på erfaringer fra drivingen av Væretunnelen, samt numerisk modellering utført tidligere i oppgaven. Tabell 25 viser sikringsomfanget i de ulike tunnelklassene langs hele traséen.

Tabell 24: Klassifisering av bergmassene langs traséen.

Bergart	%-fordeling av lengde	Gjennomsnittlig tunnelklasse
Gråvakke (31)	12,4 %	C
Sandstein (30)(25)	4,5 %	(C)
Basalt (25)	3,6 %	(E)
Ryolitt (3)	28,5 %	B/C
Mørk fyllitt (5)	17,8 %	C
Mørk skifer (7)	8,1 %	(C)
Skifer og gråvakke (6)	2,5 %	B
Grågrønn metagråvakke-sandstein (13)	13,9 %	D
Registrerte svakhetssoner samt influensområde	8,0 %	F
Sum	100%	-

Dette er relativt få Q-verdi målinger i forhold til tunnelens lengde. Det anbefales derfor en mer omfattende kartlegging av Q-verdi. Figur 70 viser forholdet for tunnelklasse mellom Gevingåsen og området langs traséen mellom Ranheim og Hommelvik, tatt fra Tabell 11 og Tabell 24. Gevingåsen har en høyere gjennomsnittlig klassifisering. Oftest ventes bergmassen å gå opp en sikringsklasse på tunnelnivå. Det ser derfor ut til at fordelingen av tunnelklasser mellom Ranheim og Hommelvik kan stemme ganske bra med fordelingen til Gevingåsen. Det

er oftest slik at bergmassens oppsprekking avtar med dypet. Det forventes derfor at bergmassen er mer inntakt enn for Være- og Stavsjøtunnelen, siden traséen er antatt å gå mye dypere i berggrunnen.



Figur 70: Sammenligning av tunnelklasse fra kartlegging av Q-verdi for Gevingåsen og traséen mellom Ranheim og Hommelvik.

8.4. Design

8.4.1. Tverrslag

For Gotthard tunnelen ble det lagt inn tverrslag mellom tunnelene hver 325 m. Jernbaneverket har som krav at slike tverrslag skal bygges minst hver 500 m. Det anbefales allikevel å tenke langsiktig, og derfor anbefale tverrslag hver 325 m mellom tunneløpene. Dette er sikrere enn kravet på 500 m. Det er ikke utført noen analyse av nødvendigheten på så hyppige tverrslag. Hyppig tverrslag vil selvfølgelig føre til høyere kostnader og drivetid, men det anses som lite i forhold til det totale. Tverrslagene bør ha et tverrsnitt på omtrent 50 m² for å få plass til ventilasjon og store anleggsmaskiner. For mengde og kostnadsanalysene velges en gjennomsnittlig avstand mellom tunnelene til 15 m. Den totale tverrslagslengden mellom tunnelene beregnes da til 640 m.

8.4.2. Tverrsnitt

Tverrsnittet for både boring og sprengning, og TBM er hentet fra Follobaneutredningen. Dette tverrsnittet er større enn for Gotthard tunnelen, hvor de i ettertid ønsket et større tverrsnitt.

Begge drivemetodene gir et gunstig design for jernbane. Det er heller ikke forventet veldig høye spenninger i området ut fra erfaringene til de omkringliggende anlegg. Det sirkulære tverrsnittet til TBM vil derfor ikke ha så stor fordel med tanke på jevn spenningsfordeling rundt periferien.

I Gotthard tunnelen ble det beskrevet at jevn kontur var nødvendig for tunneler dimensjonert for høyhastighetstog. TBM gir en jevnere kontur i bergmassen. Det vil blant annet derfor være behov for mindre sprøytebetong enn ved boring og sprengning, hvor det ofte må ekstra betong til for å jevne ut konturen.

9. Mengde og kostnadsberegninger

9.1. Grunnlag

Det er vurdert kostnader for de to ulike drivemetodene. Det er beregnet kostnader for to enkeltsporede tunneler med tverrslag mellom løpene hver 325 m. Hver tunnel blir om lag 13,77 km. For begge byggemetodene er beregningene utført med hensyn til tunneltverrsnitt på 75 m². Det er tatt utgangspunkt i 101 skifttimer per uke for begge drivemetodene. Beregningene av sikringsomfang for hver tunnelklasse er vist i Tabell 25.

Tabell 25: Sikringsomfanget hovedsakelig for drift ved boring og sprengning.

Tunnelklasse etter SVV handbok 021	B	C	D	E	F	Sum
Lengde per tunnel (km)	4,3	5,93	1,93	0,5	1,11	13,77
Bolter per lm	7	10	10	10	15	
Boltelengde	4	4	4	4	4	
Volum betong per lm (boret og sprengt tunnel)	2,3	2,3	2,8	4,6	7,6	
Volum betong per lm (TBM)	3,0	3,0	3,8	7,5	9,4	
Forbolter per skjerm	-	-	-	46,0	70,0	
Forbolter per lm (8m bolter med overlapp)				8	12	
Sonderboring 24m lange hver 20m	4	4	4	6		
Sprøytebetongbuer per lm	-	-	-	0,4	0,7	
Injeksjonshull per skjerm	20	20	20	20	35	
Avstand mellom skjermene	18	18	18	15	15	
Injeksjonshull lengde	24	24	24	24	24	

