

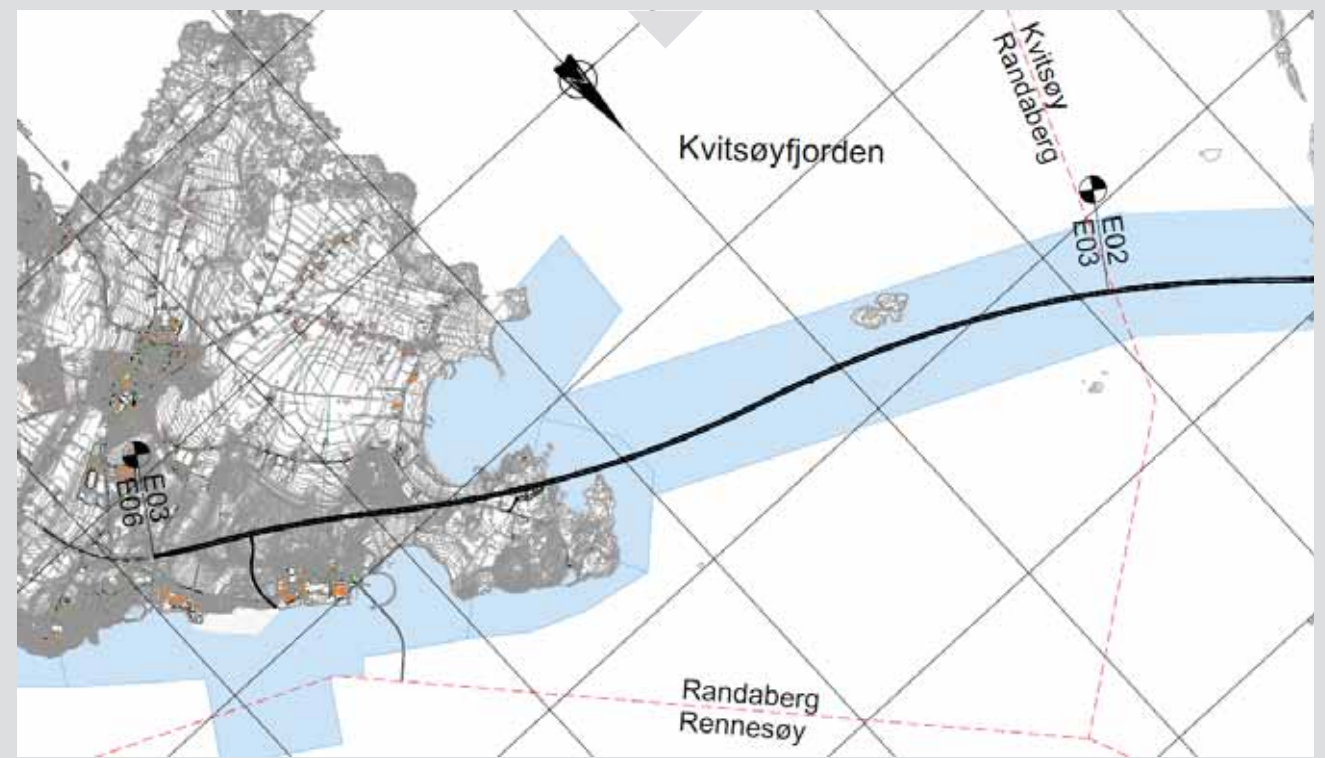
Statens Vegvesen Region Vest

NO-88-GEO

Entreprise E03

Ingeniørgeologisk rapport for Boknafjordtunnelen sør

Konkurransesgrunnlag



Oppdragsnr.: 5144240 Dokumentnr.: NO-88-GEO Versjon: 00A
2018-03-02

Oppdragsgiver: Statens Vegvesen Region Vest
Oppdragsgivers kontaktperson: Tor Geir Espedal
Rådgiver: Norconsult AS, Vestfjordgaten 4, NO-1338 Sandvika
Oppdragsleder: Bjørn A. Kleppesø
Fagansvarlig: Øyvind Dammyr
Andre nøkkelpersoner: Erik Martinelli, Tor Øyvind Farsund, Silje-Elin Skrede, Lars Været

00A	2018-03-02	Konkurransesgrunnlag	ErMar	OyDam	BjKle
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

Sammendrag

Denne rapporten er utarbeidet for konkurransegrunnlag og presenterer ingeniørgeologiske forhold langs tunneltraseen på entreprise E03 Boknafjordtunnelen sør.

Entreprisen er en del av prosjektet E39 Rogfast og inkluderer ca. 8960 m av hovedtunnelen, samt vertikalsjakter på Randaberg og tilhørende påkoblingstunneler for ventilasjonssystemet. Det kan også bli behov for sprengningsarbeider i dagen.

Berggrunnen i entreprise E03 er forventet å bestå hovedsakelig av fyllitt og glimmerskifer tilhørende Ryfylkeskiferformasjonen fra påhugget på Randaberg og fram til ca. profil 6600, samt gabbro og intrusive mafiske og ultramafiske bergarter tilhørende Karmøy ofiolitten fra ca. profil 6600 og fram til grensen for entreprise E02.

En større del av tunnelen på denne entreprisen er undersjøisk og den geologiske modellen er generelt bygd på grunnlag av utførte forundersøkelser og feltkartlegging på land. Siden en større del av tunneltraseen er under havet knyttes det usikkerhet til grunnforholdene da disse områdene er vanskelige å undersøke.

Det er utført refraksjonsseismiske undersøkelser for det meste av traséen under sjø og utvalgte steder der tunnelen går under land, og kjerneboring gjennom en av de fremtidige ventilasjonssjaktene på Randaberg og på øya Alstein. For vurdering av berggrunnen er det i tillegg foretatt studier av kart, flyfoto og foreliggende grunnlagsmateriale, som blant annet innebærer tidligere utførte grunnundersøkelser og feltkartlegging.

I forbindelse med kryssing av noen av svakhetssonene, og sprekkesoner med høy permeabilitet, er det forventet meget utfordrende forhold for tunneldriving på denne entreprisen. Dette gjelder spesielt i forhold til vannetting og bergstabilitet/sikring.

Det skal utføres systematisk sonderboring i hele tunnelens lengde, med formål å gi opplysninger om bergmassekvalitet og vannforhold foran stuff. Det vil også bli behov for å utføre kjerneboring i større omfang, for eksempel når tunnelen nærmer seg antatt krevende svakhetssoner.

Sikringsomfanget tilpasses bergkvaliteten lokalt, slik at tilfredsstillende stabilitet oppnås. Det vil bli behov for betydelig boltesikring og sprøytebetong, samt relativt stort omfang av tyngre bergsikringsmetoder i forbindelse med kryssing av svakhetssoner.

Krav til innlekkasje i tunnelen er satt med hensyn til tunneldriving og permanent driftsituasjon. For å begrense eventuell innlekkasje fra inn/avløpstunnel og fjellhaller tilhørende Sentralrenseanlegg Nord-Jæren, samt for ivaretagelse av Hidlardammen, legges det opp til systematisk injeksjon og innlekkasjekrav på 3 l/min/100 m per løp fra profilnr. 1750/1810 til profilnr. 2540/2550 (hhv. sørgående/nordgående løp). For øvrige deler av tunnelen settes krav til begrenning av innlekkasje til 20 l/min/100 m per løp, tilsvarende dimensjonerende kapasitet for vannhåndtering i tunnelen.

Det forutsettes at entreprenøren innehar/benyttter eget personell med god ingeniørgeologisk kompetanse med tanke på vurderinger innen planlegging og utførelse av bergarbeidene i dette prosjektet.

Innhold

1	Innledning	6
1.1	Generell beskrivelse	6
1.2	Tunneltversnitt	7
1.3	Grunnlagsmateriale	7
1.4	Geoteknisk kategori	8
2	Utførte grunnundersøkelser (faktadel)	10
2.1	Feltkartlegging	10
2.2	Refraksjonsseismiske undersøkelser	10
2.3	Kjerneboring	14
2.3.1	Kjerneboring Alstein 2011	14
2.3.2	Kjerneboring Tungenes 2016	14
2.4	Bergspenningsmålinger	15
3	Grunnforhold	16
3.1	Topografi og løsmasser	16
3.2	Berggrunn	18
3.3	Bergmassens oppsprekking	19
3.4	Bergmassens svakhetssoner	21
3.5	Bergspenninger	22
3.6	Tidligere erfaringer fra undersjøiske tunneler	23
3.7	Nærliggende tunneler	23
3.7.1	Sentralreanseanlegg Nord-Jæren med tilhørende tunneler [16]	23
3.7.2	Byfjordtunnelen [17]	25
3.7.3	Mastrafjordtunnelen [17]	25
3.8	Erfaringer med vanskelige driveforhold i tunneler	26
3.8.1	Bjørøytunnelen	26
3.8.2	Byfjordtunnelen	26
3.8.3	Statpipe-tunnelene (mellom Karmøy og Kårstø)	26
3.8.4	Atlantehavstunnelen	26
3.8.5	Oslofjordtunnelen	26
3.8.6	Kraftverkstunneler ved Sauda og Øvre Otra kraftverker	26
4	Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkningsdel)	27
4.1	Geologiske forhold	27

4.1.1	Påhugg og søndre del av tunnel	27
4.1.2	Bergartsfordeling i tunnelnivå	27
4.1.3	Svakhetssoner	27
4.1.4	Vannlekkasje	30
4.1.5	Bergspenninger	30
4.1.6	Svake bergartslag	31
4.1.7	Svelleleire	31
4.2	Bergmassekvalitet	31
4.3	Driveforhold	32
4.4	Stabilitetssikring	32
4.4.1	Sikringsmengde i de ulike bergklassene	32
4.4.2	Sikringsmetoder	34
4.5	Aktuelle tiltak i byggefasen og i driftsfasen	34
4.6	Aktuelle undersøkelser i byggefasen	36
4.6.1	Sonderboring	36
4.6.2	Kjerneboring på stoff	36
4.6.3	Seismikk på stoff	36
4.6.4	Prøvetaking	36
4.6.5	Konvergensmålinger og lastceller	36
4.6.6	Ingeniørgeologisk kompetanse	36
4.7	Spesielt krevende partier	37
4.7.1	Profil 1225-1300 (løp 11)	37
4.7.2	Kryssing under innløpstunnelen og fjellhaller til Sentralrenseanlegg Nord-Jæren	37
4.7.3	Ventilasjonssystem	37
4.7.4	Profil 6500-7500 (løp 11)	38
5	Hydrogeologiske vurderinger	40
5.1	Vurdering av konsekvenser ved grunnvannssenking	40
5.2	Vurdering av sårbarhet	40
5.2.1	Ytre miljø	40
5.2.2	Utsatte grunnvannsressurser	41
5.2.3	Setningsproblematikk	43
5.3	Innlekkasje og tettekrav	43
5.3.1	Begrensning av maks innlekkasje i tunnelen	43
6	Vedlegg	45

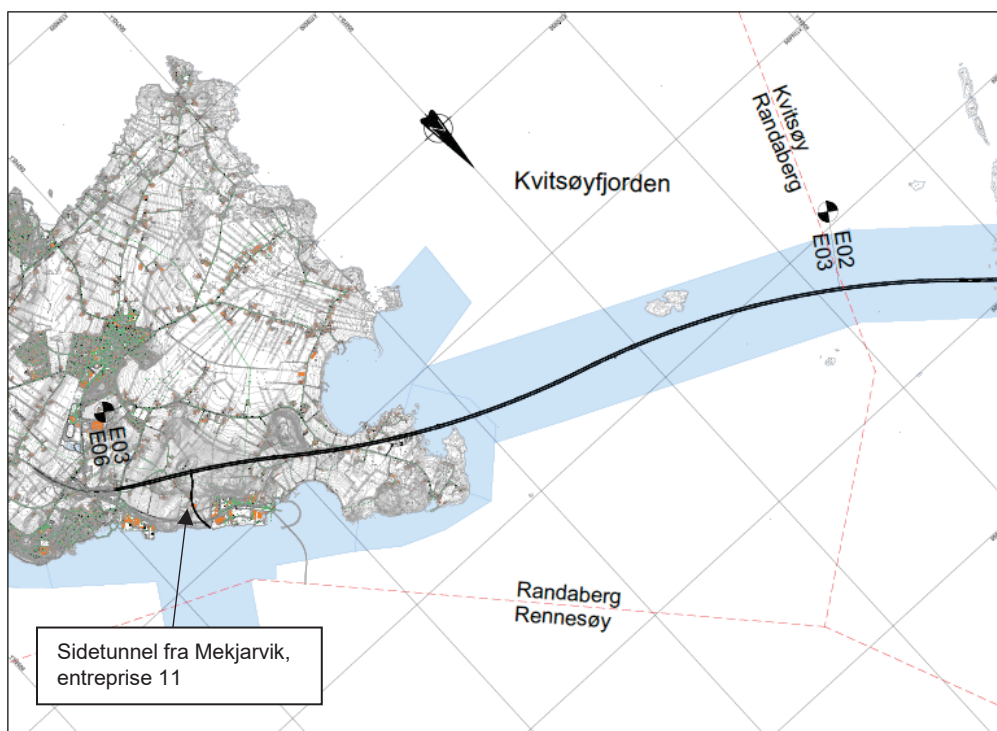
1 Innledning

1.1 Generell beskrivelse

Boknafjordtunnelen inkludert tunnel opp til Kvitsøy er en del av prosjektet E39 Rogfast. Prosjektet vil etablere fergefri forbindelse mellom Randaberg i sør og Bokn i nord, og Kvitsøy. Boknafjordtunnelen vil få en lengde på ca. 26,7 km, mens Kvitsøytunnelen vil få en lengde på ca. 3,7 km.

Denne rapporten omhandler delen av Boknafjordtunnelen som inngår i entrepriise E03, dvs. fra profil 1089 til profil 10050 (nordgående løp 11). Dette utgjør en strekning på 8961 m. Den midterste delen av Boknafjordtunnelen (profil fra 10050 til 18450) inngår i entrepriise E02, og den nordlige delen (profil fra 18450 til 27723) inngår i entrepriise E04. Forskjæringen og påhugget til Boknafjordtunnelen i sør vil bli etablert i en separat entrepriise kalt E06, og er derfor ikke beskrevet i detalj i denne rapporten. Det vises til tegninger 03-V06-109 og 03-V06-110 for detaljer vedrørende grensesnitt mellom entreprisene E03 og E06. Det legges opp til at E03 entreprenør driver og sikrer tunnelen ca. 1 m forbi fremtidig påhuggsflate som skal etableres i profil 1090 i entrepriise E06.

Entrepriise E03 inkluderer også deler av ventilasjonssystemet til Boknafjordtunnelen som er plassert under land på Randaberg. Ventilasjonssystemet vil bestå av blant annet to vertikalsjakter med lengde på ca. 170 m, samt tilkoblingstunneler, tverrstoller og ventilasjonshaller for inn- og utluft.



Figur 1 Oversiktskart entrepriise E03

Det vil bli drevet en sidetunnel fra Mekjarvik i forberedende entrepriise E11, som vil fungere som tverrslag i anleggsperioden. Tverrslaget møter hovedtunnelen ved hovedtunnelens profil ca. 2000. Boknafjordtunnelen drives fra dette tverrslaget med fire angrepspunkter. To stuffer blir drevet mot sørøst (retning mot sørlige påhugg og entreprisegrense mot E06), og to stuffer blir drevet mot nordvest (retning mot entreprisegrense E02).

Bergoverdekningen i den undersjøiske delen av hovedtunnelen er, basert på resultater fra grunnundersøkelser, over hele lengden større enn 50 m. Dypeste punkt innenfor entrepriise E03 (ved ca. profil 7150) vil ligge nesten 300 m under havnivå.

Denne rapporten er en sammenstilling av resultater fra tidligere utført geologisk kartlegging og grunnundersøkelser, samt ingeniørgeologiske arbeider og supplerende grunnundersøkelser utført på byggeplanstadiet.

1.2 Tunnelversnitt

Hovedtunnelen drives med standard T10,5 profil, med havarinisjer for hver 500 m. På grunn av behov for siktutvidelse drives den sørligste ca. 225 m del av løp 12 med T14 profil før tunnelen går over i standard profil. I løp 11 drives de sørligste ca. 225 m med T11,5 profil før tunnelen går over i standard profil. Avstanden mellom løpene vil i sørenden være i underkant av 10 m. Deretter vil avstanden mellom de to løpene i hovedtunnelen øke til ca. 15 m etter ca. 350 m i retning mot nord. Gangbare tverrforbindelser (T4 profil) etableres for hver 250 m og kjørbare tverrforbindelser (T5,5 profil) for hver 1500 m. Ventilasjonssjaktene er prosjektert med sirkulært tverrsnitt med diameter ca. 6,2 og 7,5 m (optimaliseringsprosess). Det vises til relevante F-tegninger for detaljer.

