



# Fagrappport ingeniørgeologi Refstiheitunnelen

Detaljregulering E39 Lyngdal vest - Kvinesdal

---

NV Dokumentnummer: NV42E39LK-GEO-RAP-0003

ENT Dokumentnummer: 10220781\_E39LK\_200\_geo\_rap\_03

Prosjekt nr:	115510
Oppdragsnavn:	E39 Lyngdal vest - Kvinesdal
Kunde	Nye Veier AS

#### Revisjonsoversikt

Revisjon	Dato	Årsak til utgivelse	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
01	15.05.2023	Første gangs behandling	NOKNSK NOPADT	NOBJGR NOLUND	NONOTT

#### Endringsoversikt

Revisjon	Endringsbeskrivelse
01	Til første gangs behandling i Lyngdal og Kvinesdal kommune

## 1 Sammendrag

På oppdrag fra Nye Veier AS utarbeider Sweco detaljreguleringsplan for E39 Lyngdal vest – Kvinesdal. Nåværende E39 skal erstattes med ny, firefelts motorvei med fartsgrense 110 km/t. Strekningen er ca. 24 km lang, hvor det planlegges 4 tunneler og ca. 7 km med bergskjæringer over 10 m. Denne rapporten omhandler ingeniørgeologiske og hydrogeologiske forhold for Refstiheitunnelen.

Refstiheitunnelen er planlagt med to løp, lengde på ca. 2080 km og tunnelprofil T9,5. Det er valgt å plassere tunnel og påhuggsområder i pålitelighetsklasse 3.

Terrenget over tunnelen er småkupert og preget av markerte rygger/kløfter i NV-SØ retning. Det søndre påhugget for ny tunnel skal etableres i en skråning ut mot Fedafjorden på ca. kote 64. Tunnelen drives innenfra og ut i skråningen. Bergoverdekningen er ca. 20 m i påhugget. Nordre påhugg etableres i en slakt hellende skråning på ca. kote 132. Det er løsmasser med flere meter tykkelse i påhuggsområdet.

Tunnelen blir drevet gjennom bergartene båndgneis, granittisk gneis og øyegneis. Det forventes at tunnelen krysser ca. 7 svakhetssoner. Forventet bergmassekvalitet er basert på feltkartlegging og erfaring fra den nærliggende Fedasteitunnelen. Ca. 40 % av traséen forventes å ha god til svært god bergkvalitet, 50 % middels og i overkant av 10 % dårlig bergkvalitet. Det forventes at den permanente bergsikringen primært vil bestå av bolter og sprøytebetong, men det kan også bli aktuelt med sprøytebetongbuer.

Det er fastsatt grenseverdier for innlekkasje av grunnvann i tunnelen. Verdiene er satt på bakgrunn av vannbalanseanalyse. Tunnelen går under utmark hvor grenseverdien generelt er 25-30 L/min/100 m per to løp. Under myr og nær vann er grenseverdien redusert til 15L/min/100m per to løp. Det vurderes generelt å være nødvendig med behovsprøvd forinjeksjon. Der kravet er 15L/min/100 m per to løp bør det utføres systematisk forinjeksjon.

Spesielle hensyn/utfordringer for denne tunnelen anses å være driving av tunnel ut mot Fedafjorden og etablering av forskjæring her i bratt terreng, driving under transformatorstasjonen og driving gjennom svakhetssone ved Hestesprangvannet med relativt liten bergoverdekning.

## Innhold

1	SAMMENDRAG .....	3
2	INNLEDNING .....	7
2.1	Bakgrunn .....	7
2.2	Om rapporten .....	8
2.3	Trasévalg, linjeføring og tunnelverrsnitt .....	9
2.4	Prosjekteringsforutsetninger/geoteknisk kategori .....	11
3	GRUNNLAG OG UTFØRTE UNDERSØKELSER .....	16
3.1	Tidligere faser/undersøkelser .....	16
3.2	Nærliggende anlegg .....	16
3.3	Andre prosjekter .....	16
3.4	Kart- og bildedatabaser .....	16
3.5	Utførte undersøkelser i reguleringsplanfasen .....	17
3.5.1	Feltarbeid .....	17
3.5.2	Refraksjonsseismikk .....	17
3.5.3	Totalsonderinger .....	17
4	FAKTADEL .....	20
4.1	Topografi .....	20
4.2	Kvartærgeologi og løsmassemekktighet .....	21
4.3	Berggrunnsgeologi .....	22
4.4	Strukturgeologi .....	24
4.4.1	Lineamenter og svakhetssoner .....	24
4.4.2	Strukturer, foliasjon, skifrihet og oppsprekking .....	25
4.4.3	Dypforvitring .....	28
4.5	Påhuggsområder .....	29
4.5.1	Påhugg/forskjæring sør .....	29
4.5.2	Påhugg/forskjæring nord .....	32
4.6	Eksisterende Fedaheitunnelen .....	37
4.7	Bergmekaniske egenskaper .....	38
4.8	Anvendelse av sprengstein .....	41
4.9	Bergartenes syredannende og radon egenskaper .....	43
4.9.1	Sulfidholdige bergarter .....	43
4.9.2	Radonholdige bergarter .....	43
4.10	Natur- og kulturverdier .....	44
4.11	Bebyggelse og brønner .....	44
4.12	Vannforhold .....	46
4.12.1	Vannforhold ved påhugg/forskjæringer .....	46