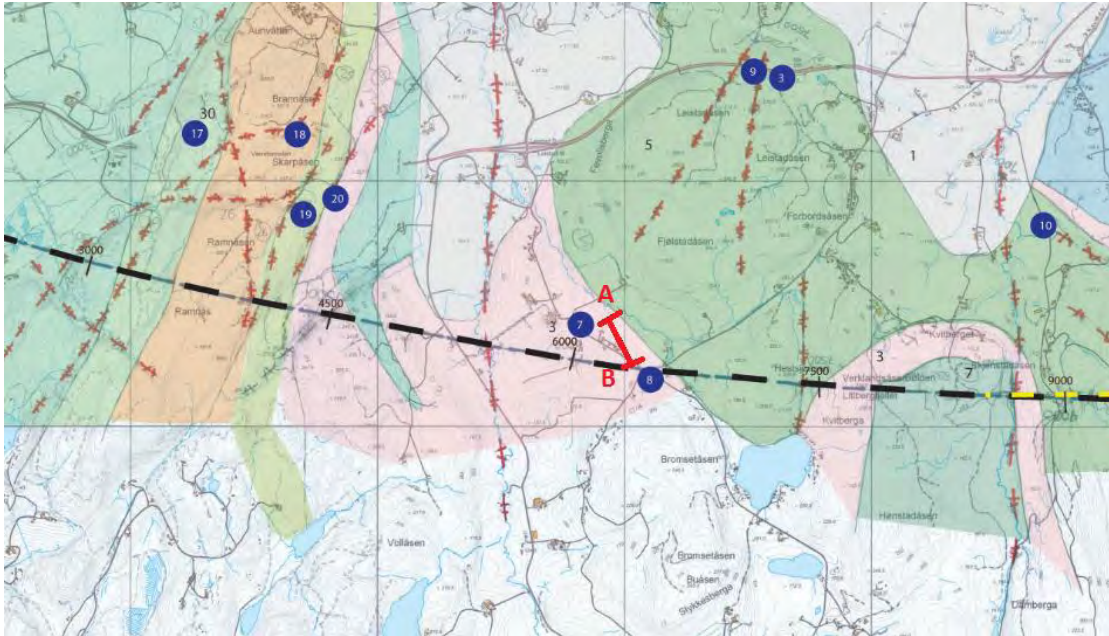
9.2. Beregning av mengden masse som må lastes ut

For beregning av mengden sprengt eller boret masse som må fraktes ut av tunnelen er det lagt til en utvidelse på 1,8 fra fast til løs masse (Messelt, 2013). Den totale mengden masse som må lastes ut av tunnelen er 3 775 500 m³. Dette gjelder for de to tunnellopene på 75 m² og tverrslagene mellom tunnelen med tverrsnitt på 50 m².

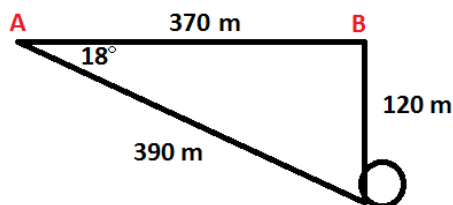
9.3. Byggetid og kostnader ved boring og sprengning

En tunnel drevet ved boring og sprengning bør ha flere angrepspunkter. Det er derfor valgt at hver tunnel skal kunne drives fra 4 stuffer. Får å få til dette må det drives et tverrslag fra dagen inn mot tunneltraséen. Dette fører at den totale lengden med tunnel vil bli lengre ved boring og sprengning enn for TBM. Tverrslagets plassering er valgt omtrent midt på traséen ved kilometrering 6300. Grunnen til at tverrslaget er plassert vest for traséens midtpunkt

skyldes at dette området har den laveste fjelloverdekningen. Figur 71 viser tverrslaget påhugg i terrenget (A), samt avstand fra traséen. Tverrslagetets lengde er beregnet til 390 m ut fra antagelsene vist i Figur 72.



Figur 71: Punkt A viser mulig påhugg for tverrslag.



Figur 72 viser tverrslagetets lengde ned til tunnelen ved en helning på 18 grader.

Beregningen av kostnader, tids- og mengdeforbruk er for de enkelte utførelsene basert på estimater gitt av Veidekke Entreprenør (Messelt, 2013). Beregningene tar for seg standard sprengningsrunde, lasting og transport, sonderboring og injeksjon, bolting og betongsikring. Det er lagt til en riggkostnad på 20 % av totalen. Sprengningsrunden er normalt 60 m/uke.

Prisen for driving og sikring er beregnet til 59 409 NOK per lm. For begge tunnelene uten tverrslag tilsvarer dette 1 636 128 720 NOK. Detaljert estimat av kostnad er vist i vedlegg 4. Et sammendrag av kostnadene er vist i Tabell 26.

Tabell 26: Sammendrag av beregnet kostnad og tid for drivingen av hovedtunnelene ved boring og sprengning.

Prosess	Kostnader (NOK)
Drilling og injeksjon	222 260 629
Lasting og transport	74 358 000
Sikring	385 101 671
Tillegg for rigg og drift (20 %)	136 344 060
Total sum per tunnel	818 064 360
Total sum to parallelle tunneler	1 636 128 720
Pris per lm	59 409

Det er beregnet at det vil ta 189 uker å drive hovedtunnelene ved boring og sprengning dersom de to hovedtunnelene til sammen har 8 angrepspunkter. Dette tilsvarer en ukentlig inndrift på 18 m per stoff. Detaljert beregning av mengde og tidsbruk er vist i vedlegg 3. Sammendrag av beregningene er vist i Tabell 27.

Tabell 27: Beregning av tid ved drift på hovedtunnel

Lengde	2*13,77 km = 27,54 km
Total arbeidstid per stoff per hovedtunnel	756 uker
Gjennomsnittlig ukentlig inndrift per stoff	18 m
Total konstruksjonstid ved 4 angrepspunkter per tunnel	189 uker

For det 390 m lange tverrslaget fra dagen og inn til traséen er kostnader tids- og mengdebruk beregnet på samme måte som for hovedtunnelen, men med et tverrsnitt på 50 m² (Messelt, 2013). Det er beregnet at det vil ta 16 uker å drive ned til traséens plassering. Dette tillegget vil komme på 14 836 069 NOK.

Tabell 28: Tid og kostnad for tverrslaget fra dagen og inn til traséen.

Lengde	390 m
Drivetid	16 uker
Kostnad	14 836 069 NOK

9.4. Byggetid og kostnader med TBM

For TBM drift er det beregnet å drive med én TBM per tunnel. Det vil derfor ikke være nødvendig med adkomst midt på traséen, slik at hver tunnel kun vil ha ett angrepspunkt. Diameteren på TBMen er beregnet til 9,9 m. For beregning av inndrift og drivekostnader for TBM, er dataprogrammet FullProf benyttet. Programmet er utviklet av Instituttet for bygg- og anleggsteknikk ved NTNU. Traséen er delt opp i soner etter bergarter med ulike egenskaper. Egenskapene for de ulike bergartene er vist i Tabell 7. Det er også brukt generelle egenskaper for de ulike bergartene hentet fra tabeller i programmet. Disse egenskapene er basert på undersøkelser utført av Instituttet for bygg- og anleggsteknikk ved NTNU. Dette gjelder inngangsparametrene som ikke er funnet i Tabell 7. Fordelingen av de ulike sonene er vist i vedlegg 6. Det er tatt hensyn til oppsprekkingen ved å legge inn dette i programmet (se vedlegg 6). Kostnadsberegningene i FullProf inkluderer rigging, drift, instalasjon, demontering, investeringskostnader, borekostnader og uforutsette kostnader.