1.3 Grunnlagsmateriale

Grunnlagsmateriale som er gjennomgått og benyttet i ingeniørgeologisk prosjektering på byggeplanstadiet er gitt i referanselisten under og referert til i rapportteksten med tilhørende nummer i firkantparentes.

Utførte grunnundersøkelser er beskrevet i kapittel 2.

Geologiske rapporter og notater:

[1] Sintef, 2015-09-14 og versjon 2015-02-02: Geologisk rapport for E39 Rogfast, vedlegg til temarapport tunnel.

[2] NGU, 2006-11-15: Geological and geophysical investigations for the ROGFAST project, rapport 2006.076

[3] NGU, 2011-12-20: Geological investigations by drill core logging for the Rogfast tunnel project, rapport 2011.34

[4] NGU, 2012-07-17: Geofysiske målinger på Kvitsøy, Kvitsøy kommune, Rogaland, rapport 2012.33

[5] NGU, 2014: Geological investigations for the ROGFAST project in the area between Kvitsøy and Bokn, rapport 2014.054

[6] Statens vegvesen, 2013-04-21: E39 Rogfast - Geologisk vurdering av tverrslag og bergskjæringer ifm. planlagt utvidelse av industriområde ved massedeponi i Mekjarvik.

Rapporter fra grunnundersøkelser:

[7] Statens vegvesen, 2012-1002: Geoteknisk rapport for reguleringsplan 36040-470 E39 Rogfast, Geoteknisk datarapport 2011032186-05

[8] Statens vegvesen, 2013-02-07: Rapport Nr. 2012091232-11, Geoteknikk Fv. 521 G/S-veg Mekjarvikveien, Geoteknisk datarapport 36040-470

[9] Geomap, 2007-01-12: Vegtunnel mellom Tungenes på Randaberg og Arsvågen på Bokn- Målinger utført i 2006. Rapport 261810.01

[10] GeoPhysix, 2010-11-29: Refraksjonsseismiske undersøkelser Ev39 ROGFAST – Parsell Rogfast alternativ 1. Rapport 10071

[11] GeoPhysix, 2012-03-30: Refraksjonsseismiske undersøkelser Ev39 ROGFAST – Parsell Rogfast alternativ 1, Km 10.600. 15.500 og Arm Kvitsøy. Rapport 12001

[12] Rambøll, 2016-07-27: E39 Rogfast, Refraksjonsseismiske undersøkelser på land og i sjø.

Annet grunnlagsmateriale:

[13] Diverse geologiske temakart utarbeidet av NGU.

[14a] NBG, november 2011: Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering

[14b] NS-EN1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

[15] Statens vegvesen, Kjernelogg, vanntapsmålinger, fotodokumentasjon av borkjerne fra hull BH-05-2016 Tungenes

[16] Artikkelen "IVAR Sentralrenseanlegg Nord-Jæren" presentert på Fjellsprengningskonferansen 1990 av Gunnar Asting (Berdal Strømme), samt diverse tegninger og rapporter fra prosjektering av det opprinnelige renseanlegget og senere utvidelser.

[17] Utvalgte kapitler av hovedoppgaven "Bergtekniske vurderinger, med hovedvekt på klassifikasjonssystemer, basert på ingeniørgeologiske data fra Rennfast-tunnelene, Rogaland", skrevet av Ann Elisabeth Bøyeie i 1993 ved UiO.

[18] NGU (2010): Statistikk vanngiverevne i forskjellige bergarter. ForForUT deloppgave 3. Statusrapport 2009.

1.4 Geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori settes i henhold til Eurokode 7. Geoteknisk kategori kan i henhold til [14a] bestemmes som en funksjon av prosjektets pålitelighetsklasse (Consequence class/Reliability class) og vanskelighetsgrad, se Tabell 1.

Tabell 1 Valg av geoteknisk kategori iht. [14a]

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	2/3
CC/RC 4	*	*	*

*Vurderes særskilt (gjelder hovedsakelig atomreaktorer og lagre for radioaktivt avfall)

Valg av pålitelighetsklasse kan gjøres ved å vurdere konsekvensene av brudd eller funksjonssvikt for anlegget, og kan klassifiseres som følger («NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Tillegg B» [14b]):

- CC/RC 1: Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.
- CC/RC 2: Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.
- CC/RC 3: Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.

Tunnelen er en undersjøisk vegg-tunnel. Prosjektets pålitelighetsklasse vurderes derfor til å være høy, tilsvarende CC/RC 3.

Prosjektets vanskelighetsgrad kan vurderes på grunnlag av grunnforhold og type prosjekt, og klassifiseres i henhold til «Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering» [14a] som følger:

- Lav vanskelighetsgrad: Oversiktlige og enkle grunnforhold eller et prosjekt som er lite påvirket av grunnforholdene. Ingen eller bare enkle grunnundersøkelser kreves for å fastlegge eventuelle nødvendige geotekniske parametere. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.
- Middels vanskelighetsgrad: Noe uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Grunnforholdene kan fastlegges med rimelig grad av nøyaktighet. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.
- Høy vanskelighetsgrad: Uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Grunnforholdene kan bare delvis fastlegges og undersøkelser under bygging kan være nødvendig.

Store deler av tunnelen vil være undersjøisk, hvilket begrenser mulighetene for å kartlegge de geologiske forholdene. Forholdene vurderes derfor å være forholdsvis uoversiktlige, og resultatene fra utførte grunnundersøkelser og terrengformasjoner tyder på at det stedvis vil kunne påtreffes vanskelige grunnforhold. Prosjektets vanskelighetsgrad vurderes derfor å være høy.

Basert på en samlet vurdering av pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad, plasseres Boknafjordtunnelen sør i geoteknisk kategori 3. I henhold til Eurokode 0 [14b] vil det i klasse CC/RC 3 stilles krav til kontrollklasse PKK3 og UKK3 for henholdsvis prosjektering og utførelse, noe som innebærer krav om utvidet kontroll av både prosjektering og utførelse.

2 Utførte grunnundersøkelser (faktadel)

2.1 Feltkartlegging

Det er utført geologisk feltkartlegging på Randaberg i flere omganger i tidligere faser av prosjektet.

NGU utførte geologisk feltkartlegging på Randaberg i 2006 som et ledd i utarbeidelsen av geologisk modell for prosjektområdet. Resultatene er oppsummert i rapporten «NGU Rapport 2006.076, Geological and geophysical investigations for the ROGFAST project» [2].

SINTEF har utført geologisk feltkartlegging på Randaberg i 2011. Resultatene er oppsummert i rapporten «Geologisk rapport for E39 Rogfast» av 2015-02-02 [1].

2.2 Refraksjonsseismiske undersøkelser

Det er utført refraksjonsseismiske undersøkelser på land og i sjø langs tunneltraseen i flere omganger. Det henvises til geologisk rapport for E39 Rogfast [1] for detaljer rundt tolkning og resultater fra seismikk utført i tidligere faser av prosjektet, samt rapporter Geomap, 2007 [9], GeoPhysix, 2010 [10] og GeoPhysix, 2012 [11].

Rambøll Danmark har utført refraksjonsseismikk på land og i sjø over tunnelene i 2015 og 2016. Profilenes plassering i forhold til tunnelene er vist på tegninger 03-V01-101, 03-V01-102 og 03-V01-103. Viktige data og resultater fra profilene er oppsummert i Tabell 2.

Det vises for øvrig til Rambølls rapport «E39 Rogfast, Refraksjonsseismiske undersøkelser på land og i sjø» av 2016-07-27 [12] og detaljtegninger av profilene i Vedlegg 4.

Tabell 2 Viktige data og resultat fra seismikkprofiler utført 2015 og 2016.

Seismisk Profil nr.	Lengde (m)	Start lavhastighets-sone (mlp*)	Slutt lavhastighets-sone (mlp*)	Lengde lavhastighets-sone (mlp*)	Gjennomsnittlig seismisk hastighet (m/s)	Minste løsmasse-mektighet (m)	Største løsmasse-mektighet (m)
P01-01/15	235	5	28	23	2900	8	16
		121,7	132,6	10,9	4100		
P01-02/15	235	87,6	108,6	21	4000	2	14
		189,6	227,4	37,8	3400		
P01-03/15	233	90,4	104,3	13,9	3100	2	12
		122,3	142,1	19,8	3300		
P01-04/15	235	1,3	50,3	49	3700	7	14
		90,3	132,3	42	3500		
P01-05/15	235	89,1	124,1	35	3800	5	15
		184,1	236	51,9	3100		
P01-06/15	235	-	-	-	-	2	9
P01-07/15	111	0	30	30	2500	4	7
		80,2	110	29,8	2700		
P01-09/15	227	89,1	111,8	22,7	3100	0	17
		124,3	155,4	31,1	3400		
P01-10/15	231	61,7	119,2	57,5	3500	3	8
		146,4	186,4	40	4000		
P01-11/16	234	-	-	-	-	4,6	9,7
		19	47	28	3400		
P01-12/16	225	88	105	17	3300	0	8,5
		148	200	52	3500		

Seismisk Profil nr.	Lengde (m)	Start lavhastighets-sone (mlp*)	Slutt lavhastighets-sone (mlp*)	Lengde lavhastighets-sone (mlp*)	Gjennomsnittlig seismisk hastighet (m/s)	Minste løsmasse-mektighet (m)	Største løsmasse-mektighet (m)	
P02-01/15	232	-	-	-	-	0	1	
P02-02/15	228	-	-	-	-	0	0	
P02-03/15	225	-	-	-	-	0	9	
P02-04/15	208	-	-	-	-	0	5	
P02-05/15	225	-	-	-	-	0	5	
P02-06/15	212	-	-	-	-	0	3	
P02-07/15	206	-	-	-	-	0	2	
P02-08/15	229	-	-	-	-	0	3	
P02-09/15	203	65	86	21	4100	0	11	
P02-10/15	302	58	125	67	3000	29	65	
P02-11/15	88	Bergoverflaten er for dyp til tolkning						
P02-12/15	343	-	-	-	-	33	75	
P02-13/15	90	Bergoverflaten er for dyp til tolkning						
P02-14-2/16	215	-	-	-	-	35,6	46,6	
P02-14-3/16	194	Bergoverflaten er for dyp til tolkning						
P02-15/16	201	-	-	-	-	44,9	53,7	
P02-16/16	202	-	-	-	-	33	44,7	
P02-17/16	164	-	-	-	-	31,1	42,6	
P03-01/15	344	2,6	98,6	96	3800	20	53	
P03-02/15	336	-	-	-	-	16	31	
P03-03/15	201	-	-	-	-	2	18	
P03-04/15	341	-	-	-	-	0	6	
P03-05/16	188	-	-	-	-	15,9	35,9	
P04-01/15	316	-	-	-	-	0	9	

Seismisk Profil nr.	Lengde (m)	Start lavhastighets-sone (mlp*)	Slutt lavhastighets-sone (mlp*)	Lengde lavhastighetssone (mlp*)	Gjennomsnittlig seismisk hastighet (m/s)	Minste løsmasse-mektighet (m)	Største løsmasse-mektighet (m)
P04-03/15	333	130	192	62	3900	0	12
P04-04/15	330	-	-	-	-	0	9
P04-05/15	223	-	-	-	-	1	6
P04-06/15	152	-	-	-	-	0	7
P04-07/15	214	39	72	33	3750	2	10
P04-08/16	166	-	-	-	-	0	5,8

* meter langs profilet

2.3 Kjerneboring

2.3.1 Kjerneboring Alstein 2011

Alstein er en liten holme som ligger omtrent midt imellom Randaberg og Kvitsøy. Det er på Alstein boret et ca. 300 m dypt vertikalt kjerneborhull for å kartlegge bergartsfordelingen mot dypet. Kjernehullets plassering er vist på tegning 03-V01-103 i Vedlegg 1. Kjernelogg for hullet er vedlagt i Vedlegg 2.

Det ble registrert plagioklasrik gabbro i hele hullet med spredte innslag av granat og pyritt, med unntak av de siste ca. 20 m hvor det ble registrert granittisk- og mafisk bergart. Det er i tillegg gjort en rekke målinger og registreringer i borhullet, blant annet temperatur, ledningsevne i vann, resistivitet i berg, porøsitet, lyd hastighet, gammastråling, pH, Eh, strømningsmåling, borhullsavvik og opptak med optisk televierer (rapport fra disse undersøkelsene følger i Vedlegg 2). Resultatene fra disse bekrefter at hullet i all hovedsak er boret i gabbro.

Det ble beregnet RQD-verdier ved logging av kjernen, men ikke Q-verdier. Kjerneloggen viser enkelte partier med noe mer oppsprekking, men i hovedsak godt berg med høye RQD-verdier.

Registrerte vanntapsmålingsverdier ligger mellom 0 og 0,93 Lugeon. De høyeste verdiene er registrert i de øverste 100 m av hullet. Under denne dybden er høyeste målte verdi 0,16 Lugeon.

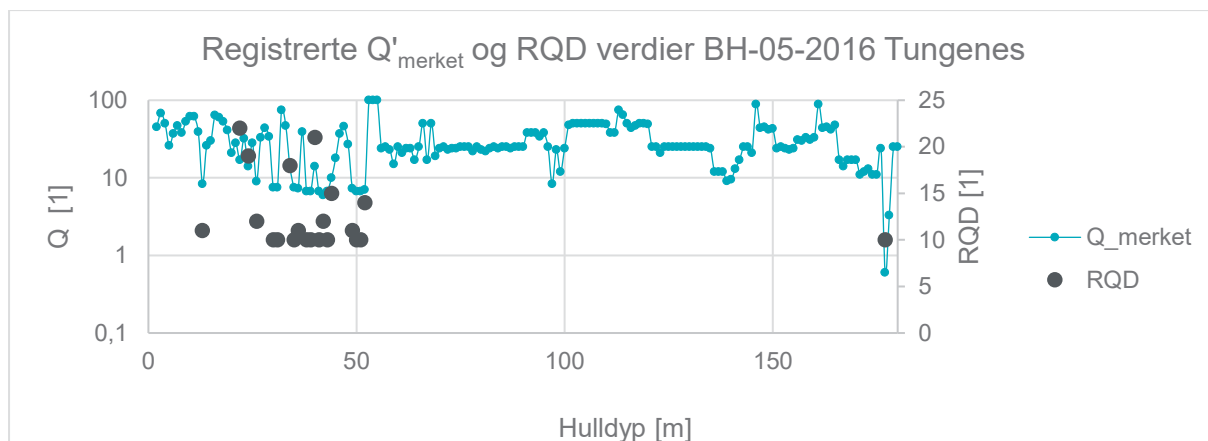
2.3.2 Kjerneboring Tungenes 2016

Det er i byggeplanfasen utført kjerneboring i området for den ene av de to ventilasjonssjaktene ved Tungenes. Kjernehullet som har betegnelsen BH-05-2016 Tungenes, er boret vertikalt og er 180 m dypt.

Kjernehullets plassering er vist på tegninger 03-V01-102 og 03-V31-001 i Vedlegg 1. I det følgende presenteres resultatene fra kjerneboringen. Kjernelogg for hullet er vedlagt i Vedlegg 2. Det understrekes at det som betegnes som Q-verdier i kjerneloggen i realiteten er Q' (Q_{merket}), noe som vil si at parameterne J_w og SRF, er utelatt (eller settes til 1) i beregningen.

Den registrerte bergarten langs hele kjernehullet er fyllitt. Foliasjonen definerer den dominerende sprekkeorienteringen. Fyllitten er generelt glimmerrik, inneholder en del kvartsårer, grafitt og pyrittinnslag. Registrerte Q' -verdier i kjernelogg utført av Statens vegvesen er presentert i Figur 2. Figuren viser også partier hvor registrerte RQD verdier er lavere enn 25. Fordelingen av registrerte Q' -verdier er presentert i Tabell 3. Ved dyp ca. 176 m er det registrert en ca. 1,3 m bred oppkjust og leirholdig sone.

Vanntapsmålinger ble utført fra 120 m til 180 m dybde. Det ble ikke registrert målbare vannlekkasjer i hullet.



Figur 2 Registrerte Q' -verdier BH-05-2016 Tungenes

Tabell 3 Fordeling Q' langs kjerne hull BH-05-2016.