Tunnelene vil ut i fra beregningene i FullProf ha en gjennomsnittlig inndrift på 96 m/uke. Drivekostnadene er beregnet til 17 277 kr/lm. Beregningen av sikringen er basert på samme som for drift ved boring og sprengning, men det er ikke tatt med forbolting eller bruk av sprøytebetongbuer. Det er valgt kun forinjeksjon i 30 % av tunnelens lengde. Det er lagt inn en nedetid på 45 % som gir mulighet for forinjeksjon, påføring av sprøytebetong, bytting av kuttere, service og nye gripertak. Det er lagt inn sprekker i programmet basert på kartleggingen utført i felt, vist i Figur 32.

Det er beregnet en sikringskostnad på 34 368 kr/ lm. Detaljert utregning er vist i vedlegg 5. Tverrslagene mellom tunnellopene er ikke tatt med i disse beregningene. Ved en inndrift på 96 m/uke vil byggingen av tunnelene ved bruk av en TBM per tunnel ta 143 uker. Beregning av de totale kostnadene og tiden for drivingen av de to tunnellopene er vist i Tabell 29 og 30.

Tabell 29: Drive og sikringskostandene ved bruk av TBM.

Prosess	Kostnader (NOK)
Drivekostnad per lm	17 277
Sikringskostnad per lm	34 368
Sum driving og sikring per lm	51 645
Total kostnad for driving og sikring per tunnel	711 148 914
Total sum to parallelle tunneler	1 422 297 829

Tabell 30: Tidsforbruk

Fremdrift	96 m/uke
Byggetid	143 uker

9.5. Tverrslag mellom tunnellop

Beregningene er utført på samme måte som for hovedtunnelen, men det er ansett som unødvendig å utføre sonderboring. Den tiden som må legges til for driving av tverrslag mellom tunnellopene er vist i Tabell 31.

Tabell 31: Tid og kostnad for driving av tverrslag mellom tunnellopene.

Total arbeidstid	30 uker
Arbeidstid ved 8 stuffer (4 i hver tunnel)	4 uker
Total kostnad	22 784 733 NOK

9.6. Diskusjon om valg av byggemetode

De to byggemetodene har helt klart sine fordeler og ulemper, men når det kommer til valg av metode er det normalt byggetiden og kostnadene som er avgjørende. TBM har vist seg ut fra analysene og beregningene utført i denne oppgaven, å gi svært gode resultater for to parallelle tunneler mellom Ranheim og Hommelvik.

Byggetiden med boring og sprengning er beregnet til å ta 209 uker. Dette gjelder også byggingen av tverrslaget mellom tunnellopene og tverrslaget inn til traséen fra dagen. Dersom bygging med boring og sprengning skal være konkurransedyktig mot TBM, må det minst drives på 8 stuffer for de to løpene.

TBM derimot vil ikke behøve bygging fra flere stuffer for å kunne oppnå god byggetid, og kan derfor unngå tverrslag fra dagen og inn til traséen. Det er beregnet en byggetid på 147 uker for begge tunnelene dersom det benyttes én TBM per løp. Byggetiden gjelder også for byggingene av tverrslagene mellom tunnellopene.

Kostnadene for byggingen er ut fra beregningene også til fordel for bruk av TBM. For driving og sikring er det beregnet en løpometerpris på 51 645 NOK. For begge tunnelene inkludert tverrslagene, tilsvarer dette en samlet byggekostnad på 1 445 082 562 NOK. Bygging med boring og sprengning vil for hovedløpene få en løpometerpris på 59 409 NOK. For begge tunnelene med tverrslag mellom løpene og inn til hovedtunnelen omtrent midt på traséen, tilsvarer det en samlet kostnad på 1 673 749 522 NOK.

Det er i beregningene antatt at TBM vil kreve mindre sikring. Beregningen av mengden sikring er delvis basert på samme som for boring og sprengning. Det kan derfor hende at mengden bolter vil kunne avta i forhold til det som er beregnet. Derimot er det usikkert om det bør sikres med sprøytebetong eller ved bruk av faste betongplater som monteres under driving. Det ble beregnet for bruk av sprøytebetong siden det forelå mest erfaringer og data på denne sikringen.

De målte Q-verdiene fra felt og fra Gevingåsen viser bedre forhold for TBM ut i fra den hypotetiske fremdriften vist i Figur 54. Den hyppige oppsprekningen har fra tidligere anlegg vist seg å gi problemer med sammenrasing av borehull, ved drift med boring og sprengning. Høy oppsprekking gir derimot økt inntrengning for TBM, og det ser ut til at Q-verdiene er gode nok til at TBMen vil ha få problemer med gripingen ut i fra de generelle erfaringene vist i Figur 53.

Forholdene langs traséen er kjent for å ha stor variasjon, både i bergmassekvalitet, vannforhold og sprekkeretning. TBM vil være lite fleksibel, og resultater fra Gotthardtunnelen viste at uforutsett geologi med svært dårlig stabilitet kan gi langvarig driftsstans. Bygging med TBM vil kreve et større omfang av forundersøkelser. Hvor mye større dette omfanget er, er ikke beregnet i denne oppgaven. Det ble også erfart under bygging av Romeriksporten at uansett omfanget av forundersøkelser, vil det være uunngåelig å utelukke usikkerhet som kan påtreffes under driving. Det er derfor viktig også å benytte eksterne fagfolk til å vurdere undersøkelser og avgjørelser både før og under en eventuell bygging.