Q' merket	Antall m	Fordeling %
>10	160	89 %
4-10	18	10 %
1-4	1	0,5 %
≤ 1	1	0,5 %
SUM	180	100 %

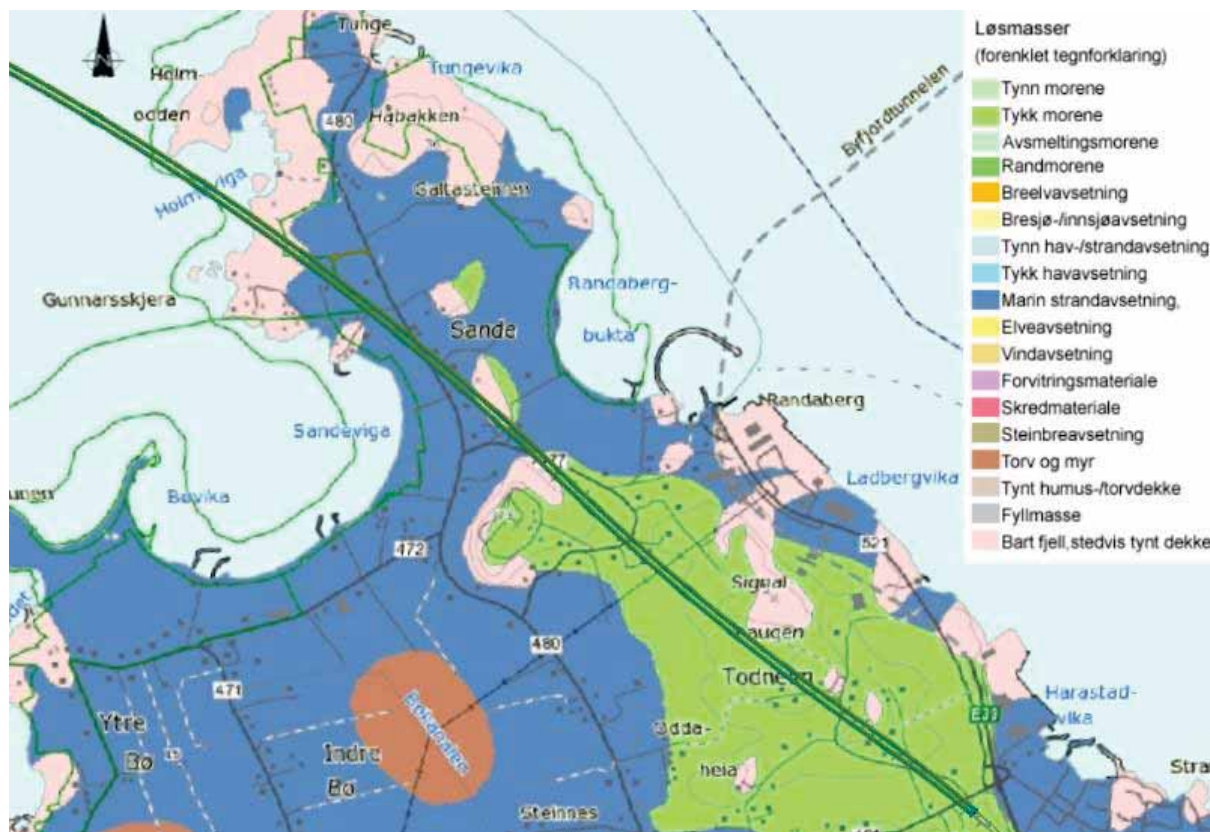
2.4 Bergspenningsmålinger

SINTEF utførte i september 2016 bergspenningsmålinger i form av hydraulisk splitting i kjerne hull BH-05-2016 Tungenes. Det ble målt til dels høye horisontalspenninger i hullet, samt en vertikal spenning som var høyere enn det som teoretisk vil genereres basert på overlagrede masser. Rapport fra bergspenningsmålingene er vedlagt som vedlegg 5. Det henvises til rapportens kapittel 3.5 for mer detaljerte resultater og kapittel 4 for tolkninger.

3 Grunnforhold

3.1 Topografi og løsmasser

Figur 3 viser utsnitt fra NGUs løsmassekart over Randabergområdet med inntegnet tunneltrasé.



Figur 3 Utsnitt fra NGUs løsmassekart [13] med inntegnet tunneltrasé

Terrenget over delen av tunneltraséen som går under land er relativt jevnt (stedvis noe kupert) og består hovedsakelig av dyrket mark med spredt bebyggelse. Løsmassene over denne delen av tunnelen er klassifisert av NGU som tykk morene (grønn farge i Figur 3) og marine strandavsetninger (blå farge). Stedvis er det registrert forholdsvis små områder med torv og myr (brun farge) og bart fjell i dagen (rosa farge).

Aktuelt område for påhugg ligger på Harestad, ca. 60 m sørøst for Harestadveien. Forskjæringen og selve påhugget tas ut i entrepriise E06. Tunnelen skal drives frem til påhuggsområdet i entrepriise E03. Terrenget ved planlagt påhugg ligger på mellom ca. kote 20 og kote 22 og stiger slakt over tunnelen i retning av økende profilnummerering fram til ca. profil 1600. Totalsonderinger utført i påhuggsområdet viser varierende og stedvis stor løsmassetykkelse i området, men over påhuggene er det registrert under 5 m løsmasseemektighet. Det planlegges med en bergoverdekning på 5 m eller mer for påhuggene. Mellom profil ca. 1225 og 1300 (løp 11) er det registrert en dyprenne. Dyprennen er mest markert over løp 11, som passerer under dyprennen med ca. 9 m bergoverdekning. Løsmasseemektigheten i dyprennen er stedvis i overkant av 10 m. Løp 12 krysser dyprennen med ca. 14 m bergoverdekning. Det vises til tegninger 03-V06-109 og 03-V06-110 i Vedlegg 1 for detaljer for denne dyprennen og grensesnittet mellom E03/E06 for henholdsvis løp 11 og 12.

Videre fram til profil ca. 1600 er terrenget stigende og løsmasseemektigheten avtagende. Fra profil ca. 1600 og videre faller terrenget meget slakt mot sjøkanten, og løsmasseemektigheten er generelt liten.

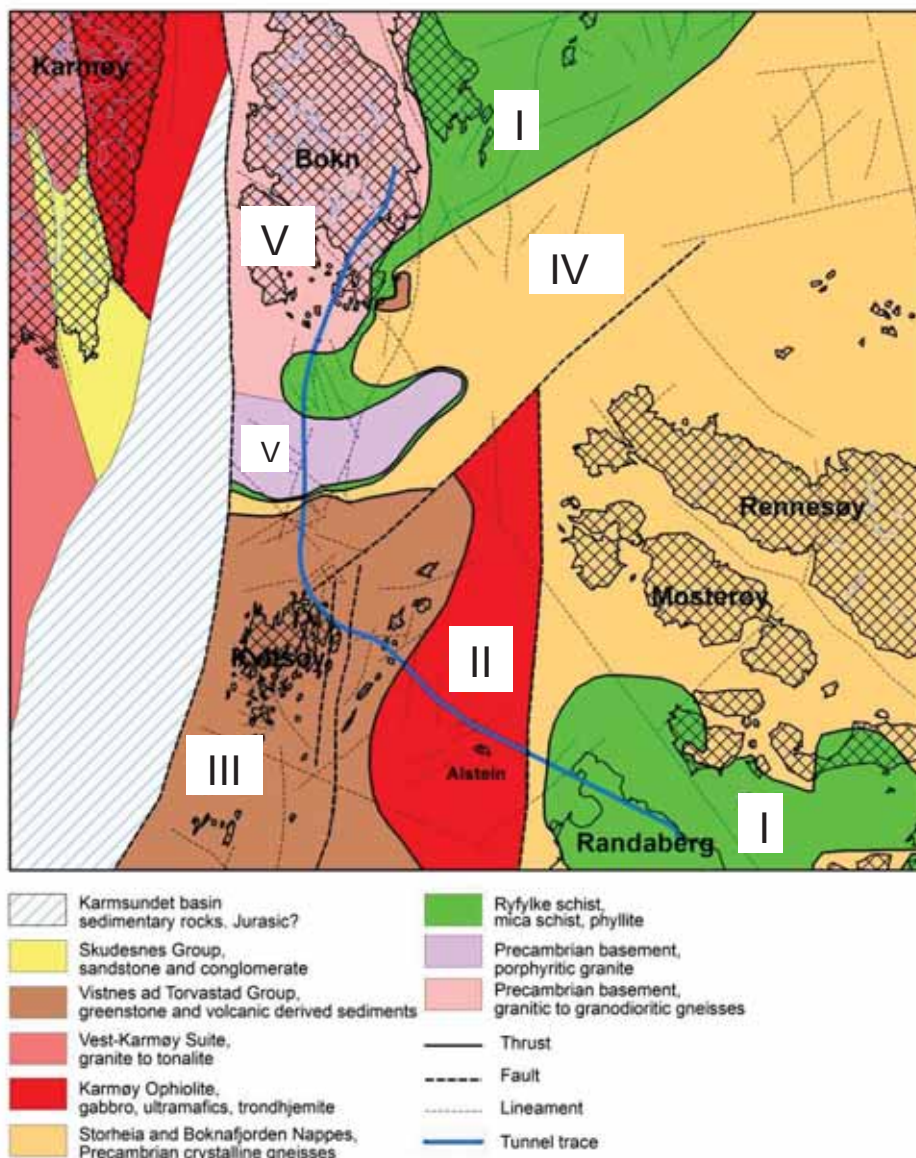
Ettersom tunnelen faller brattere enn terrenget, vinner tunnelen overdekning over denne strekningen, og krysser under sjøkanten med ca. 170 m bergoverdekning.

Fra sjøkanten og fram til ca. profil 6500 fortsetter terrenget å falle slakt i retning av økende profilnummerering, og løsmassemekktigheten er begrenset.

Mellom profil ca. 6500 og 7500 passerer tunnelen under en svært markert forsenkning i bergoverflaten (Tungenesforkastningen). Søkket er fylt med opptil ca. 75 m tykke løsmasser. Bergoverdekningen over tunnelen under søkket er, basert på resultater fra grunnundersøkelser, ca. 70 m på det minste, men dette er beheftet med usikkerhet (se kapittel 4.7.4). Under søkket når tunnelen det dypeste punktet på entreprise E03, nesten 300 muh.

Mellom ca. profil 7500 og 8500 er bergoverflaten mer eller mindre flattliggende, mens de overliggende løsmassene ligger som en avlang rygg med største mektighet på ca. 50 m ved ca. profil 8000. Ved ca. profil 8700 er det et mindre søkk i bergoverflaten, som her kun har et tynt lag med overliggende løsmasser. Videre stiger berget bratt og danner en kolle på sjøbunnen hvis topp ligger ved ca. profil 8800. Fra denne og videre fram til entrepriseslutt er sjøbunnen forholdsvis flattliggende med i underkant av 10 m tykt løsmassedekke.

3.2 Berggrunn



Figur 4 NGUs tolkning av de geologiske forholdene. Romertall viser til bergartsbeskrivelsen under. Det legges til grunn at tunnelen ikke vil krysse bergart IV, selv om dette vises på figuren.

NGUs tolkning av strukturgeologien i prosjektområdet [5] er presentert i Figur 4. Basert på denne tolkningen og resultat fra kjerneboringer består berggrunnen i prosjektområdet av fem hovedbergartsgupper:

- I. Ryfylke skifer – fyllitt og glimmerskifer, Kambrium – Ordovisium kvartsrik skifer.
- II. Karmøy ofiolitt – gabbro, intrusiv mafisk og ultramafisk berg – Ordovisium (nedre)
- III. Karmøy ofiolitt – grønnstein, grønnskifer, glimmer/klorittskifer, tuff, lavabreksje, svartskifer, fyllitt og diabasganger, Torvastad og Visnes gruppe – Ordovisium (midtre til øvre)
- IV. Storheia dekke og Boknafjorden dekke – granittisk gneis, amfibolittisk- og glimmer skifer med noen linser av marmor – Proterozoisk
- V. Autokton grunnfjellsgneis og granitt – granittisk til granodiorittisk gneis med kropper av gabbro og dekt med et tynt fyllittlag – Prekambrisk

På bakgrunn av grunnlag fra driving av utløpstunnelen fra Sentralrenseanlegget på Nord-Jæren (SNJ), nærmere beskrevet i kapittel 3.7.1, legges det til grunn at tunnelen ikke vil krysse gruppe IV på tross av hva NGUs tolkning viser. Delen av Boknafjordtunnelen som omfattes av entreprise E03 vil dermed drives gjennom bergarter tilhørende gruppene I og II. Orienteringen av bergartsgrensen mellom disse bergartsgruppene, og følgelig bergartsfordelingen langs tunnelen, er usikker og dermed utelatt fra rapportens faktadel og behandlet i rapportens tolkningsdel i delkapittel 4.1.2.

I Ryfylkeskiferen (gruppe I) forekommer stedvis soner av kvartsitt, stedvis med innslag av granat, pyritt og grafit, se loggen fra kjerneborhullet BH-05-2016 Tungenes i Vedlegg 2. Observasjoner fra bygging av anlegg i nærheten (se kapittel 3.9) viser hovedsakelig en grågrønn, finkornet og sterkt småfoldet (cm-skala) glimmerskifer/fyllitt. Berget har krøllet struktur, og stedvis opptrer grafitiske glidespeil langs foliasjonsflatene. Det opptrer også en mindre kvartsrik fyllitt i området, som på grunn av høyere glimmerinnhold er gråsvart av farge. Stedvis er denne bergarten sterkt deformert og jordaktig, og generelt mindre kompetent enn den kvartsrike fyllitten. Lagpakker på opptil 30 m med finkornet kvartsittisk sammensetning (kvartsinnhold opptil 60 %) opptrer vekselvis i fyllitten i området. I overgangen mellom kvartsitt og fyllitt kan det forekomme slepper/omvandlingssoner med jordaktig materiale. Slike soner kan inneholde leire.

Kjernen fra kjerneboret boret fra Alstein (som ligger i gruppe II) bestod hovedsakelig av plagioklasrik gabbro. Gabbroen inneholder stedvis spredte innslag av pyritt og granat, varierer mellom fin- og grovkornet, og er stedvis foliert.

3.3 Bergmassens oppsprekking

Sprekkerose for Randaberg produsert av SINTEF [1] er vist i Figur 5.

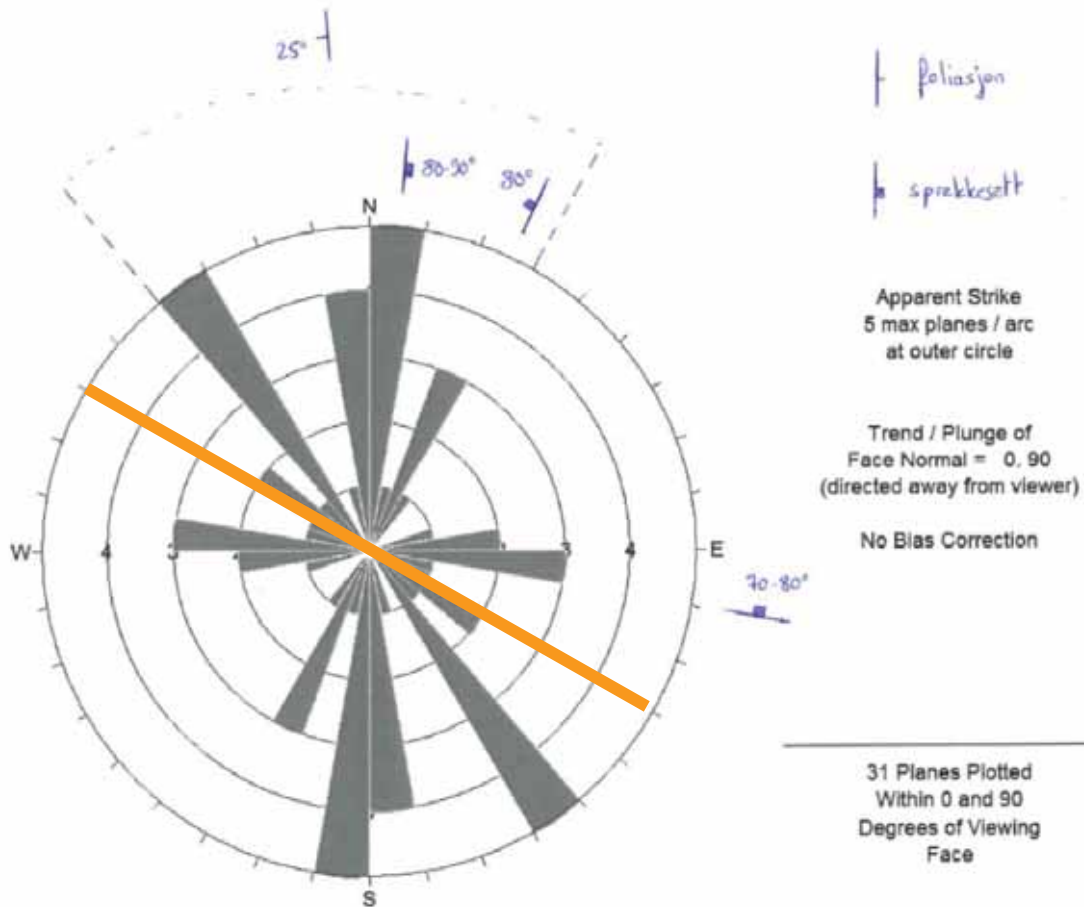
SINTEF [1] beskriver at det ble registrert varierende bergmassekvalitet i de områdene som ble kartlagt. Sprekkeoverflaten er ofte ru med mineralbelegg (kloritt). Foliasjonen utgjør den dominerende sprekkeretningen i området, men foliasjonenes fallretning og fallvinkel varierer. I tillegg til foliasjonen er det registrert tre sprekkeseitt i området.