Mengden utdrevne masser er beregnet til å være er 3 775 500 m³. Ofte er det problemer med hvor massene skal dumpes. I dette tilfellet er det snakk om veldig stor mengde sprengt stein fra boring og sprengning, eller flisig stein fra TBM. Ofte kan den sprengte steinen gjenbrukes som tilslag i betong eller som såle. Den ønskede utbyggingen rundt Værnes gir også en fin mulighet til å bli kvitt den utsprengte massen. Dersom det er mulig å selge massene vil en forventet kostnad bli snudd til en inntekt. Det er usikkert hvor bra massene fra TBM er til

slike formål. Salg av sprengt stein ved bruk av boring og sprengning vil kunne endre den økonomiske forskjellen for de to metodene, dersom massene fra TBM ikke kan benyttes til byggetekniske formål. Dette er ikke tatt med i kostnadsberegningene, og det er heller ingen kjent etterspørsel i området per dags dato. Til senere arbeid bør det utføres en undersøkelse av de byggetekniske egenskapene til bergartene langs traséen, både for boring og sprengning, og TBM.

10. Konklusjon

Dersom det blir bygget en tunnel mellom Ranheim og Hommelvik vil den kunne møte på overraskelser. Dette har vært tilfelle for flere store prosjekter hvor forundersøkelsene har vært svært omfattende. Et slikt prosjekt krever svært grundige undersøkelser av de geologiske forholdene. Det bør utføres geofysiske målinger for bedre kartlegging av svakhetssonene og berggrunnen under områdene med tykke løsmassedekker. Det er også erfart svært varierende bergmassekvalitet fra andre tunneler i området. Geologien tolkes som komplisert med uklare bergartsgrenser og ofte høy oppsprekking med varierende retning. Tunnelen vil allikevel ha en gunstig orientering i forhold til hovedsprekkeretningen. Det samme gjelder retningen til svakhetssonene.

Det forventes ikke store problemer med vann inn i tunnelen langs traséen. De fleste bergartene er kjent for å ha lav hydraulisk konduktivitet. Samtidig er det erfart mye leir og kloritt i sprekke. Dette hjelper også til med å senke vanninnstrømningen inn i tunnelen, men kan også øke faren for nedfall og destabilisering av bergmassen. Det kan også føre til hefteproblemer for sprøytebetongen. Det forventes noe vann i tunnelen i de «stivere» bergmassene av sandstein, gråvakke, grønnstein og ryolitt. Vanninntrengingen forventes i form av spredt drypp fra sprekker og stikk. Det kan også forventes helt tørre partier, mest sannsynlig i de «mykere» bergartene som skifer og fyllitt. For svakhetssonene kan det forventes litt større vanninntrenging. Dette skyldes høyere oppsprekking, men sonene har også større leirinnhold, som kan hjelpe til med å tette sprekke. På grunn av det høye leirinnholdet og oppsprekkingen vil det være enda større risiko for nedfall. Det bør heller ikke utelukkes helt at det kan opptre svelleleire. Det forventes allikevel bedre forhold enn de som ble mødt Være- og Stavsjøtunnelen. Høyere overdekning fører oftest til lavere oppsprekking og mindre innhold av leirpartikler.

Grønnsteinen i vestre del er antatt å gi størst stabilitetsproblemer. Både numerisk modellering og beregninger har derimot vist at det ikke vil oppstå problemer med deformasjoner. Det vil derfor heller ikke forventes deformasjon langs resten av traséen. Bygging gjennom grønnsteinen anbefales etter tunnelklasse E i henhold til Statens vegvesen håndbok 021 (2010). Gjennom grønnsteinen viste bygging med TBM at det er mulig å ha så lite som 10 m mellom tunnellopene. Bygging med boring og sprengning viste derimot at det bør være 30 m for å sikre like god spenningsfordeling gjennom pilaren. Det forventes derfor at dersom det benyttes TBM vil 10 m mellomrom være tilstrekkelig langs hele traséen. Ved

boring og sprengning anbefales det å være 15 m mellomrom i de mindre oppsprukne partiene, mens 20-30 m anbefales i de svakere partiene.

Generelt forventes det mindre sikring for tunneler drevet med TBM enn for boring og sprengning. Dette bekreftes også ut i fra analysene utført for grønnsteinen. Det kreves kortere bolter og bruk av mindre sprøytebetong. TBM gir også en jevnere kontur som er nødvendig for høyhastighetstog.

Det er beregnet at byggingen av to tunneler vil gi en løs masse på 3 775 500 m³. Det er per dags dato ukjent om det er etterspørsel etter slike masser i området. Det er allikevel flere mulige utbyggingsprosjekter hvor det kan være mulig å bruke massen. Til senere arbeid anbefales det å undersøke de byggetekniske egenskapene til bergartene langs traséen, både for boring og sprengning, og TBM. Dersom bare den ene drivemetoden kan føre til salg av massene, vil dette kunne endre forskjellene i kostnadsberegningene for de to byggemetodene.

I prosjektoppgaven ble det anbefalt et økonomisk omfang for undersøkelsene på 2,2 % av de beregnede sikringskostnadene. Dette tilsvarer omtrent 17 mill. NOK i geologiske undersøkelseskostnader for prosjektet.

Ut i fra undersøkelsene i denne oppgaven har TBM vist seg å være fordelaktig for denne traséen, både når det kommer til sikringsbehov, byggetid og kostnad. Men det er viktig å ta med erfaringene fra Romeriksporten og Gotthard tunnelen som viser viktigheten med omfattende undersøkelsesarbeid. Uansett omfanget av undersøkelser vil det alltid være usikre momenter med tunnelbygging. TBM gir dårlig fleksibilitet ved uforutsette hindringer og kan derfor føre til at byggingen tar lenger tid og blir dyrere enn drift med boring og sprengning. TBM krever derfor et mye mer omfattende undersøkelsesarbeid.

Bibliografi

Aagaard, B., 1981. *Ingeniørgeologiske forundersøkelser for E6 i tunnel ved Malvik, Rapport 6834.03*, Trondheim: A/S Geoteam.

AlpTransit Gotthard Ltd, 2012. *AlpTransit Gotthard*. [Internett]

Tilgjengelig på:

http://www.alptransit.ch/fileadmin/dateien/shop/broschueren/atg_broschuere_e_2012_lq.pdf

[Funnet 17. 4. 2013].

Alptransit Gotthard Ltd, 2013. *Alptransit*. [Internett]

Tilgjengelig på: <http://www.alptransit.ch/en/>

[Funnet 13. 3. 2013]

Amberg, F., Dierolf, A., Gollegger, J. & Mueller, C., 2012. *Large TBM Projects in Switzerland- Experience and state of the art*, Switzerland: Amberg Engineering Ltd.