De registrerte sprekkeseittene er orientert som følger.

1. Foliasjonssprekkene stryker mellom N027°Ø og N039°V, med vanligste strøkvinkel på N010°V ± 10°. Fallvinkelen er som oftest rundt 25° mot vest, men kan stedvis være både slakere og brattere.
2. Et sprekkeseitt som stryker N005°Ø, og faller 80-90° mot øst.
3. Et sprekkeseitt som stryker N030°Ø, og faller 80° mot vest.
4. Et sprekkeseitt som stryker N100°Ø, og faller 70-80° mot nord.

I tillegg er det registrert sporadiske sprekker og stikk med tilsynelatende tilfeldig orientering som ikke faller innenfor hovedsprekkeseittene.

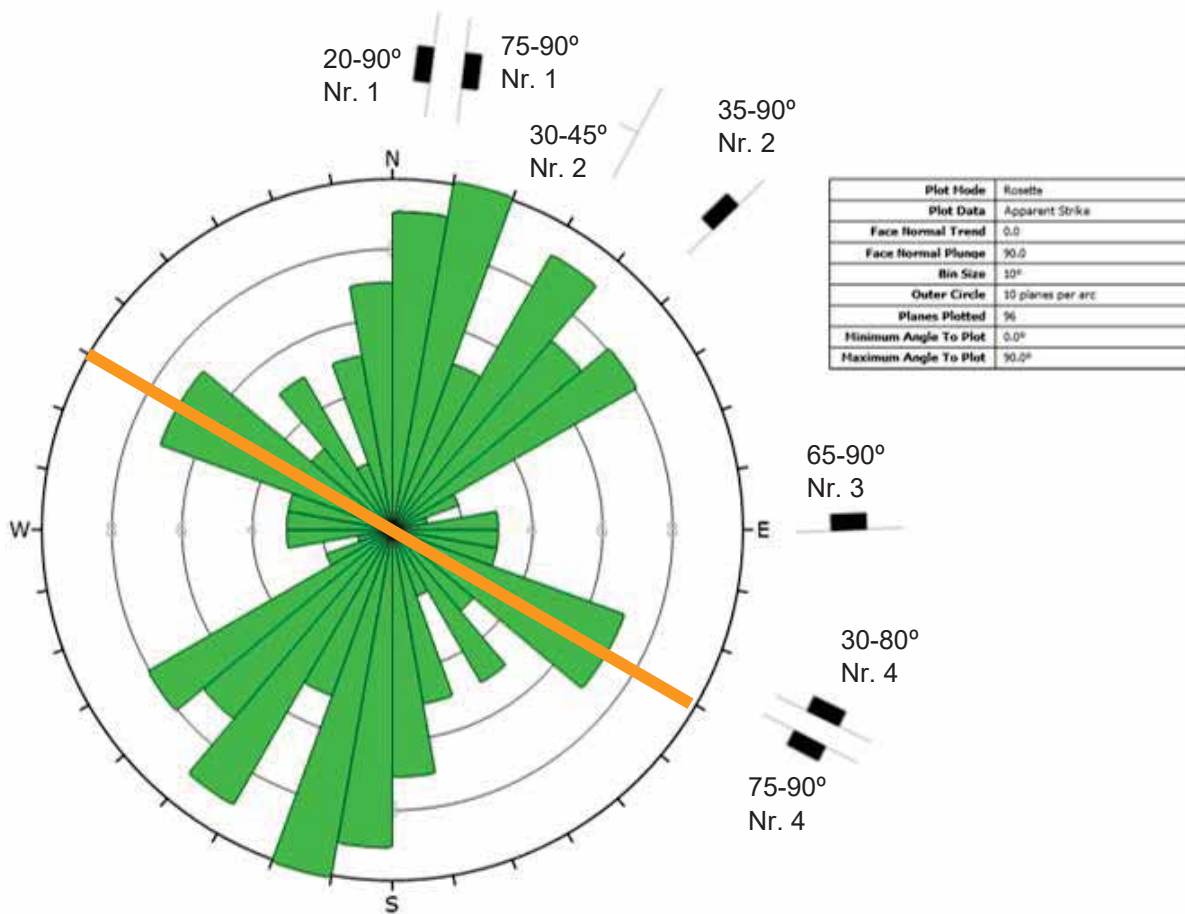
I kjerneloggen for kjerneboret gjennom fremtidig sjakt på Tungenes, varierer J_n i all hovedsak mellom 2 og 4, som tilsvarer ett til to sprekkeseitt. Det er viktig å merke seg at siden kjerneboret er boret vertikalt vil det ikke naturlig fange opp oppsprekking med steilt fall slik som rapportert for de fleste av sprekkeseittene over.



Figur 5 Sprekkerose for Randaberg produsert av SINTEF [1]. Oransje linje viser omtrentlig tunnelretning under land på Randaberg.

NGU har utført målinger av sprekkeorienteringer på Randaberg som en del av arbeidet med geologisk modell for prosjektet [2]. Resultatene for målinger utført i fylltitten er plottet i en sprekkerose i Figur 6 (sprekkerosen er generert basert på målinger ved lokaliteter 2-4 og 29-33). NGUs målinger sammenfaller til en viss grad med SINTEFs kartlegging, men viser større variasjon i foliasjonens og sprekkenes orientering. Foliasjonen er som oftest funnet å falle ca. 30-45° mot V til NNV, men stedvis tipper fallet mot NØ på grunn av foldingen i fylltitten. Sammenstillingen av sprekke målinger utført av NGU viser følgende hovedsprekkesett, i tillegg til mer sporadiske sprekker.

1. Et sprekkesett som stryker ca. N-S til NNØ-SSV med varierende fall mot både øst og vest.
2. Et sprekkesett som stryker ca. NØ-SV med varierende fall mot NV.
3. Et mindre markert sprekkesett som stryker ca. Ø-V med forholdsvis steilt fall mot N.
4. Et sprekkesett som stryker SØ-NV med varierende fall, som oftest forholdsvis steilt, mot både NØ og SV.



Figur 6 Sprekkerose for Randaberg basert på målinger gjort av NGU [2]. Oransje linje viser omtrentlig tunnelretning under land på Randaberg.

Ettersom strekningene hvor tunnelen går i bergarter tilhørende bergartsgruppe II i all hovedsak er undersjøiske, har det i disse områdene ikke vært mulig å foreta ingeniørgeologisk kartlegging med registrering av sprekkeorienteringer over tunneltraseen.

Den eneste informasjonen om oppsprekkingen i bergartene tilhørende gruppe II framkommer av kjerneloggingen av kjernehullet boret fra Alstein (se kapittel 2.3.1). Kjerneloggen viser enkelte partier med noe mer oppsprekking, men i hovedsak godt berg med høye RQD-verdier. Sprekkeorientering ble av NGU kartlagt ved bruk av optisk televiewer. Hovedstrøkretning for foliasjonen er Ø-V og SØ-NV og det er varierende fall og fallretning. Det ble ellers rapportert om stor spredning i sprekkeretninger i hullet. Det henvises til Vedlegg 2 for detaljer.

3.4 Bergmassens svakhetssoner

Svakhetssoner er identifisert ved hjelp av flyfoto, topografisk kart, resultater fra grunnundersøkelser, og informasjon fra feltkartlegging utført av SINTEF [1] og NGU [2].

Det er identifisert 23 svakhetssoner som det antas vil krysse tunnelene på entrepriise E03.

Svakhetssonene og vurderinger av deres innvirkning på tunnelene er nærmere beskrevet i kapittel 4, rapportens tolkningsdel. Antatt beliggenhet og orientering av antatte svakhetssoner er vist på ingeniørgeologisk plan og profil i V-tegninger.

3.5 Bergspenninger

Målinger utført i regionen rundt Stavanger viser at det forekommer til dels høye horisontalspenninger. Ved Tastavarden, noen kilometer sør for prosjektområdet, er det registrert høye horisontalspenninger, med største hovedspenning på 5,6 MPa i Ø-V retning. Dette er betydelig høyere enn hva som kan forventes oppsatt av gravitasjonsspenninger alene (ved tverrutvidelse) og forklares ut fra tektonisk betingede spenninger. I Risavika, sør for Stavanger, ble det ved bygging av ny havn målt minste hovedspenning i Ø-V retning på 3 MPa ved kun 11 m dyp, noe som også indikerer høye horisontalspenninger, med største hovedspenning i retning N-S [16]. Største hovedspenningsretning i området varierer i orientering mellom N-S og Ø-V.

Det ble i 2011 utført spenningsmålinger i et tilnærmet vertikalt (80°) kjerneborehull nord på Krågøy [1]. Pöyry, som utførte målingene, opplevde store problemer med å få gode og tilstrekkelig antall målinger. Det er derfor stor usikkerhet i resultatet. Spenningene ble målt i nivå 75 og 198 (boremeter i hullet). Borehullet startet på ca. 2 moh.

- Ved 75 m var $\sigma_1 = 2,9$ MPa (subvertikal 77°), $\sigma_2 = 1,6$ MPa (N184°Ø) og $\sigma_3 = -0,7$ MPa (N301°Ø)
- Ved 198 m var $\sigma_1 = 12,1$ MPa (subvertikal 74°), $\sigma_2 = 11,1$ MPa (N73°Ø) og $\sigma_3 = 4,3$ MPa (N164°Ø)

Ved nivå 1 (75 m) var den største hovedspenningen subvertikal og samsvarer noenlunde med utregnet teoretisk spenning generert fra vekten av overliggende bergmasse (2,9 MPa mot 2 MPa). De horisontale spenningene var lave, og indikerer strekkspenning i en av retningene. Ved nivå 2 (198 m) var største spenning fortsatt tilnærmet vertikal, men mer enn dobbelt så høy som en kunne forvente ut i fra den teoretiske spenningen generert fra vekten av overliggende bergmasse (12,1 MPa mot 5,3 MPa). Også de horisontale spenningene var mye høyere i nivå 2 enn i nivå 1. I rapporten til Pöyry ble det understreket at resultatene fra spenningsmålingene er svært usikre (minimum ± 3 MPa).

Det ble i 2016 utført hydrauliske splittforsøk i kjerneborehull på Kvitsøy 2016. Resultatene viser stor lokal variasjon i retninger på hovedspenningene og målte verdier for lukketrykk, noe som indikerer et komplekst spenningsbilde. Spesielt nevnes lave horisontale spenninger målt i deler av hull BH-03-2016. Ved hydraulisk splitting antas det at hullet er boret med retning parallelt en av hovedspenningene og det er således vanlig å bore slike hull vertikalt (eneste mulighet fra overflaten) eller horisontalt. Det er kun borehull BH-03-2016 av testede hull som er boret vertikalt. Hull BH-02-2016 kan imidlertid betraktes som mer eller mindre vertikalt (74 graders fall). Ved en vellykket splitt (se metodebeskrivelse i SINTEF rapport for informasjon) kan en for et vertikalt hull anta at lukketrykket representerer minste horisontale spenning i bergmassen. Største horisontale spenning kan beregnes ved bruk av en formel der strekkfastheten til berget inngår som parameter. Strekkfastheten er i dette tilfelle estimert av SINTEF i felt (ikke i laboratorieforsøk) ved å anta at strekkfasthet tilsvarer splittetrykk minus gjenåpningstrykk. Spesielt for hull BH-01-2016 (boret med ca. 40 graders fall) vil resultatene grunnet det slake fallet være forbundet med en feilkilde i forhold til standard testprosedyre. Det overstående må hensyntas i vurderingen og sammenligning av resultatene fra de forskjellige hullene. Under oppsummeres det som av SINTEF rapporteres som sannsynlige spenninger fra de forskjellige forsøkene. Det anbefales at SINTEF rapporten leses for ytterligere detaljer til disse resultatene (herunder usikkerheter).

- BH-03-2016 (vertikalt): Ved vertikal dybde 283 m: $\sigma_H = \sigma_1 = 14,0$ MPa, $\sigma_h = \sigma_3 = 7,4$ MPa; Ved vertikal dybde 209 m: $\sigma_H = \sigma_1 = 5,9$ MPa, $\sigma_h = \sigma_3 = 3,6$ MPa. Retning på største horisontalspenning: N017°Ø. Retningen er usikker da retningen roterte med ca. 90 grader mellom måling utført i nivå 209 m og 220 m. I konklusjonen har SINTEF kommentert at målingene sannsynligvis kan være påvirket av svakheter i bergmassen som forstyrrer spennings situasjonen og at det var problemer holde testseksjonene helt tette.
- BH-02-2016 (ca. 74 grader fall): Ved vertikal dybde 195 - 248 m: $\sigma_H = \sigma_1 = 11,6 \pm 2,0$ MPa, $\sigma_h = \sigma_2 = 6,5 \pm 0,9$ MPa. Retning på største horisontalspenning: N040 - 047°Ø.
- BH-01-2016 (ca. 40 grader fall): Ved vertikal dybde 116 - 150 m: $\sigma_H = \sigma_1 = 8,2 \pm 1,4$ MPa, $\sigma_h = \sigma_2 = 4,5 \pm 0,6$ MPa. Retning på største horisontalspenning: N002°Ø.

Hydrauliske splitteforsøk utført i kjernehuset BH-05-2016 på Tungenes (se også kapittel 2.4) indikerer at minste hovedspenning der kan betraktes som vertikal. Vertikal spenning er målt til å være høyere enn den beregnede (dersom en kun hensyntar teoretisk tyngde av overliggende bergmasse). SINTEF rapporterer følgende som sannsynlig spenninger:

BH-05-2016 (vertikalt): Ved vertikal dybde 172 - 175 m: $\sigma_H = \sigma_1 = 22,1 \pm 1,0$ MPa, $\sigma_h = \sigma_2 = 11,6 \pm 0,4$ MPa. Retning på største horisontalspenning: N133°Ø. Det er nevnt i rapporten at fyllittens lagdeling kan gi en feilkilde til resultater da bergarten kan ha anisotrop strekkfasthet. Ved testdybde 156 og 159 m er det splittet parallelt lagdelingen, og ved testdybde 175 m er det splittet normalt lagdelingen. Splitt parallelt lagdelingen (horisontal splitt) ved nivå 156 og 159 m gir en vertikal spenning tilsvarende $\sigma_v = \sigma_3 = 7,3 \pm 0,7$ MPa. Overlagringen i samme nivå skulle tilsa en vertikal spenning på 4,5 – 4,8 MPa.

3.6 Tidligere erfaringer fra undersjøiske tunneler

Det er bygget mer enn 50 undersjøiske tunneler i Norge, hvorav de fleste er vegtunneler. De aller fleste er drevet uten store drivetekniske problemer. Tunnelvernsnittet varierer fra gassrørtunneler på 20-25 m² til T8-T11,5 for vegtunneler. Dypeste tunnel i drift går ned til 287 m under havnivå (Eiksundtunnelen).

3.7 Nærliggende tunneler

I området rundt og i Boknafjorden er det drevet flere tunneler, hvorav flere undersjøiske. Blant disse nevnes her:

- Byfjordtunnelen, Mastrafjordtunnelen og Finnøytunnelen
- Ryfast (Solbaktunnelen og Hundvågtunnelen)¹⁾
- Eiganestunnelen¹⁾
- Sentralrenseanlegget Nord-Jæren (IVAR), tunneler og berghaller
- Gassrørtunnelene (Statpipe)
- T-forbindelsen

1) Under bygging

I det følgende beskrives kort erfaringer fra tunnelene som vurderes å være mest relevante for Boknafjordtunnelen sør.

3.7.1 Sentralrenseanlegg Nord-Jæren med tilhørende tunneler [16]

Sentralrenseanlegget på Nord-Jæren (videre kalt SNJ) ble satt i drift i 1992 og ligger inne i bergmassivet vest for Mekjarvik industriområde. Anlegget er bygget i fyllitt/glimmerskifer tilhørende Ryfylkeskifergruppen, og består av flere fjellhaller samt adkomst-, tilløps- og utløpstunneler. Renseanlegget og tunnelene ligger i sin helhet innenfor kvartsrike fyllitter og glimmerskifer.

Den 8,1 km lange innløpstunnelen ble i hovedsak drevet ved bruk av TBM, og både tunnelen og tilhørende TBM-rigghall står tilnærmet usikret. Hallene er opp til 16 m brede og ble drevet ut uten spesielle problemer, med lite behov for arbeidssikring. Som permanentsikring er det utført systematisk bolting i mønster fra c/c 1,5 til 1,75 m i hengen, med boltelengder mellom 2,5 og 4 m. Videre er det påført 6 cm sprøytebetong (delvis stålfiberarmert) i heng og ca. 2-3 cm på veggene. Bergartene har generelt høy seismisk hastighet, ofte over 5000 m/s, og stabilitetsforholdene ved bygging av eksisterende anlegg var generelt gode. Målinger viser enaksial trykkfasthet på 40 MPa for fyllitten. I

eksisterende anlegg er det ved befaring stedvis observert drypp fra himlingen i nordlige del av eksisterende anlegg (nær utgangen), samt i TBM rigghall. For øvrig virket berget tett.

Utløpstunnelen fra renseanlegget og ut til Håsteinfjorden er 4,1 km lang, hvorav ca. 1,6 km ligger under sjøen, og er drevet konvensjonelt med tverrsnitt på 20 m². Tunnelen går tilnærmet rettlinjert fra renseanlegget, via lukesjakten i strandkanten på Tungenes og til utslippspunktet i Håsteinfjorden på ca. kote 80 muh. Utslippstunnelen følger Boknafjordtunnelen omtrent parallelt fra Mekjarvik og utover. Erfaringene fra drivingen av utløpstunnelen anses som særlig relevante for den aktuelle strekningen av Boknafjordtunnelen, og er derfor i det følgende beskrevet mer detaljert.

Tunneldriften gikk svært bra fram til den aller siste strekningen fram mot utslaget. Det var på forhånd regnet som sannsynlig at den undersjøiske delen av tunnelen ville komme inn i en underliggende kvartsrisk glimmergneis. Dette viste seg imidlertid ikke å bli tilfelle. På den siste delen ut mot utslaget fikk man til dels svært store lekkasjer, og det ble injisert betydelige mengder. Situasjonen ble etter hvert oppfattet som kritisk, spesielt på grunn av vanskene med å få satt pakkere grunnet det store vanntrykket. Det må imidlertid understrekes at det i dette området var meget begrenset med bergoverdekning (kort avstand mellom tunnel og sjøbunn).

Relevante erfaringstall fra tunneldriften fram til profil 4100, dvs. fram til rett før utslagsområdet, er listet opp i Tabell 4. Det understrekes at avløpstunnelen har et lite tverrsnitt og at funksjonskravene til en avløpstunnel er svært forskjellige fra kravene til sikkerhet og levetid som stilles for en samferdselstunnel. I årene etter at avløpstunnelen ble drevet og fram til i dag har utviklingen i tillegg gått i retning av økt omfang av bergsikring. Erfaringsdataene fra avløpstunnelen som er listet opp i Tabell 4 er derfor ikke direkte overførbare til Rogfast prosjektet.

Tabell 4 Erfaringstall fra driving av utslippstunnelen fram til profil 4100

Gjennomsnittlig ukeinndrift (106 timer/arbeidsuke)	
Synk (100 promille)	62 m/uke
Stigning (10 promille)	90 m/uke
Borbarhet	
Levetid borkroner	ca. 700 bm
Levetid stenger	ca. 4000 bm
Levetid nakker	ca. 5000 bm
Sprengstofforbruk	
Sprengstofforbruk	ca. 5 kg/m ³
Arbeidssikring og permanentsikring	
Bolter	Permanent sikring ca. 250 stk. (0,06 stk. pr. lm). Arbeidssikring 38 stk.
Sprøytebetong	Arbeidssikring 61 m ³
Sonderboring og injeksjonsarbeider	
Boring	ca. 7000 m (1,7 m pr. lm)
Injeksjon	ca. 31400 kg (7,7 kg pr. lm)

3.7.2 Byfjordtunnelen [17]

Byfjordtunnelen går fra Harestad på Randaberg under Byfjorden til øya Sokn i Rennesøy. Tunnelen er 5875 m lang, og når 223 muh. Ca. halvparten av tunnelen går under sjø. Tunnelen ble åpnet for trafikk i 1992.

Tunnelen ble for det meste drevet i småskalafoldet, svart fyllitt, med unntak av de siste par hundre meterne på under land på Sokn som ble drevet i vekslende øyegneis. Fyllitten er beskrevet som bergmasser med middels til god kvalitet og stabilitet utenom svakhetssoner. Bergmassen i tunnelen har generelt, og utenom svakhetssoner, en Q-verdi på mellom 2 og 10 (dårlig til god bergmassekvalitet). Flere steder ble det påtruffet seismiske lavhastighetssoner (< 4000 m/s) med høyt innhold av glimmerminerale. Disse krevde imidlertid som oftest ikke tung sikring. Det ble utført omfattende forbolting og stedvis full utstøpning ved passering av en rekke svakhetssoner mellom tunnelens profiler ca. 2500 og 3000 (se også kapittel 3.8.2). I dette partiet var berget oppsprukket og stedvis fullstendig omvandlet og jordaktig, med lav kohesjon og innslag av leire (ikke svellende). I noen partier forekom deformasjoner av tunnelprofilen som utviklet seg over tid (tyteberg/squeezing), som førte til oppsprekking av støpen. Utstøpning utgjorde mellom 1-3 % av tunnelstrekningen. Utført sikring for tunnelen er 3,6-4,7 bolter pr. løpemeter og 1,7-2,0 m³ fiberarmert sprøytebetong pr. løpemeter. Typisk sikring i fyllittene i Byfjordtunnelen er 6-10 cm med fiberarmert sprøytebetong i hengen kombinert med spredt bolting eller systematisk bolting med c/c avstand 2-2,5 m.

Det var generelt lite lekkasjer, og kun mindre deler av tunnelen hadde behov for injeksjon. I fyllittene var tunnelprofilen tørt med en gang etter utsprenkning, men etter hvert kom lekkasjene i form av sildring, drypp og smårenning. Ved kartlegging i tunnelen ble det registrert at vannet som oftest så ut til å følge foliasjonen i fyllittene. Det ble registrert vannsig i tunnelen i forbindelse med tynne lag av kvartsitt og kvarts i fyllittene. I Byfjordtunnelen ble det utført seks injeksjonsskjermer, alle lokalisert under Soknasundet. Fordelt over hele tunnallengden ble det brukt ca. 10 kg injeksjonsmasse pr. løpemeter. Da tunnelen ble åpnet var restlekkasjen ca. 10 l/min/100 m.

3.7.3 Mastrafjordtunnelen [17]

Mastrafjordtunnelen går fra Mosterøy til Rennesøy. Tunnelen er 4424 m lang, og når 133 muh. Ca. 40 % av tunnelen går under sjø. Tunnelen ble åpnet for trafikk i 1992.

Hoveddelen av tunnelen går gjennom mylonittisk og tonalittisk/amfibolittisk gneis med spredte bånd av stedvis granatførende glimmerskifer. I gjennomsnitt er tunnelen sikret med 4-4,5 bolter pr. løpemeter og 1,4 m³ fiberarmert sprøytebetong pr. løpemeter. I en vesentlig del av tunnelen er det ikke brukt sprøytebetong. Store deler av tunnelen karakteriseres av tunge flattliggende benker i hengen som i deler av tunnelen krevde forholdsvis tung boltesikring, uten at disse forholdene medførte spesielle stabilitetsproblemer.

Granatglimmerskiferen hadde enkelte steder spredte drypp fra bolter og hull, men var ellers relativt tørr. Den tonalittiske gneisen og mylonittene hadde stedvise lekkasjer fra sprekkesoner og fra enkeltstående steile sprekker. Ellers var vannlekkasjen konsentrert i soner der det var raske vekslinger mellom granatglimmerskifer og tonalitt/mylonitt. Den amfibolittiske gneisen i Mastrafjordtunnelen hadde soner med oppknust bergartsmateriale, og en del glimmer og amfibol parallelt med benkingen. Vannlekkasjene var konsentrert i soner der benkingen var tett, og i tett oppsprukne soner med steile, ru sprekker uten sprekkeinnfylling. Det er utført noe injeksjon, i hovedsak konsentrert i strekningen som går under land på Rennesøy. Fordelt over hele tunnallengden kan imidlertid både innlekkasjene og injeksjonsbehovet betegnes som svært små. Da tunnelen ble åpnet var restlekkasjen ca. 3 l/min/100 m.

3.8 Erfaringer med vanskelige driveforhold i tunneler

Det er drevet anslagsvis 5000 km med tunneler i Norge, og det er stort sett gode erfaringer med bergforholdene. Imidlertid er det ved noen tunneler påtruffet uventede, vanskelige grunnforhold som skapte til dels meget vanskelige driveforhold med store utfordringer. Omtalt under er noen av disse med relevans til mulige grunnforhold for Rogfast.

3.8.1 Bjørøytunnelen

I denne undersjøiske vegtunnelen ble en svakhetssone av sandaktige masser påvist ved sonderboringer under driving av tunnelen. Teoretisk vanntrykk var ca. 70 m. Dette medførte utfordring for den videre drivingen. Godt utført injeksjon og vel planlagt drivemetode gjorde at sonen kunne passeres etter 8 måneder, hvorav 4 måneder til planlegging av driving, tetting og sikring av disse meget uventede massene.

3.8.2 Byfjordtunnelen

I denne undersjøiske tunnelen var det utfordringer for tunneldrivingen i form av ras på stuff og «squeezing» (tyteberg) over en lengre strekning. Her opptrådte flere svakhetssoner av varierende omvandlingsgrad, med noe mer kompetent bergmasse mellom sonene. Vertikalt overlagingstrykk var ca. 3,4 MPa. I de dårligste områdene ble det registrert 30 cm innpressing av veggen i en betongstøp, og det ble nødvendig med omfattende armerte betongarbeider inklusive sålestøp. Hiv i vegbanen var i dette området et problem i lang tid etter åpning av tunnelen.

3.8.3 Statpipe-tunnelene (mellom Karmøy og Kårstø)

Den vestligste tunnelen, Karmsundtunnelen på 25 m², hadde driveproblemer (dårlig stabilitet) på en flere hundre meter lang strekning. Dette var sterkt oppsprukne bergmasser av muligens meta-tuff. Flere av de tre Statpipe-tunnelene påtraff svelleleire, og det var driveproblemer også ved kryssing av andre svakhetssoner.

3.8.4 Atlanterhavstunnelen

En svakhetssone 230 m under havoverflaten ga store driveproblemer knyttet til store vannlekkasjer og dårlig stabilitet. Det tok 10 måneder å drive gjennom den 40 m tykke sonen, vesentlig forårsaket av vanskelige injeksjonsarbeider.

3.8.5 Oslofjordtunnelen

Sonderboringer fra stuff under driving påviste en løsmassefylt kløft i den øvre delen av profilet 15 m foran stuff, sonen var også tolket som svakhetssone i berg med seismikk. Boring av hull for fryserør, nedfrysing og driving gjennom sonen tok ca. 2 år. Teoretisk vanntrykk var ca. 120 m og det ble nødvendig med en tykk, sirkulær vann tett betongstøp for permanent sikring som ble installert suksessivt etter hver korte salve. Grunnet muligheten for å drive en dypere «by-pass» tunnel forbi sonen kunne Oslofjordtunnelen åpne mer eller mindre til planlagt tid.

3.8.6 Kraftverkstunneler ved Sauda og Øvre Otra kraftverker

Det var store vannlekkasjer over store deler av tunnelene, med omfattende tettarbeider som medførte store ekstraomkostninger og økt byggetid. Erfaringene herfra tilsier at det sannsynligvis er lave horisontalspenninger som er hovedårsaken til vannlekkasjene.

4 Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkningsdel)

4.1 Geologiske forhold

4.1.1 Påhugg og søndre del av tunnel

Forskjæringen og påhugget til Boknafjordtunnelen i sør vil bli etablert i entrepriise E06. Det legges opp til at E03 entreprenør først driver og sikrer tunnelen til ca. 1 m forbi fremtidig påhuggsflate (frem til profil 1089 for løp 11) som entrepriise E06 senere etablerer i profil 1090. Bergoverdekningen i den sørlige delen av tunnellopene vil være begrenset. Bergoverdekningen over påhuggene vil være ca. 6 m over løp 11 og ca. 9 m over løp 12000. Som beskrevet i kapittel 1.2 vil det være siktutvidelse nærmest påhugget, noe som fører til relativt store spennvidder i kombinasjon med lav bergoverdekning. Bergoverdekningen kan forventes å være relativt lav frem til dyprennen ved profil 1225-1300 (løp 11) er passert. Det vises til tegning 03-V06-109 og 03-V06-110.

4.1.2 Bergartsfordeling i tunnelnivå

Eksakt forløp av bergartsgrenser er usikkert, og noen av bergartsgrensene under sjø er basert på strukturgeologiske antagelser. Det er derfor knyttet usikkerheter til den geologiske modellen. Bergartsgrenser på sjøbunn er antatt å være i henhold til geologisk modell produsert av NGU (Figur 4), se også Tabell 5 og V-tegninger. Siden bergart IV ikke ble rapportert påtruffet i utløpstunnelen for SNJ, se [16], så skal det legges til grunn at det kun er bergart I og II som vil påtreffes i Boknafjordtunnelen sør. Tunnelsålen i ytre del av utløpstunnelen ligger omtrentlig på kote -94 m og er lokalisert omtrentlig 225 m nord for profil 6540 (løp 11).

Tabell 5 Antatte bergarter i tunnelnivå

Antatt profilnummer hovedløp 11000	Bergart	Bergartsgrense
1110-6600	I: Ryfylke skifer – fyllitt og glimmerskifer, Kambrium – Ordovisium kvartsrik skifer	Det er antatt at bergartsgrensen ved ca. profil 6600 er steil. Fallvinkel og eksakt plassering til bergartsgrensen er meget usikker og er basert på antagelser.
6600-10050	II: Karmøy ofiolitt – gabbro, intrusive mafisk og ultramafisk berg – Ordovisium (nedre)	-

4.1.3 Svakhetssoner

Svakhetssoner er tolket ved hjelp av flyfoto, topografiske og batymetriske kart, resultater fra grunnundersøkelser, og informasjon fra feltkartlegging utført av SINTEF [1] og NGU [2]. På grunn av løsmasser, utfyllinger og lignende, er det ofte ikke tydelige trekk i topografien som kan angi svakhetssoner på land. For delen av tunnelen som går under sjø er tolkning av svakhetssoner i stor grad basert på resultatene fra refraksjonsseismikk, samt informasjon fra kjerneboringer og tolkning av

strukturer/lineamenter. Siden mesteparten av tunnelen ligger under havet kan det ikke utelukkes at tunnelen vil kunne påtreffte partier med redusert bergmassekvalitet i tillegg til de overnevnte sonene. Dette gjelder spesielt soner med lav fallvinkel og som ikke har utgående i dagen eller på havbunnen i nærheten av traseen.

Antatt beliggenhet og orientering av svakhetssoner er vist på ingeniørgeologiske plan og profiltegninger i Vedlegg 1. Svakhetssoner er antatt der refraksjonsseismikk viser hastigheter under 4000 m/s. Antatt beskaffenhet av sonene basert på seismisk hastighet er vist i Tabell 6 **Error! Reference source not found.** Det knyttes imidlertid stor usikkerhet til sammenheng mellom seismisk hastighet og svakhetssoners beskaffenhet/karakteristikk.

Svakhetssoner er inndelt i klasser (I, II og III) hvor klasse II er antatt å kunne gi større utfordringer for tunneldriving enn klasse I (for eksempel med tanke på vanntetting og bergstabilitet), og så videre. Klassifiseringen tar utgangspunkt i svakhetssonens bredde og seismisk hastighet, og fremkommer fra matrisen vist i Tabell 7. Antatt bredde er basert på mål langs med seismisk profil. Der det foreligger flere seismiske profil for en sone er oppgitt bredde basert på en vurdering av de ulike profilene og deres nærhet til tunnelen. Det er alltid sonens bredde som brukes, ikke krysningslengde med tunnelen. Seismisk hastighet er gjennomsnittlig hastighet. Der det finnes flere seismiske profil for en sone er den laveste hastigheten benyttet. Tabell 8 gir en oversikt over alle antatte svakhetssoner (her oppgis blant annet retning på sonene i forhold til tunnelaksen). For enkelte soner, der hvor supplerende informasjon (fra for eksempel kjerneprøver) tilsier behov for dette, er det gjort en justering av klasse. Informasjon om dette fremkommer i fotnoter til tabellene.

Det er viktig å påpeke at en klassifisering slik som den benyttet her er basert på fagmessig skjønn, og at det derfor vil være usikkerheter knyttet til denne vurderingen.

Tabell 6 Antatt oppbygning og sammensetning av svakhetssoner ved ulike seismiske hastigheter.