Árnason, S. G., 2008. *Masteroppgave: Prognosis for rock grouting in planned Rogfast subsea tunnel*, Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Barton, N., 1999. TBM performance estimation in rock using Q(TBM). *Tunnels and Tunnelling*, 9.

Barton, N., Lien, R. & Lunde, J., 1974. *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support*, s.l.: Springer-Verlag.

Beitnes, A., 2002. *Lessons to be learned from long railway tunnels*, Trondheim: Sintef.

Blindheim, O. T., 1989. *E6 Trondheim- Stjørdal. Væretunnelen Sluttrapport del 2*, Trondheim: Statens vegvesen.

Blindheim, O. T. & Aagaard, B., 1982a. *Ny E6 i tunnel gjennom Leistadåsen*, Trondheim: A/S Geoteam.

Blindheim, T. O. & Aagaard, B., 1982. *Ny E6 Trondheim-Stjørdal. Ingeniørgeologisk gjennomførbarhetsundersøkelse med vurdering av fullprofilboring, Rapport 7277.01*, Trondheim: A/S Geoteam.

- Blindheim, T. O., Heggstad, S. & Aagaard, B., 1984. *E6 i tunnel ved Malvik, ingeniørgeologiske forundersøkelser*, Trondheim: A/S Geoteam.
- Bonzanigo, L. & Oppizzi, P., 2006. *Low angle fault zones and TBM excavation in Bodio section of Gotthard Base Tunnel*, Zürich: Geologie und Geotechnik der Basistunnels am Gotthard und am Lötschberg.
- Bruland, A., 1998. *Hard Rock Tunnel Boring*, Trondheim: Norwegian University of Science and Technology.
- Bruland, A., 2000. *Hard rock tunnel boring Vol. 1*, Trondheim: Norwegian University og Science and Technology.
- Cadamarteri, F., 2013. Her er Avinors fremtid. *Adresseavisen*, 30. 4. 2013.
- Cooper, 2013. *Wikipedia*. [Internett]
Tilgjengelig på: http://en.wikipedia.org/wiki/File:Nrla_scheme.png
[Funnet 26. 4. 2013]
- Dahl, R. & By, O., 1983. *Borbarhetsundersøkelse, Malvik*, Trondheim: A/S Geoteam.
- Ehrbar, H., 2008. *Gotthard Base Tunnel, Switzerland: Experiences with different tunnelling methods*, Lucerne: AlpTransit Gotthard Ltd.
- Ehrbar, H., Bremen, R. & Otto, B., 2010. *Gotthard base tunnel- Tunneling in the influence zone of two concrete arch dams*, Berlin: Geomechanics and Tunnelling 3 No. 5.
- Einum, E., 1990. *E6 øst, Hommelviktunnelen. Geologiske forhold og stabilitetssikring. Erfaringsrapport. Rapport 2096.02*, Trondheim: O. T. Blindheim.
- Fellner, D., 1999. *Resultate der geologischen Erkundung Sondiersystem Piora. In: Vorerkundung und Prognose der Basistunnels am Gotthard und am Lötschberg*, Rotterdam: A.A. Balkema.
- Frei, B. & Breitenmoser, T., 2005. *Geologisch-geotechnische und hydrogeologische Verhältnisse im Vortrieb Amsteg: Vergleich zwischen Prognose und Befund.*, Zürich: Hochschulverlag AG.
- Gammelsæter, B., 2013. *Tunneldesign Follobanen* [Intervju] (28. 5. 2013).

Gercek, H., 2006. *Poisson's ratio values for rocks*, Zonguldak: Department of Mining Engineering, Zonguldak Karaelmas University.

Goodman, R. E., 1993. *Engineering geology: Rock in engineering construction*. s.l.:John Wiley & Sons, Inc..

Google earth, 2010. [Internett]

Tilgjengelig på:

<http://maps.google.no/?ll=63.351580313418,10.40109680178&cbll=63.351580313418,10.40109680178&z=11&t=f&output=svembed>

[Funnet 21. 5 2013].

Grasso, P. et al., 2010. *ITA Report No 004: Long tunnels at great depth*, Avignon: International Tunnelling and Underground Space Association.

Graversen, O., 1984. *Geology and structural Evelution of the Precambrian Rocks of the Oslofjord-Øyern Area, Southeast Norway*, s.l.: Geological Survey og Norway.

Grenne, T., Slagstad, T., Roberts, D. & Solli, A., 2003. *Berggrunnskart TRONDHEIM 1621 IV, M1:50 000, foreløpig utgave*. Trondheim: Norges geologiske undersøkelse.

Hansen, A. M., u.d. *Norsk forening for fjellsprenningsteknikk*. [Internett]

Tilgjengelig på: <http://nff.no/article.php?id=259>

[Funnet 14. 3. 2013].

Hoek, E., 1999. *Support for very weak rock associated with faults and shear zones*, Rotterdam: Rock support and reinforcement practice in mining.

Hoek, E., 2009. *Practical Rock Engineering*, s.l.: Evert Hoek Consulting Engineer Inc.

Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B., 2002. *Hoek-Brown failure criterion*. s.l., Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunneling Association of Canada Conferance.

Hoek, E. & Marinos, P., 2000. *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogenous roc masses Part 1 and 2*. [Internett]

Tilgjengelig på: <http://www.roscience.com/hoek/references/Published-Papers.htm>

[Funnet 20. 4. 2013].