Seismisk hastighet	Antatt oppbygning av sonen
4000 - 4500 m/s	Moderat – sterkt oppsprukket berg / sprekkesone
3500 - 4000 m/s	Svakhetssone, sterkt oppsprukket
3000 - 3500 m/s	Knusningssone
< 3000 m/s	Leirholdig knusningssone / leirsone / sand-grus

Tabell 7 Klassifisering av svakhetssoner basert på sonebredde og seismisk hastighet

Sonebredde	Seismisk hastighet		
	3500 - 4000	3000 - 3500	≤ 3000
< 5 m	I	I	II
5 - 15 m		II	
> 15 m	II		III

23 svakhetssoner antas å krysse tunnelen innenfor prosjektområde E03. Opplysninger om antatte svakhetssoner er oppsummert i Tabell 8.

Det presiseres at fall og mektighet på svakhetssoner tolket fra refraksjonsseismikk er svært usikkert, slik at reell plassering og mektighet til svakhetssoner i tunnelnivå i Tabell 8 er beheftet med betydelig usikkerhet. Det er også sannsynlig at tunnelen vil passere svakhetssoner som ikke er avdekket av forundersøkelsene, dette gjelder spesielt flattliggende soner som ikke har utgående i dagen/under sjø.

Det må forventes behov for omfattende undersøkelser foran stuff, injeksjon, reduserte salvelengder/delt tverrsnitt og tung bergsikring ved passering av disse svakhetssonene. Det forventes at enkelt- eller dobbeltarmerte sprøytebetongbuer vil være tilstrekkelige som permanentsikring i mange tilfeller, men det kan bli behov for tyngre sikring som eksempelvis gitterbuer og full utstøpning, eventuelt armerte sprøytebetongbuer i kombinasjon med sålestøp. Det vil kunne bli behov for spesiell dimensjonering av driving og bergsikring. For å håndtere vannlekkasjer i forbindelse med krysning av svakhetssoner eller permeable sprekker i bergmassen antas det at dette håndteres med systematisk sementbasert forinjeksjon gjennom svakhetssoner og permeabel bergmasse. Spesielle tiltak for å håndtere vannlekkasjer kan bli nødvendig. Dette presenteres nærmere i delkapittel 4.1.4 og 4.4.2

Tabell 8 Oversikt over antatte svakhetssoner for E03. Profilerings er vist for linje 11000.

Sone nr.	Antatt profil nr. linje 11000	Retning i forhold til tunnelakse [°]	Antatt bredde svakhetszone [m]	Antatt bergoverdekning [m]	Seismisk snitthastighet [m/s]	Svakhetssoneklasse
1 ¹⁾	1035	-	10	-	2900	II ²⁾
2	1235	50	10	10	2800	II ²⁾
3	1260	20	10	10	2900	II ²⁾
4	1400	35	10	30	2900	II ²⁾
5A	1650	10	30	60	3400	II
6	2050	60	25	80	3400	II ²⁾
5B	2070	35	15	80	3300	II ²⁾
7	2300	40	20	90	-	II ²⁾
8	3450	55	50	115	3700	II
9	3525	55	40	120	3500	II
10	3850	75	50	125	3100	II
11	3950	75	40	130	3800	II
12	4200	75	10	145	-	I
13	4550	25	30	165	2700	II ²⁾
14	4700	25	30	170	2500	II ²⁾
15	6600	90	20	170	3400-4100	II
16	6700	90	30	100	3100-3200	II
17	6850	70	30	70	3000-3300	III ³⁾
19	7125	70	50	70	3000-3500	III ³⁾
18	7150	60	50	70	3600-4100	II

20	7600	55	40	170	3700	II
21	7900	45	40	170	3200-3800	II
22	8800	90	10	200	3500	I
23	9450	70	30	160	3500-3800	II

1) Sone 1 antas å ligge ca. 25 m øst for påhugget, og det antas at den ikke vil berøre tunnelen.

2) Nedjustert klasse basert på erfaringer fra IVAR anlegg (inkludert innløp og utløpstunnel), samt at tunnel ligger under land.

3) Basert på informasjon fra seismikk, bredde og seismisk hastighet nærme 3000 m/s, vurderes sonene til å ligge i grensen mellom klasse II og III. Klassen til sonene settes derfor til klasse III.

Utløpstunnelen til Sentralrenseanlegg Nord-Jæren [16] ligger ca. 150 m nord for hovedtunnelen, er 4,1 km lang (normalprofil ca. 20 m²) og går parallelt med hovedløpene frem til ca. profil 6600. Tunnelen ble arbeidssikret med 38 stk. ekspansjonsbolter og 61 m³ sprøytebetong, samt permanent sikret med 250 stk. sikringsbolter. Det foreligger ikke informasjon vedrørende om utløpstunnelen ble drevet gjennom svakhetssoner, men det ble rapportert om at tunneldriften gikk svært bra frem til nær utslaget under vann, slik at det ikke er noe som tilsier at utfordrende svakhetssoner ble påtruffet. Grunnet forhold omtalt i kapittel 3.7.1 er imidlertid ikke erfaringene fra utløpstunnelen nødvendigvis direkte overførbare til Boknafjordtunnelen sør.

4.1.4 Vannlekkasje

Vannlekkasjer i tunneler og bergrom forventes hovedsakelig å opptre langs spesielle sprekkesoner, men det forventes også at det vil forekomme en viss grad av generell lekkasje gjennom de øvrige sprekkeene i bergmassen.

Erfaringsmessig kan det forekomme større vannlekkasjer i forbindelse med kryssing av svakhetssoner. I forbindelse med kryssende svakhetssoner og lav bergoverdekning kan lave bergspenninger eller strekkspenninger sammen med høye vanntrykk medføre store innlekkasjer i tunnel. Når en forventer å påtreffte slike vil det generelt være anbefalt å utføre kjerneboring og sonderboring for å kunne være forberedt på forholdene foran stoff, samt eventuelt kunne iverksette systematisk forinjeksjon. Entreprenøren er ansvarlig for å ha tilstrekkelig pumpekapasitet for å håndtere store vanninnbrudd på stoff, det henvises til teknisk beskrivelse.

Tiltak for å håndtere vannlekkasjer i forbindelse med kryssing av svakhetssoner eller permeable sprekker i bergmassen blir tatt opp i kapittel 4.4.2.

4.1.5 Bergspenninger

Bergmassen vil enkelte steder i tunneler og bergrom kunne være spenningsavlastet, noe som kan medføre økt sikringsbehov. Dette kan for eksempel gjelde nær påhugget i sør, under søkket ved ca. profil 1250 for løp 11, og ved passering av svakhetssoner. I områder med store spennvidder og/eller kompleks geometri, slik som i området for ventilasjonstunneler med tilhørende bergrom og sjakter, vil spenningssituasjonen kunne være avgjørende for drive og bergsikringsmetodikken. Bergspenninger vil også kunne ha innvirkning på injeksjonsbehovet. For eksempel der en har lave spenninger eller strekkspenninger i bergmassen vil dette, særlig i kombinasjon med høyt vanntrykk, kunne bidra til at sprekker kan være åpne (eller åpnes) og således kunne gi større vannlekkasjer.

Høye spenninger i stive/kompetente bergarter kan medføre sprakefjell i tunnelene, både ved og på stoff og lenger bak i ferdig drevet og sikret tunnel/bergrom. Normalt vil de største utfordringene være knyttet til høye spenninger og/eller høy anisotropi (i.e. forskjell mellom største og minste hovedspenning), noe som medfører høy konsentrasjon av tangentielle spenninger rundt tunneler og bergrom. Sprakefjell er

ikke vurdert som sannsynlig i dette prosjektet, i hvert fall ikke i stor utstrekning, men det kan ikke utelukkes.

For steder med redusert bergmassestyrke/kvalitet og/eller for svakhetssoner i ellers kompetent bergmasse kan det forekomme tyteberg (squeezing). Spesielt gjelder dette ved passering av store svakhetssoner og ved driving gjennom partier med svakere bergartslag som for eksempel svartskifer.

Spenningsmålinger på Tungenes indikerer at det kan forekomme relativt høye tektoniske bergspenninger innenfor prosjektområdet. I tilfeller hvor det forekommer høy spenningsanisotropi i duktile bergarter (f.eks. fyllitt og glimmerskifer) kan det oppstå deformasjoner i tunnelprofilen grunnet spenningskonsentrasjoner som overgår bergmassens trykkfasthet. Dette er vurdert som mest sannsynlig når tunnel nærmer seg/passerer svakhetssoner eller svake bergartslag, men det kan også forekomme andre steder hvor det er stor forskjell mellom minste og største hovedspenning i duktile bergarter. Ved eventuelle uakseptable deformasjoner kan et opplegg med for eksempel fendrende bergsikring (i.e. fleksibel bergsikring som tillater deformasjon) installert nær stoff benyttes for å redusere/kontrollere deformasjoner. I slike partier kan det også være aktuelt å overvåke bergmassen med bolteekstensometer og konvergensmålere for å avdekke eventuelle deformasjoner. Ved påvisning av uakseptabel deformasjon må det suppleres med ytterligere bergsikring. Se for øvrig kapittel 4.7.3 for nærmere vurdering av bergspenninger i ventilasjonssystemet.

4.1.6 Svake bergartslag

I Ryfylkeskifergruppen det forventet at tunnelen vil måtte drives gjennom svake bergartslag som for eksempel svartskifer. Denne bergarten kan reagere med luft og vann fra tunnelmiljøet og styrken kan da svekkes ytterligere. I slike tilfeller er det viktig å påføre sprøytebetong (i tillegg til annen bergsikring) kort tid etter at salven er skutt for å redusere bergmassens eksponeringstid mot luft og vann. Som nevnt i delkapittelet over kan det forekomme «squeezing» i slike partier og da er det viktig å overvåke bergmassen (for eksempel med bolteekstensometer) for å avdekke eventuelle deformasjoner. Ved påvisning av deformasjoner må bergsikringen trolig suppleres og dimensjoneres for å ivareta stabiliteten.

4.1.7 Svelleleire

Svelleleire er leire som kan absorbere store mengder vann som dermed vil medføre en vesentlig volumutvidelse. Smektitt er en fellesbetegnelse på en rekke leirmineraler som har slike egenskaper.

Svelleleire kan skape problemer i tunneler ved at den etter at tunnel/bergrom er ferdigstilt trekker til seg vann og ekspanderer. Denne ekspansjonen kan medføre et betydelig trykk på sikringskonstruksjoner, eller på sprekker i usikret bergmasse, og kan dermed medføre brudd i sikringskonstruksjonen og eventuell utrasing.

Svelleleire kan forekomme generelt fordelt på sprekker i bergmassen, og beskjedne mengder vil ikke nødvendigvis ha betydning for tunneldriving (avhengig av blant annet sprekkeorientering). Dersom leiren opptrer i større mektighet, eksempelvis kombinert med oppkjust berg i svakhetssoner, vil det akkumulerte svelletrykket kunne medføre utrasing og suksessiv utgraving av massene i svakhetssonen. Om leiren opptrer "bak" potensielt løse blokker, med ugunstig sprekkeretning, vil svelling kunne medføre at enkeltblokker presses ut. Forekomst av svelleleire (med varierende svellepotensiale) er sannsynlig innenfor prosjektområdet, dette gjelder spesielt i kjernen til svakhetssoner og i leirslepper.

4.2 Bergmassekvalitet

Basert på informasjon og tolkninger beskrevet i tidligere kapitler er det gjort et estimat av fordelingen av bergmasseklasser langs Boknafjordtunnelen sør, se Tabell 9. Det er knyttet store usikkerheter til

estimert da mesteparten av tunnelen ligger under sjø. Sammenhengen mellom bergmasseklasser og sikringsklasser er nærmere beskrevet i kapittel 4.4.

Tabell 9 Antatt fordeling av bergmasseklasser langs tunnelen

Bergmasseklasse	Q-verdi	Antatt andel av tunnel
A/B	10 - 100	25 %
C	4 - 10	40 %
D	1 - 4	20 %
E	0,1 - 1	10 %
F	0,01 - 0,1	4 %
G	< 0,01	1 %
Sum		100 %

4.3 Driveforhold

Det er ikke registrert noe som indikerer spesielle forhold i forbindelse med borbarhet og sprengbarhet utover det som må forventes ved driving i de forskjellige typer bergarter.

Det må påregnes bruk av reduserte salvelengder og/eller delte salver ved kryssing av svakhetssoner og partier med liten overdekning. Antatt spesielt krevende partier er beskrevet i delkapittel 4.7. I forbindelse med svakhetssoner er det forventet bore- og ladevansker.

Fyllitt er normalt en tungsprengt bergart og krever høyt spesifikt sprengstofforbruk. Fyllittens sprengsteinsmasser er ikke egnet til bruk i anleggskjørebaner slik at eksterne pukkmasser må tilkjøres. Erfaringsmessig har det vært lite vannlekkasjer i fyllitten i Stavangerområdet, dette pga. at fyllitten som regel har lav hydraulisk ledningsevne. Imidlertid vil sprekker og svakhetssoner kunne være vannførende.

Både Ryfylkeskiferen og Karmøyofiolitten inneholder linser og/eller benker med kvarts, noe som vil kunne medføre økt borslitasje. Erfaringer fra driving av nærliggende tunneler indikerer at bergmassen kan ha en benket struktur som gir dårlig brytning.

4.4 Stabilitetssikring

4.4.1 Sikringsmengde i de ulike bergklassene

Tabell 6.1 i Statens vegvesens Håndbok N500, som beskriver sammenhengen mellom bergmasseklasser og sikringsklasser, vil generelt benyttes som utgangspunkt for dimensjonering av permanent sikring. Tabell 6.1 er gjengitt her i Tabell 10. Minimum midlere sprøytebetongtykkelse i saltvannssonen skal være 100 mm.

Tabell 10 Sammenheng mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser for permanent sikring (gjengitt fra Håndbok N500, Tabell 6.1). Til tabellen hører også kommentarer som er listet opp under tabellen i Håndbok N500, kapittel 6.3.2.

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1 m. Q = 100 – 10	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm*
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m. Q = 10 – 4	Sikringsklasse II - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm* - Systematisk bolting c/c 2 m
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 4 – 1	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm - Systematisk bolting c/c 1,75 m
E	Svært dårlig bergmasse. Q = 1 – 0,2 ----- Q = 0,2-0,1	Sikringsklasse IV - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting c/c 1,5 m ----- - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer Buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c buer 2-3 m, Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3-4 m - Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,1 – 0,01	Sikringsklasse V - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150-250 mm - Systematisk bolting, c/c 1,0-1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer Buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c buer 1,5-2 m Buene boltes systematisk, c/c bolt 1,0 m, boltelengde 3-6 m Doble buer kan erstattes med gitterbuer - 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

* minimum midlere tykkelse på sprøytebetong i saltvannssonen skal være 100 mm.

4.4.2 Sikringsmetoder

Stabilitetssikringen forventes som basis å bestå av bolter og fiberarmert sprøytebetong. Sikringen skal utføres systematisk og i hovedsak på stuff. Sikringsomfanget tilpasses bergkvaliteten lokalt, slik at tilfredsstillende stabilitet oppnås.

Ved kryssing av svakhetssoner vil det være nødvendig med tyngre sikring. Dimensjonering av sikring i svakhetssoner må vurderes i hvert tilfelle, og må ikke nødvendigvis følge Tabell 10 i detalj. Dette fordi det er vanskelig å bestemme riktig sikring kun ut fra bergklasse (Q-verdi). Orientering og kompleksitet av svakhetssoner vil blant annet være viktige parametere som innvirker på stabilitetsnivået.

Det er aktuelt med kjerneboring før passering av antatt utfordrende svakhetssoner i prosjektet. Det er forventet behov for driving med reduserte salvelengder, systematisk forbolting og sikring med armerte sprøytebetongbuer. I noen av svakhetssonene er det også forventet behov for armert sålestøp i kombinasjon med armerte sprøytebetongbuer, eventuelt sålestøp i kombinasjon med full utstøpning av tunnelen. Det er forventet et behov for spesiell dimensjonering av drivemetode og bergsikring i sikringsklasse G.

I ventilasjonssjaktene er det forventet behov for påføring av fiberarmert sprøytebetong, samt bergsikringsbolter og eventuelt bergbånd. Det kan antas også behov for stedvis forinjeksjon i sjaktene, se tegning 03-V31-015. Dette er nærmere beskrevet i delkapittel 4.7.3.

For å håndtere vannlekkasjer i forbindelse med kryssing av svakhetssoner eller permeable sprekker i bergmassen antas det at dette håndteres med systematisk sementbasert forinjeksjon ved driving gjennom svakhetssoner og permeabel bergmasse. Store lekkasjer kan utvikle seg ved utvasking av sone- og sleppe-materiale selv om sonderboring/kjerneboring antyder mindre innlekkasjer. Det kan derfor bli aktuelt å utføre systematisk forinjeksjon uavhengig av innlekkasje i sonderhull når det drives i områder med høye vanntrykk og lav bergoverdekning, og når det avdekkes redusert bergmassekvalitet (slepper og svakhetssoner) i sonderhull/kjernehull.