- Holmøy, K. H., 2008. *Significance of geological parameters for predicting water leakage in hard rock tunnels*, Trondheim: Norwegian University of Science and Technology.
- Jernbaneverket Utbygging, 2010. *Ingeniørgeologisk Tunnelkartlegging: Sikring, sonderboring og injeksjon*. Malvik: Jernbaneverket.
- Jernbaneverket, 2013. *Teknisk regelverk*. [Internett]
Tilgjengelig på: <https://trv.jbv.no/wiki/Hovedside>
[Funnet 23. 05. 2013].
- Kalager, A. K., 2009. *Nytt dobbeltspor Oslo-Ski*, Oslo: Jernbaneverket.
- Leonard Nilsen & sønner AS, u.d. *Ins.no*. [Internett]
Tilgjengelig på: <http://ins.no/Nyheter/LNS-og-Robbins-med-TBM-avtale>
[Funnet 1. 6. 2013].
- Lieb, R. H. & Ehrbar, H., 2011. *Gotthard Base Tunnel. Risk Management for the World's Longest Railway Tunnel*, Switzerland: AlpTransit Gotthard Ltd.
- Loew, S., Ziegler, H.-J. & Keller, F., 2000. *Alptransit: Engineering geology of the world's longest tunnel system*, Melbourne: GeoEng2000.
- Loftesnes, K. & Tyssekvam, I., 2011. *Gjevingåsentunnelen. Påtrufne bergforhold vs. Beskrivelsen i ingeniørgeologisk rapport*, Trondheim: Norconsult.
- Løset, F., 2006. *Norges tunnelgeologi*. Oslo: Norges Geotekniske Institutt.
- Messelt, H., 2013. *Kostnader, tids-og mengdebruk ved tunneldrift* [Intervju] (9. 6. 2013).
- Moghaddam, S. M., 2010. *Gjevingåsen tunnel- Injeksjon og effekten av berginjeksjon i Gjevingåsens bergarter*, Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Myrvang, A., 2011. *Bergmekanikk TGB 4210*. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.
- Nilsen, B. & Broch, E., 2009. *Ineniørgeologi- berg, Grunnkurskompendium*, Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Nilsen, B. & Palmström, A., 2000. *Engineering geology and rock engineering*. Handbok No 2 red. Oslo: Norsk Bergmekanikkgruppe.
- Norconsult, 2008. *Fagrappport ingeniørgeologi og hydrogeologi*, Trondheim: Jernbaneverket.

Nord, G., 2006. *TBM versus drill and blast, the choice of tunnelling method*, s.l.: Atlas Copco Rock Drills AB.

Norsk bergmekanikkgruppe, 1985. *Ingeniørgeologi-berg håndbok*. Oslo: Tapir forlag.

NSB Gardemobanen A/S og Scandinavian Rock Group, 1994. *Romeriksporten, Stortrykk 348 NSB*, s.l.: Jernbaneverket.

NTNU-ANLEGGSDRIFT, 1998. *Prosjektrapport 14A-98. Fjellsprenningsteknikk Sprengning med restriksjoner.*, Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Olesen, O. et al., 2007. *Aeromagnetic mapping of deep-weathered fracture zones in the Oslo Region- a new tool for improved planning of tunnels*. 87 red. s.l.:Norwegian Journal of Geology.

Olesen, O. & Rønning, J. S., 2008. Dypforvitring: Fortidens klime gir tunnelproblemer. I: *Geologi for sanfunnet i 150 år*. s.l.:NGU.

Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K. & Grundt, L., 2003. *Publikasjon nr. 101.* , Oslo: Vegdirektoratet.

Panthi, K. K., 2006. *Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions*, Trondheim: Norwegian University of Science and Technology.

Panthi, K. K., 2012. Evaluation of rock bursting phenomena in a tunnel in the Himalayas. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 20 Okt.

Panthi, K. K., 2013. *Diskusjon om inngangsparameter for GSI og residualverdier* [Intervju] (6. 6. 2013).

Pedersen, P., 2013. *Intervju med Jan Ausland: Tunnelene må være tette*. [Internett] Tilgjengelig på: <http://www.bygg.no/2013/05/106283.0> [Funnet 17. 6. 2013].

Rocscience, 2012. *Rocscience inc. homepage*. [Internett] Tilgjengelig på: www.rocscience.com [Funnet 21. 5. 2013].

Röthlisberger, B., 2006. *Geologisch-geotechnische Erkundungen und Überwachung in der Multifunktionsstelle Faido*, Zürich: Geologie und Geotechnik der Basistunnels am Gotthard und am Lötschberg.

Sakurai, S., 1983. *Displacement measurement associated with the design of underground openings*, Zürich: Proc. Int. symp. field measurement in geomechanics.

Sandvik Tamrock Corp., 1999. *Rock excavation handbook for civil engineering*. s.l.:s.n.

Schanke, S. & Rønn, P.-E., 1997. *Romeriksporten- erfaringer*, s.l.: Scandinavian Rock Group.

Selmer-Olsen, R., 1965. Stability of tunnels in valley sides. *IVA meddelande*, Volum vol 142, pp. 77-83.

Skog og landskap, Statens vegvesen og Statens kartverk, 2010. *Norge i bilder, kart over Malvik kommune*. [Internett]

Tilgjengelig på: <http://norgebilder.no/>

[Funnet 12. 12. 2012].

Statens vegvesen og Jernbaneverket, 2011. *Konseptvalgutredning for transportløsning veg/bane Trondheim-Steinkjer*, Trondheim: Statens vegvesen.

Statens vegvesen Vegdirektoratet, 2010. *Vegtunneler, Håndbok 021*, s.l.: Statens vegvesen.

Store norske leksikon, 2007. [Internett]

Tilgjengelig på: www.snl.no

[Funnet 28. 4. 2013].

Stormyr, E., 2012. *Rv. 70 Oppdølstranda. Analyse av stabilitetsproblemer knyttet til høye anisotrope spenninger*, Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Sve, R. et al., 2008. Tung bergsikring i undergrunnsanlegg. *Norsk forening for fjellsprengningsteknikk*, Volum Håndbok nr. 05, p. 73.

Sweco, 2011. *High speed rail Assessment 2010-2012, phase 3- Corridor west*. [Internett]

Tilgjengelig på: www.jernbaneverket.no/no/prosjekter/høyhastighetsutredningen

[Funnet 20. 5. 2013].

Thidemann, A. & Nilsen, B., 1993. *Rock Engineering*. 9 red. Trondheim: Norwegian Institute of Technology, Division of Hydraulic Engineering.

Unterschütz, P., 2004. *The New Gotthard Rail Link*, Lucerne: AlpTransit Gotthard Ltd.

Vik-Ørsta AS, u.d. *VIKØrsta- The advantages of the CT-Bolt*. [Internett]

Tilgjengelig på: www.ctbolt.com

[Funnet 9. 6. 2013].

Wolf, F., 2005. *Berggrunnskart STJØRDAL 1621 I, M 1:50 000, foreløpig utgave..*

Trondheim: Norges geologiske undersøkelse.

Wolf, F. C., 1979. *Beskrivelse til de bergrunnsgeologiske kart i Trondheim og Østersund*, s.l.:

NGU.

Vedlegg 1

1. RQD (Block Quality Designation)		RQD
A	Very poor (1-27 joints per m ³)	0-25
B	Poor (28-27 joints per m ³)	26-50
C	Fair (13-18 joints per m ³)	50-75
D	Good (8-12 joints per m ³)	75-90
E	Excellent (0-7 joints per m ³)	90-100

Note: 1) Where RQD is reported or estimated as ≥ 10 (including 0), the value 10 is used to calculate the Q-value.
2) RQD-minimum of 5, i.e. 100, 85, 90, etc. are sufficiently accurate.

2. Joint Set Number		J _n
A	Massive, no or few joints	0.5-1.0
B	One joint set	2
C	One joint set plus random joints	3
D	Two joint sets	4
E	Two joint sets plus random joints	6
F	Three joint sets	6
G	Three joint sets plus random joints	12
H	Four or more joint sets, random, heavily jointed "sugar cube", etc.	15
I	Crushed rock, earthlike	20

Note: 1) For intermediate see 2 & 3.
2) For details see 7 & 8.

3. Joint Roughness Number		J _r
a)	Rock-wall contact, not	
b)	Rock-wall contact before 10 cm	
A	Discontinuous joints	4
B	Rough or irregular, undulating	3
C	Smooth, undulating	2
D	Stepped, undulating	1.5
E	Rough, irregular, planar	0.5
F	Smooth, planar	1
G	Stepped, planar	0.5

Note: Discontinuity refers to total joint features and approximate water features, in that order:
a) Air rock-wall contact when sheared.
b) Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock-wall contact.
c) Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock-wall contact.

4. Joint Alteration Number		J _a	J _b
a) Rock-wall contact (no mineral fillings, only coatings)			
A	Tightly fitted, hard, non-softening, impermeable filling, i.e. quartz or epidote		0.75
B	Unfilled joint walls, surface staining only	25-35°	1
C	Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	35-50°	2
D	Silty or sandy clay coatings, small clay fraction (non-swelling)	50-25°	3
E	Softening or low friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite or mica. Also chlorite, talc gypsum, graphite, etc. and small quantities of swelling clays.	8-16°	4
b) Rock-wall contact before 10 cm shear (thin mineral fillings)			
F	Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	75-90°	4
G	Strongly over-consolidated, non-softening, silty mineral fillings (continuous, but <5mm thickness)	16-24°	6
H	Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings (continuous, but <5mm thickness)	12-16°	8
I	Swelling-clay fillings, i.e. montmorillonite (continuous, but <5mm thickness). Value of J _a depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	8-12
c) No rock-wall contact when sheared (thick mineral fillings)			
K	Zones or bands of disintegrated or crushed rock. Strongly over-consolidated	6-24°	6
L	Zones or bands of clay, disintegrated or crushed rock. Medium or low over-consolidation or softening fillings	12-16°	8
M	Zones or bands of clay, disintegrated or crushed rock. Swelling clay. J _a depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	8-12
N	Thick continuous zones or bands of clay. Strongly over-consolidated	6-12°	10
O	Thick, continuous zones or bands of clay. Medium or low over-consolidation	16-24°	13
P	Thick, continuous zones or bands with clay. Swelling clay. J _a depends on percent of swelling clay-size particles	12-16°	13-15

Table 1
Ratings for the six Q-parameters



5. Joint Water Reduction Factor	J _w
A Dry excavation or minor inflow, i.e. < 5 l/min locality (sound or a few drippings)	1.0
B Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings (many drippings)	0.60
C Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5
D Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.33
E Exceptionally high inflow or water pressure at blasting; decaying with time	0.2-0.1
F Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	0.1-0.05

Note: 1) Factors C to F are only estimates. In areas J_w of drainage structures are needed.
2) Special problems caused by ice formation are not considered.

6. Stress Reduction Factor	SRF
a) Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when loaded in excavation	
A Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated, very loose surrounding rock (any depth)	10
B Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation \leq 5m)	5
C Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 5m)	2.5
D Multiple stress zones in competent rock (clay-free) (loose surrounding rock (any depth)	7.5
E Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation \leq 5m)	5.0
F Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation > 5m)	2.5
G Loose, open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth)	

Note: 1) Evaluate these values of SRF by 25-50% if the relevant shear stress only influences the full extent of the excavation.

7. Competent rock, stress problems	σ_1/σ_3	σ_2/σ_3	SRF
H Low stress, near surface, open joints	0.20	0.00-0.3	2.5
I Medium stress, favourable stress condition	200-10	0.00-0.5	1
K High stress, very tight structure. Usually favourable to stability, may be unfavourable as wall stability	10-5	0.60-1	0.5-2
L Moderate slabbing after > 1 hour in massive rock	5-3	0.5-0.8	3-10
M Slabbing and rock burst after a few minutes in massive rock	3-2	0.65-1	10-200
N Heavy rock bursts and immediate dynamic deformation in massive rock	<2	>1	200-400







Note: 1) For strongly anisotropic virgin stress field (if required), when $2 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_1/σ_3 to 0.75 or. When $\sigma_2/\sigma_3 > 0.5$, reduce σ_2/σ_3 to 0.25 or, where σ_3 = vertical compressive strength, σ_1 and σ_2 are the major and minor principal stresses, and σ_3 = minimum (horizontal) stress (pressure from slabs) (see 2).
2) For cast concrete available shear stress factor is less than that with SRF (see 2.5 or 1 for such cases (see 2)).

8. Squaring rock, plastic flow in competent rock under the influence of high pressure	σ_1/σ_3	SRF
G Mild squeezing rock pressure	1-5	5-10
H Heavy squeezing rock pressure	>5	10-20

Note: 1) Cases of squeezing rock may occur for depth $H = 350Q^{0.7}$ (Singh et al., 1992). Rock mass compressive strength can be estimated from $Q = 0.75Q^{0.7}$ (MPa) where Q = rock density (t/m³) (Singh, 1993).

9. Swelling rock, chemical swelling activity depending on the presence of water	SRF
R Mild swelling rock pressure	5-10
S Heavy swelling rock pressure	10-15

Vedlegg 2: GSI

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
<p>DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓</p>	 <p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90			N/A	N/A
	 <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70			
	 <p>VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>		60	50		
	 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>			40	30	
	 <p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>				20	
	 <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A			10

Skjema for kartlegging av den geologiske styrkeparameteren (GSI) for bergmassen (Hoek, 2009).