I tilfeller hvor systematisk forinjeksjon ikke er tilstrekkelig må det vurderes andre typer injeksjonsmidler som for eksempel kjemisk injeksjon (polyuretan) eller andre mulige metoder. På grunn av høye vanntrykk ved tunnelnivå kan det bli behov for innstøpte stålrør (standpipes) som det bores gjennom, for så å kunne stenge vannstrømmen med mekanisk stoppekran. Det kan videre injiseres gjennom disse. «Standpipes» kan være løsningen hvor man ikke får presset inn tradisjonelle injeksjonspakkere i injeksjonshullet pga. høye vanntrykk.

Prinsipp for sonderboring og forinjeksjon er vist i tegning 03-V10-201. Prinsipp for armerte sprøytebetongbuer er vist i tegninger 03-V10-251 og 03-V10-261.

Bolter til permanent sikring skal være fullt innstøpte, varmforsinket og pulverlakkert med epoxy. Det skal benyttes stålfiber i sprøytebetongen.

Det vil være overlapp på ca. 6 m mellom entreprise E03 og E06. Dette innebærer at de siste 1-2 m av E03 entreprisen bør sikres med for eksempel glassfiberbolt og sprøytebetong. Dette med tanke på senere arbeider i E06 hvor det skal sprenges forskjæring og etableres påhuggsflate.

4.5 Aktuelle tiltak i byggefasen og i driftsfasen

Tabell 11 beskriver aktuelle tiltak under driving av tunnelen som oppfølging, målinger og kontroll samt tiltak utover vanlig stabilitetssikring. I tabellen er det også beskrevet aktuelle tiltak under bruk av tunnelen utover observasjoner og vanlig vedlikehold.

Tabell 11 Noen aktuelle tiltak under bygging av tunneler, og i driftsfasen.

Type stabilitet		Tiltak		
Berg- masse klasse	Svak- hets- sone klasse	Under bygging ¹⁾		Driftsfasen
		Oppfølging/målinger/ kontroll	Aktuelle tiltak utover vanlig stabilitetssikring ²⁾	Aktuelle tiltak utover observasjoner/ vanlig vedlikehold
A/B		- Ingeniørgeologisk kartlegging før tildekking med sprøytebetong.	- Sonderboring - Ev. forinjeksjon m/ kontrollhull - Kjerneboring foran stuff ³⁾ - Seismikk ved stuff ⁴⁾	
C		- Observasjon og kartlegging av bergforholdene etter hver salve før tildekking med sprøytebetong - Oppfølging av driving og av utførelse av sikringsarbeider - Registrering av lekkasjer i sonderhull	- Samme som A/B	- Ev. labtesting av leirmateriale
D		- Samme som C	- Samme som C - Ev. labtesting av leirmateriale	- Samme som C
E	I-II	- Samme som C og D - Ev. deformasjons- og konvergensmålinger	- Samme som C og D - Utvidelse av tunneltverrsnitt - Ev. konvergensmålinger - Ev. sprøytebetong på stoffen - Ev. bruk av selvborende stag - Ev. reduserte og/eller delte salver	- Samme som C og D - Ev. konvergensmålinger
F	I-II	- Samme som C, D og E - Ev. måling av tøyning i sprøytebetongbuer - Vanntrykksmålinger bak betongutstøpning	- Samme som C, D og E - Ev. bruk av gitterbuer istedenfor sprøytebetongbuer	- Samme som C, D og E - Ev. måling av tøyning/deformasjoner i sprøytebetongbuer - Vanntrykksmålinger bak betongutstøpning
G	II-III	- Samme som C, D, E og F - Registrering av bergartsegenskaper	- Samme som C, D, E og F - Ev. ekstra forsterkning med for eksempel utstøpning	- Samme som C, D, E og F

¹⁾ For alle klassene gjelder utarbeidelse av prognose for den videre driften. Dette er særlig aktuelt i klassene D-G der prognoser for neste salver/neste 10-25 m tunnel bør utarbeides og kontinuerlig oppdateres.

²⁾ Dette er stabilitetssikring som er tilpasset de stedlige forholdene og er vist i Tabell 10

³⁾ Det forutsettes kjerneboring foran stuff evt. sidenisjer når en nærmer seg antatt utfordrende svakhetssoner.

⁴⁾ Det forutsettes seismikk ved stuff som et supplement til kjerneboring/sonderboring.

4.6 Aktuelle undersøkelser i byggefasen

4.6.1 Sonderboring

Det skal sonderbores systematisk i hele tunnelens lengde. Det vises til tegning 03-V10-201 med prinsipper for sonderboring. Sonderboring vil benyttes for å skaffe opplysninger om bergmassekvalitet og vannforhold foran stoff, og vil således være en del av grunnlaget for beslutning rundt injeksjon og sikringsomfang.

4.6.2 Kjerneboring på stoff

Det er aktuelt å kjernebore fra stoff eller sidenisjer gjennom svakhetssoner som antas å kunne gi spesielt krevende forhold med tanke på driving, stabilitet eller innlekkasjer. Dette gjelder spesielt når tunnel nærmer seg soner 16-19 under søkket i Håsteinfjorden (Tungenesforkastningen). Behovet for eventuell kjerneboring fra stoff og eventuelt sidenisjer må imidlertid vurderes fortløpende under driving basert på blant annet sonderboring, MWD og erfaringer fra bergmassen og svakhetssoner som tilegnes under tunneldrivingen.

4.6.3 Seismikk på stoff

Statens vegvesen har utført forsøk med seismikk på stoff i Ryfastprosjektet. Metoden har vært vist seg å kunne være et nyttig supplement for å kartlegge bergmassen foran stoff. Metoden er geofysisk og gir et bilde av lydshastigheter i bergmassen rundt og foran tunnelen (ca. 150 m). Det presiseres at denne metoden ikke reduserer behov for sonderboring, og ikke nødvendigvis kjerneboringer for å kartlegge bergforhold foran stoff, men at den kan være et nyttig supplement til disse metodene. Seismikk på stoff kan for eksempel være et nyttig verktøy for å bestemme når man skal starte kjerneboring. Metoden utføres i hovedsak av byggherren, men konkurransegrunnlaget inkluderer blant annet forberedende arbeider, skyting, samt stans/hefttid for tunneldrivingen.

4.6.4 Prøvetaking

Prøvetaking av materiale fra eventuelle leirslepper/svakhetssoner og partier med omvandlete bergarter tas for analyser av blant annet svellepotensiale og svelletrykk. Materialinnhold i leirslepper/svakhetssoner vil inngå i vurderingen av permanent bergsikring.

4.6.5 Konvergenzmålinger og lastceller

Ved eventuelle spesielt krevende svakhetssoner og i områder med lav innspenning vil det være aktuelt å utføre konvergenzmålinger og/eller installere lastceller i sprøytebetong- og gitterbuer.

4.6.6 Ingeniørgeologisk kompetanse

Byggherren vil ha mannskap med ingeniørgeologisk kompetanse for oppfølging av tunnelarbeider og bestemmelse av permanent bergsikring. Det forutsettes at entreprenøren også innehar/benyttar eget personell med god ingeniørgeologisk kompetanse med tanke på vurderinger innen planlegging og utførelse av bergarbeidene i dette prosjektet.

4.7 Spesielt krevende partier

Dette kapittelet tar for seg anleggsdeler som er forventet å være spesielt krevende. Det må i tillegg forventes områder under tunneldrivingen som er spesielt krevende og som ikke er inkludert i dette kapittelet.

4.7.1 Profil 1225-1300 (løp 11)

Mellom profil ca. 1225 og 1300 (løp 11) er det registrert en dyprenne. Dyprennen er mest markert over løp 11, som passerer under dyprennen med ca. 9 m bergoverdekning. Løsmassemektheten i dyprennen er i overkant av 10 m. Løp 12 krysser dyprennen med ca. 14 m bergoverdekning. Det vises til tegninger 03-V06-109 og 03-V06-110 i Vedlegg 1 for detaljer.

Seismiske undersøkelser utført over dyprennen har avdekket en lavhastighetszone med bredde på ca. 10 m og registrerte hastigheter på 2800-2900 m/s (svakhetssoner 2-3 i Tabell 8).

Det forutsettes sonderboring for kontroll av bergoverdekning og undersøkelse av bergmassekvalitet når tunnelen nærmer seg søkket. Det kan også bli aktuelt med supplerende undersøkelser fra stoff, som for eksempel seismikk og/eller kjerneboring. Videre forventes det at tunnelen vil bli drevet med reduserte eller delte salver og systematisk forbolting grunnet antatt dårlig bergmassekvalitet og begrenset overdekning. Som permanentsikring forventes det behov for tung sikring som vil måtte installeres ved stoff.

4.7.2 Kryssing under innløpstunnelen og fjellhaller til Sentralrenseanlegg Nord-Jæren

Boknafjordtunnelen krysser under innløpstunnelen til SNJ ved ca. profil 1860 for løp 11 og ca. profil 1800 for løp 12. Avstanden opp til innløpstunnelen er ca. 15 m. Vinkelen mellom tunnelaksene er ca. 25-30°, noe som medfører at Boknafjordtunnelen vil bli påvirket av nærheten til innløpstunnelen over en forholdsvis lang strekning.

Tunnelen vil sannsynligvis måtte drives med forsiktig sprengning forbi krysningspunktet, for å minimere risikoen for nedfall i innløpstunnelen, hvor det er benyttet minimalt med bergsikring.

Blant annet for å unngå å risikere at avløpsvann dreneres fra innløpstunnelen og renseanlegget, legges det opp til systematisk forinjeksjon i dette området (se kapittel 5 for detaljer).

Det er mer enn ca. 50 m vertikalavstand mellom Boknafjordtunnelen og fjellhaller til SNJ. Bortsett fra risiko for avløpsvann til tunnel og eventuelle tiltak for å holde seg innenfor vibrasjonskrav er kryssingen av fjellhallene ikke vurdert som spesielt utfordrende.

4.7.3 Ventilasjonssystem

Bergmassen i ventilasjonssystemet er generelt vurdert som god, med unntak av to antatte svakhetssoner med strøk øst-vest (se tegning 03-V31-001).

Bergspenningsmålinger utført i kjerneboring på Tungenes indikerer høye tektoniske spenninger i området. Kjerneboringen som er boret vertikalt langs ventilasjonsjakt (innluft) viser at bergarten er fyllitt med generelt flattliggende foliasjon, dog med noe varierende fallvinkel. I tilfeller hvor det forekommer høy spenningsanisotropi i duktile bergarter (f.eks. fyllitt og glimmerskifer) kan det oppstå deformasjoner i tunnelprofilen grunnet spenningskonsentrasjoner som overgår bergmassens trykkfasthet. Dette er vurdert som mest sannsynlig hvor tunnel nærmer seg/passerer svakhetssoner, men også hvor tunnelaksen har ugunstig orientering i forhold til største horisontalspenning i kombinasjon med redusert bergmassekvalitet. Mesteparten av ventilasjonstunnelene og begge ventilasjonshallene er vurdert å ha

gunstig orientering i forhold til største hovedspenning (retning ca. NV-SØ). Spenningskonsentrasjoner i tunnelprofilen (spesielt i hengen) i kombinasjon med flattliggende foliasjon, kan imidlertid medføre brudd langs foliasjonsflater som igjen kan medføre økt bergsikringsbehov.

I de vertikale ventilasjonssjaktene kan det forekomme deformasjoner grunnet spenningskonsentrasjoner/-avlastinger (strekk) i sjaktveggene, da det er forventet høye horisontalspenninger. Avstanden mellom sjakter er ca. 10 m, og spenningsomlagring i bergmassen rundt de to ventilasjonssjaktene vil kunne føre til økt spenningskonsentrasjon/avlastning rundt sjaktene. Dette betyr at spenningsomlagring i bergmassen rundt sjakter sannsynligvis vil kunne pågå inntil begge sjakter er ferdig drevet.

Ved eventuelle uakseptable deformasjoner kan det vurderes å installere fendrende bergsikring (i.e. fleksibel bergsikring som tillater deformasjon) for å redusere/kontrollere deformasjonene. I slike partier kan det også være aktuelt å overvåke bergmassen med bolteekstensometer og konvergensmålere for å avdekke eventuelle deformasjoner. Ved påvisning av uakseptabel deformasjon må det suppleres med ytterligere bergsikring.

I ventilasjonssjaktene er det forventet behov for påføring av fiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med bergsikringsbolter og eventuelt bergbånd. Det kan i tilfeller av uakseptable deformasjoner bli behov for tyngre sikring.

I toppen av sjaktene, før sjakt driving starter, antas det behov for forinjeksjon med tanke på å redusere bergmassens permeabilitet under ventilasjonstårnene. Det kan også bli behov for stedvis forinjeksjon videre nedover i sjaktene, se tegning 03-V31-015.

I ventilasjonshallene er det forventet systematisk påføring av fiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med sikringsbolter (se tegning 03-V31-016), samt armerte sikringsbuer i overgangen til ventilasjonssjakter (se tegning 03-V31-11 og 03-V31-012). Behov for eventuell forinjeksjon i ventilasjonssystemet må tilpasses underveis basert på geometri og entreprenørens driveopplegg.

I partier hvor en sikrer berg midlertidig, og som skal sprenges bort i ettertid (for eksempel mellom hovedløpene og overliggende ventilasjonstunneler), er det lagt opp til at glassfiberbolter kan være en mulig boltetype (se tegning 03-V31-011 og 03-V31-012).

Bergsikring i ventilasjonssystemet (i.e. ventilasjonstunneler, -haller og -sjakter) må som alle andre steder i prosjektet tilpasses de stedlige bergforholdene.

4.7.4 Profil 6500-7500 (løp 11)

Refraksjonsseismikk utført i dette området har vist at bergoverflaten faller forholdsvis bratt i en svært markert kløft (Tungenesforkastningen) mellom tunnelens ca. profil 6500 og 7500. Basert på resultater og tolkning av refraksjonsseismikk utført av Rambøll [12] er kløften fylt med opptil 75 m med løsmasser over gjeldende tunneltrasé og bergnivået går ned til ca. kote -205 m. Basert på disse resultatene vil tunnelen passere under kløften med ca. 70 m bergoverdekning på det minste. Rambøll påpeker at det grunnet store løsmassetykkelser var utfordrende å tolke bergoverflaten, og for flere av profilene ble bergnivået av denne grunn ikke rapportert. Det er derfor knyttet usikkerhet til faktisk bergnivå. Det har tidligere blitt utført akustisk profilering og refraksjonsseismikk med tilhørende tolkning nord og sør for gjeldende tunneltrasé av Geomap [9]. Seismikkprofil P9/06 ca. 150 m mot nord og P20/06 ca. 500 m mot nord har vist et bergnivå som går helt ned til henholdsvis kote -221 m og kote -237 m, med løsmassetykkelser 90 m og 100 m. Seismikkprofil P5/02 ca. 250 m mot sør har vist et bergnivå ned til kote -210 m med løsmassetykkelse opp til 80 m. Geophysix [10] har også utført noen refraksjonsseismiske linjer i dette området nord for gjeldende tunneltrasé og rapportert bergnivå ned til kote -206 m (seismikkprofil P3-1/2010). Dersom det legges til grunn et «worst case» bergnivå på kote -221 så vil det fortsatt være >50 m bergoverdekning over tunnelen ved passering av dette området.

Det er i området registrert en rekke lavhastighetssoner med bredde opp til ca. 70 m og seismiske hastigheter ned til ca. 3000 m/s. Grunnet utfordringer med å tolke bergoverflatens forløp og

bølgehastigheten i bergmassen må det forventes at det kan forekomme flere svakhetssoner på denne strekningen enn det som er påvist med refraksjonsseismikken. Se tegning 03-V01-103 for antatte geologiske forhold på denne strekningen.

Det anbefales å kjernebore foran stoff i dette partiet for å kartlegge beliggenhet og beskaffenhet av svakhetssonene. Det anbefales også å sondebore 5-7 sonderhull med 20 m overlapp mellom sonderskjermer når man driver gjennom svakhetssonene, slik at en har minimum 20 m bergmasse frem mot eventuelle vannlekkasjer.

Det er forventet at tunnel drives med redusert salvelengde og redusert tverrsnitt gjennom svakhetssonene. Det er forventet at tunnelene drives med systematisk forbolting (Ø32 mm lengde 6-8 m) gjennom sonene og det forventes behov for systematisk forinjeksjon (uavhengig av innlekkasje i sonderhull) med sementbaserte injeksjonsmidler. Det er forventet at profilet sikres med sikringsbolter, sprøytebetong, armerte sikringsbuer og bergbånd. I tillegg forventes det at sålen må forsterkes med armert sålestøp i svakhetssonene. Det er forventet at mesteparten av sikringsmidlene må installeres ved stoff.

Når bergforhold er avdekket må det gjøres en vurdering rundt behov for spesielle drivemetoder, som for eksempel bruk av rørskjerm foran stoff. Det kan også bli aktuelt med selvborende stag i dette partiet. Det er sannsynlig at det forekommer betydelig «squeezing» (deformasjoner) i forbindelse med svakhetssoner. Det er også forventet behov for spesiell dimensjonering av drive- og sikringsmetode ved krysning av svakhetssoner (bergklasse G).

Bergrommets stabilitet er svært avhengig av bergrommets størrelse og geometri. I tilfeller hvor eventuelle nisjer, tekniske rom eller tverrstoller havner i bergpartier hvor det avdekkes store svakhetssoner må det vurderes å flytte disse utvidelsene til partier med bedre bergmasse. Bergsikring må som alle andre steder i prosjektet tilpasses de stedlige bergforhold.

5 Hydrogeologiske vurderinger

5.1 Vurdering av konsekvenser ved grunnvannssenking

I berggrunnen beveger grunnvann seg i åpne sprekker og kanaler i berget. Der tunneler kommer i kontakt med slike kan det oppstå problemer med innlekkasje av grunnvann til tunnelene.

I utgangspunktet er ofte lekkasjer i bergmassen knyttet til:

- Svakhetssoner: forkastningssoner, knusningssoner, dype forvitringssoner (ofte sammenfallende) og i oppsprukket sideberg ved svakhetssoner
- Større enkeltsprekker
- Gangbergarter
- Bergartsgrenser

Naturtypers sårbarhet overfor grunnvannssenking er avgjørende for om en senkning av grunnvannsnivået over tunnelen vil være merkbar på ytre miljø over tunnelen. I de områdene hvor drivingen av tunnelen foregår under områder med bebyggelse kan setninger på bygg og infrastruktur generelt være et problem. Drenering til tunnel kan også påvirke overflatevann (tjern og bekker), samt grunnvannsressurser generelt.

Det foreligger ingen kjente målinger av grunnvannstand i området for E03.

5.2 Vurdering av sårbarhet

5.2.1 Ytre miljø

For at grunnvannslekkasjer til tunnelen skal ha konsekvenser for ytre miljø må grunnvannssenkingen over tunnelen ligge i områder med sårbare naturtyper, våte naturområder (tjern, vassdrag, myr eller grunnvannssoppkom) og/eller utrydningstruede dyrearter som kan påvirkes av en eventuell grunnvannssenking. Dette vil kunne merkes ved at det blir et tørrere naturmiljø der grunnvannstanden er nær overflaten dersom det ikke gjennomføres tiltak i forbindelse med tunnelbyggingen.

Det er kun registrert én viktig naturtype i Naturbase som kan være sårbar for grunnvannssenking som følge av eventuell lekkasje til sidetunnelen (<http://kart.naturbase.no/>). Hidlardammen er lokalisert ca. 70 m sørvest for sørgående løp ved ca. profil 1990 (se Figur 7). Lokaliteten er vurdert som viktig fordi det er en intakt dam i kulturlandskapet som ikke er ødelagt av forurensing og er en av få gjenværende slike dammer i kommunen. Det er imidlertid usikkerhet om dammen er et uttrykk for naturlig grunnvannsnivå da denne er lokalisert høyt i terrenget, mellom to mindre terrengforhøyninger. Terrenget omkring er generelt fallende på flere sider, noe som kan tyde på et naturlig lavere drenerende nivå for grunnvann. Dammen fremgår tydelig på flyfoto f.o.m. 1999, mens det ikke er mulig å bekrefte tilsvarende på flyfoto tilbake fra 1937. Det bemerkes at naturlig nedbørsfelt er svært begrenset, og at dersom Hidlardammen faktisk er et uttrykk for naturlig grunnvannsnivå så vil vannspeilet være svært sårbart for en avsenkning som følge av lekkasje til tunnel.

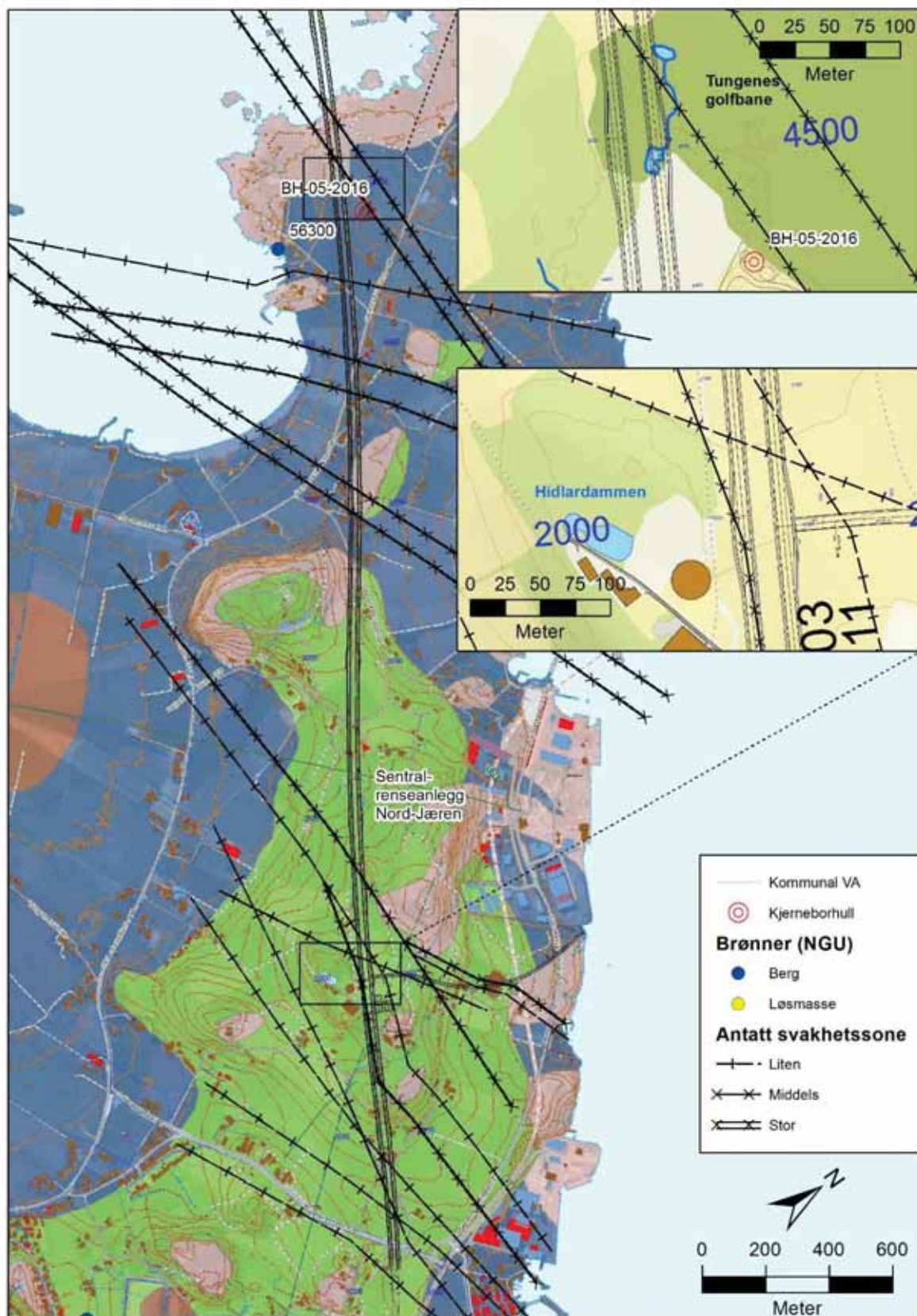
Det ligger to vannspeil rett over nordgående løp ved ca. profil 4490 og 4570, i tilknytning til Tungenes golfbane (se Figur 7). Overdekning i dette området er ca. 160-170 m. Vannspeil ved ca. profil 4490 kan ses på historiske flyfoto tilbake til 1960-tallet, mens vannspeil ved ca. profil 4570 først dukker opp på flyfoto etter 1999 (2003), etter at golfbanen ble anlagt. Sistnevnte kan således antas å være kunstig anlagt. Utførelse for denne er ikke kjent; om den er gravd ned under grunnvannspeilet, eller om den er utført med tett bunn og dermed baserer sin vanntilførsel på bekken fra oppstrøms dam i sør. Nedbørsfeltet til søndre dam er svært begrenset, og det antas derfor at dammen er et uttrykk for grunnvannstand i området. En ev. senkning av grunnvannstand vil kunne påvirke vannspeilet i søndre dam direkte, mens påvirkning av nordre dam vil avhenge av utførelse; enten direkte som for søndre dam, eller sekundært gjennom redusert vannføring i bekken mellom de to dammene.

5.2.2 Utsatte grunnvannsressurser

Private brønner, både drikkevannsbrønner og energibrønner, nær tunneltraseen kan få redusert kapasitet som følge av senket grunnvannsnivå. Om det injiseres under tunneldrivingen, kan injeksjonsmidlene tette og ødelegge brønner og installasjoner som ligger nær tunnelen. NGUs grunnvannsdatabase viser at det anses å være begrenset grunnvannspotensiale i løsmasser i området, og det er heller ingen registrerte brønner i løsmasser.

Omfanget av registrerte brønner er generelt lite, se Figur 7. Det er kun registrert én borebrønn i berg langs traseen, innenfor ca. 250 m fra tunneltrasé. Brønnen (NGU brønnr. 56300) er en energibrønn ca. 200 m sørvest for sørgående løp, ca. profil 4300. Avstand til tunnel, sammen med lokalisering nær sjø, gjør at denne ikke anses sårbar for grunnvannsenkning.

Foreliggende grunnlag viser kommunal vannforsyning frem til krysset Sandeveien/Tungenesveien, ca. profil 3400. Erfaringsmessig er det flere grunnvannsborehull enn det som er registrert i NGUs grunnvannsdatabase. Det kan således ikke utelukkes privat vannforsyning fra grunnvannsbrønner til husstander videre nordover mot Tungeneset. Det anbefales derfor dokumentering av ev. privat vannforsyning før anleggsstart.



Figur 7: Plassering av registrerte brønner på Randaberg (<http://geo.ngu.no/kart/granada/>) på bakgrunnskart for løsmasser (<http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>); rosa = bart fjell, grønn = moreneavsetninger, mørk blå = strandavsetninger. Brønnummering iht. NGUs brønndatabase.

5.2.3 Setningsproblematikk

En reduksjon i grunnvannsnivå kan gi setninger på bygninger og infrastruktur, dersom det er setningsutsatte masser i området.

Det er iflg. NGUs løsmassekart stort sett sammenhengende morenedekke over berg, stedvis bart fjell, fra entreprisegrensen og nordover til ca. profil 3300. Det er markert grustak i morenemasser rett vest for sørgående løp, ca. profil 1900, noe som kan tyde på at morenemassene har lite finstoffinnhold. Videre nordover til ca. profil 4500 dominerer marine strandavsetninger (vanligvis sand og grus), mens det lengst nord på Tungeneset hovedsakelig er bart fjell (<http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>). Arealbruken domineres av fulldyrka jord og beitemark.

Grunnundersøkelser bekrefter informasjon gitt i NGUs løsmassekart, med sand, grus og morenemasser i varierende mektighet over berg. Disse massetyperne har lite setningspotensial og grunnvannssenkning som følge av lekkasjer i tunnelen kan forventes å gi lite setninger i løsmassene.

5.3 Innlekkasje og tettekrav

Bergoverdekning over tunnelen er en viktig faktor for innlekkasje; ved stor overdekning er det vanligvis få åpne sprekker, samtidig vil stor overdekning tilsi høyt grunnvannstrykk. Erfaring tilsier at tunneler med stor overdekning har et stort grunnvannsreservoar og ofte større totale lekkasjer enn tunneler med liten overdekning. De største lekkasjene vil således forventes der permeable svakhetssoner med stor mektighet krysser tunnel på store dyp. For den delen av E03 som går under land tilsier dette at de største lekkasjene kan forventes ifm. kryssende svakhetssoner i nordvestre del av trasé.

Erfaringer fra andre tunneler i området er omtalt under kap. 3.7. Ifm. Sentralrenseanlegg Nord-Jæren (SNJ) ble det observert stedvis observert drypp i himlingen i nordlig del, samt i TBM rigghall. For øvrig fremstår berget som tett. Store lekkasjer oppsto først i siste del av utløpstunnelen under sjø. Ifm. Byfjordtunnelen var det generelt lite lekkasjer. Lekkasjene ble først observert en stund etter sprengning, og da i form av sildring og drypp. Injeksjonsskjermer ble kun benyttet under Soknasundet. Restlekkasje ved åpning var ca. 10 l/min/100 m.

Det er utført vanntapmålinger i kjerneborhull ved Tungenes golfbane (BH-05-2016, se Figur 7) i intervallet 120-175 m dyp. Det er ikke registrert vanntap i borehullet, noe som er i samsvar med lav statistisk vanngiverevne for bergartene i området [18], samt i samsvar med erfaringene fra driving av eksisterende avløpstunnel.

5.3.1 Begrensning av maks innlekkasje i tunnelen

Begrensning av innlekkasje i tunnelen er vurdert av hensyn til ytre miljø, vannressurser og fare for setninger på bygg og annen infrastruktur. Tettekrav, ut fra dette hensynet, er således kun relevant for den delen av tunnelen som går under land.

Vannforsyning sør for Sandeveien/Tungenesveien, ca. profil 3400, antas kommunal. Privat grunnvannsforsyning derfra og nordover mot Tungeneset kan ikke utelukkes selv om brønner ikke er registrert i NGUs brønndatabase. Det forutsettes at ev. påvirkning av slik vannforsyning kan erstattes, f.eks. gjennom påkobling til offentlig vannforsyning, og dette er derfor ikke vektlagt i vurdering av krav til tetthet for tunnelen. Det bemerkes at privat vannforsyning bør kartlegges og dokumenteres før byggestart.

Det antas generelt ikke å være setningsømfintlige masser som vil påvirkes av en ev. grunnvannssenkning.

Området langs trasé er i hovedsak registrert som fulldyrka jord og noe beitemark (<http://kilden.skogoglandskap.no>). Vannhusholdningen for jordbruksarealet antas i all hovedsak å være

nedbørsbasert, og det forventes ikke at en grunnvannsenkning som følge av innlekkasje til tunnel vil påvirke dagens jordbruk.

Det foreligger ingen informasjon om særskilte verdier knyttet til dammene på Tungenes golfbane, utover ev. estetisk verdi knyttet til golfbanlegget. Foreliggende kunnskap fra kjerneboringene ved ventilasjonssjakt på Tungenes golfbane tyder på at berget har svært lav permeabilitet ned til tunnelnivå i dette området. Det synes derfor lite sannsynlig at ev. lekkasje til tunnel vil påvirke dammene på overflaten. Det synes derfor hensiktsmessig å legge opp til erstatningsløsninger dersom lekkasjer likevel skulle påvirke dammene, eksempelvis i form av kunstige vannspeil med tett bunn, fremfor å legge opp til systematisk injeksjon i forkant.

Hidlardammen er registrert som viktig naturtype, og det legges opp til tettekrav for å ivareta denne gårdsdammen. Hovedtunnelen krysser i tillegg under innløpstunnelen til Sentralrenseanlegg Nord-Jæren (SNJ) ved ca. profil 1790-1810 (sørgående løp) og ca. profil 1850-1870 (nordgående løp). Selve renseanlegget ligger i avstand >50 m over og rett nordøst for nordgående løp ved ca. profil 2400-2600. Det er flere antatte svakhetssoner i området fra kryssing av innløpstunnelen frem til renseanlegget, stedvis med liten vinkel til sørgående løp.

For å begrense evt. lekkasje fra avløpstunnel, og fra fjellhallene for selve renseanlegget, til hovedtunnelene, samt for ivaretagelse av Hidlardammen, legges det derfor opp til begrenning av innlekkasje tilsvarende 3 l/min/100 m per løp og systematisk injeksjon fra profilnr. 1750/1810 (sørgående/nordgående løp) til profilnr. 2540/2550 (sørgående/nordgående løp). For øvrige deler av tunnelen settes krav til begrenning av innlekkasje til 20 l/min/100 m per løp og behovsprøvd injeksjon, tilsvarende dimensjonerende kapasitet for vannhåndtering i tunnelen.

6 Vedlegg

Vedlegg 1

Plan og profiltegninger

Detaljtegninger

F-tegninger

Prinsipp for sonderboring og injeksjon

Prinsipp for sikring med sprøytebetongbuer

Tung bergsikring (sålestøp)

Vedlegg 2

Kjernelogger

Bilder av borkjerner

NGUs rapport geofysiske målinger i kjerne hull Alstein

Vedlegg 3

Vanntapsmålinger

Vedlegg 4

Rambøll seismikkprofiler E03 2015/2016

Vedlegg 5

Spenningsmålinger: Hydraulisk splitting ved Kvitsøy og Tungenes 2016