Vedlegg 3: Mengde- og tidsbruk

Tidsbruk														
Lading, sprengning, ventilasjon, løsting, transport og rensk	Kvantitet	Enhet	Tunnellekse						Sum	Enhet	Total tidsbruk		KOMENTAR	
			B	C	D	E	F	timer			uker			
75 m ² , standard sprengningsrunde + sikring og injek	60	m/uke	4300	5930	1930	500	1110	13770	m			229,5		
Bergsikring, sonderboring og injeksjon på stuff														
Forboring L=8 m	6	bolt/time					3833	12950	16783	bolter		2797		28
Sonderboring (24)	80	m/time	20640	28464	9264	3600	0	61968	m			775		8
Boring av injeksjonshull	80	m/time	114667	158133	51467	16000	62160	402427	m			5030		50
Pakningsplassering	30	stk/time	4778	6589	2144	667	2590	16768	stk			559		6
Injeksjonarbeid+venting	20	timer/skjerm	239	329	107	33	74	783	Skjerner			15658		155
Bolting CT-bolt	15	bolt/time	30100	59300	19300	5000	16650	130350	bolter			8690		86
Injeksjon av CT-bolt	30	bolt/time	30100	59300	19300	5000	16650	130350	bolter			4345		43
Sprøtebetong	9	m ³ /time	9740	13432	5465	2299	8462	39397	m ³			4377		43
sprøtebetongbuer, tillegg i tid	5	m/time				4600	17020	21620	m			4324		43
Armering av buer	150	kg pr time				82800	306360	389160	kg			2594		26
Utrøpning (litr aktuelt)	0,10	m/time				200	200	400	m			4000		40
Injeksjonsmengde bolt på 3-4 m	12	kg/bolt						130350	kg			53150		526
Injeksjonsmengde hull 24 m	1 000	kg/hull						1676778	kg			756		18
Sum sikring, drilling og injeksjon												189		189
Total arbeidstid per stuff per hovedtunnel												756		18
Glemonsittlig ukentlig inndrift												189		189
Total konstruksjonstid												189		189

Vedlegg 4: Kostnad boring og sprengning

Drive- og sikringskostnad ved boring og sprengning		Tunnelklasse						Sum	Enhet	Sum NOK
		B	C	D	E	F				
Tunnel lengde		4300	5930	1930	500	1110	13770	m		
Sonder- og injeksjonhullboring	80 NOK/m	135307	186597	60731	19600	62160	464395	m	kr 37 151 573	
Rigging for injeksjon	16 000 NOK/skjem	239	329	107	33	74	783	Skjemmer	kr 12 526 222	
Pakningsplassering, 1 stk pr hull	350 kr/stk	4778	6589	2144	667	2590	16768	Injeksjonshull	kr 5 868 722	
Injeksjonsmiddel	4,90 NOK/kg	4777778	6588889	2144444	666667	2590000	16767778	kg	kr 82 162 111	
Injeksjonsarbeid	5 400 NOK/time						15658	timer	kr 84 552 000	
Sum drilling og injeksjon									kr 222 260 629	
Lasting	22 Kr pr fm3						1032750	fm3	kr 22 720 500	
Transport ut av tunnelen 0-3,5 km	50 Kr pr fm3						1032750	fm3	kr 51 637 500	
Sum lasting og transport									kr 74 358 000	
Enhetspris og montering:										
CT-bolt, 4,0m	855 NOK/bolt	30100	59300	19300	5000	16650	130350	bolter	kr 111 449 250	
Forbolting, Øk 32, L= 8m	3 500 NOK/bolt				3833	12950	16783	bolter	kr 58 741 667	
Oppstilling for sprøytebetong pr stk (for hver salve)	2 900 Kr/stk						2754	Oppstillinger	kr 7 986 600	
Sprøytebetong E1000	3 600 NOK/m3	9740	13432	5465	2299	8462	39397	m3	kr 141 830 315	
Sprøytebetongbuer, tillegg pr lm bue	1 250 NOK/lm				4600	17020	21620	m	kr 27 025 000	
Armering av spr.betong buer	49 kr pr kg				82800	306360	389160	kg	kr 19 068 840	
Utstøping	40 000 NOK/m						400		kr 16 000 000	
Skjold for utstøping, trenger min 1 stk	1 500 000 pr stk						2		kr 3 000 000	
Vann og frostsikring, PE skum	700 NOK/m2									
Vann og frostsikring, betongelementer	1 500 Kr pr m2									
Sum sikring									kr 385 101 671	
Tillegg for rigg og drift	20 % av total								kr 136 344 060	
Total sum per tunnel								Total kostnad Pris per lm	kr 818 064 360 kr 59 409	

Vedlegg 6: Inngangsparameter for TBM i FullProf

	Sone 1			Sone 2			Sone 3			Sone 4			Sone 5			Sone 6			Sone 7			Sone 8			Sone 9			Sone 10		
Navn	Gråvåkke	andstein (30)	Basalt	andstein (25)	Ryplitt	Mørk fjyllt	Mørk skifer	Gråvåkke	Kessandstein	/akhetssoner																				
Lengde	1720	300	500	320	3950	2470	1120	350	1930	1110																				
DRI	37	43	51	57	46	50	43	37	46	70																				
CU	14	23	26	23	18	31	43	14	14	40																				
Kvantsinhold	23	27	0	28	27	27	25	23	23	23																				
Bergartsgruppe	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1																				
Porøsitet	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0																				
System 1:																														
Type	Joints	Fissures	Joints	Fissures	Joints	Joints	Joints	Joints	Joints	Joints																				
Klasse	1,00	1,00	1,07	1,00	1,00	2,54	2,51	1,07	0,98	3,51																				
Romvinkel	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70																				
System 2:																														
Type	Joints	Joints	Joints	Joints	Joints	Joints	Joints	Joints	Joints	Joints																				
Klasse	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,51																				
Romvinkel	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70																				
System 3:																														
Type	Fissures	Fissures	Fissures	Fissures	Fissures	Fissures	Fissures	Fissures	Fissures	Fissures																				
Klasse	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00																				
Romvinkel	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90																				
ks-total	1,40	1,00	1,44	1,00	1,40	2,71	2,68	1,44	1,38	6,92																				