4.12.2	Hydrologi.....	47
4.12.3	Hydrogeologi.....	49
5	TOLKNINGSDEL.....	52
5.1	Bergoverdekning.....	52
5.2	Bergspenninger.....	53
5.3	Påhugg og forskjæringer.....	53
5.3.1	Skredfare.....	53
5.3.2	Utforming/uttaksmetode.....	53
5.3.3	Vurdering påhugg/forskjæring sør.....	54
5.3.4	Vurdering påhugg/forskjæring nord.....	54
5.4	Svakhetssoner.....	55
5.4.1	Generelt.....	55
5.4.2	Sone 1.....	56
5.4.3	Sone 2.....	57
5.4.4	Sone 3.....	57
5.4.5	Sone 4.....	58
5.4.6	Sone 5.....	59
5.4.7	Sone 6.....	60
5.4.8	Sone 7.....	60
5.5	Spesielle områder/hensyn.....	61
5.6	Bergmassekvalitet.....	61
5.7	Bergsikring.....	63
5.7.1	Bergsikring tunnel.....	63
5.7.2	Bergsikring påhugg og forskjæringer.....	65
5.7.3	Sikring av overliggende terreng.....	65
5.8	Bergmekaniske egenskaper.....	65
5.8.1	Borbarhet og sprengbarhet.....	65
5.8.2	Anvendelse av sprengstein.....	66
5.9	Miljøhensyn.....	67
5.9.1	Syredannende bergarter.....	67
5.9.2	Radon.....	67
5.9.3	Vibrasjoner fra sprengning.....	67
5.10	Hydrogeologiske vurderinger.....	68
5.10.1	Konsekvenser ved senkning av grunnvann.....	68
5.10.2	Influensområde.....	68
5.10.3	Vannbalanseberegning og innlekkasjekrav.....	70
5.10.4	Overvåkningsbrønner.....	74
5.11	Sonderboring og Injeksjon.....	74
6	USIKKERHETER OG ANBEFALINGER.....	75

6.1	Spesielle usikkerheter .....	75
6.2	Krav til overvåking av spesielle forhold .....	75
6.3	Ingeniørgeologisk kompetanse i byggefasen .....	75
6.4	Anbefalte videre undersøkelser .....	76
7	REFERANSER.....	77

## VEDLEGG

### 1. Konturplott og sprekkeroser

### 2. Tegninger:

- V-1300 Plan/profil, Oversikt, 1:2500
- V-1301 Plan/profil, 1:2000
- V-1302 Plan/profil, 1:2000
- V-1303 Plan/profil, 1:2000
- V-1304 Plan/profil, 1:2000
- V-1305 Plan/profil, påhugg sør, 1:500
- V-1306 Profil, påhugg sør, 1:200
- V-1307 Plan/profil, påhugg nord, 1:500
- V-1308 Profil, påhugg nord, 1:500
- V-1309 Profil, 15.750-15.900, 1:500
- V-1310 Plan, 15.750-15.900, 1:500
- V-1311 Borplan, kjerneboring, 1:500

## 2 Innledning

### 2.1 Bakgrunn

Nye Veier har ansvaret for utbygging av E39 fra Kristiansand i Agder til Ålgård i Rogaland, en strekning på om lag 200 kilometer. Ny E39 planlegges som trafiksikker firefelts motorvei med fartsgrense 110 km/t. Motorveien vil, i tillegg til reduksjon i antall ulykker, gi vesentlig kortere reisetid for brukerne og knytte Agder og Rogaland tettere sammen som felles bo- og arbeidsmarked.

Utarbeiding av reguleringsplan med konsekvensutredning for parsellen Lyngdal vest-Kvinesdal er en del av dette arbeidet. Planlegging av ny vei og tunnel fra E39 til Øyesletta inngår i prosjektet. Det er Lyngdal og Kvinesdal kommuner som er planmyndighet.

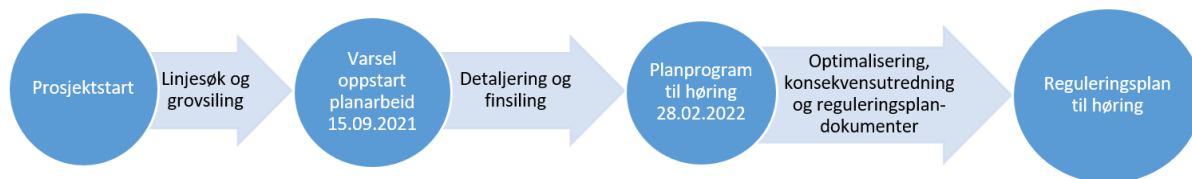


Figur 1. Parsellen E39 Lyngdal vest-Kvinesdal

Det foreligger trasé for veiløsning i de gjeldende kommunedelplanene E39 Vigeland-Lyngdal vest og E39 Lyngdal vest-Ålgård, men strekningen gjennom Kvinesdal kommune er ikke vedtatt. Ny trasé fra Røyskår til kommunegrensen mot Flekkefjord er nå utredet av Nye Veier.

I arbeidet med reguleringsplan er det gjennomført linjesøk og tverrfaglige vurderinger av et bredt utvalg av løsninger for å finne den samlet sett beste traséen fra Røyskår i Lyngdal, gjennom Kvinesdal, til kommunegrensen mot Flekkefjord, der fremtidig ny E39 skal fortsette i den vedtatte traséen i kommunedelplan videre vestover. Østover fra Røyskår er prosjektet E39 Lyngdal øst-Lyngdal vest under bygging, med forventet ferdigstillelse i 2025.

Til varsel om oppstart av planarbeid (15.09.2021) ble det gjennomført en grovsiling av et stort antall alternative veilinjer for ny E39. Anbefalte linjer fra grovsilingen dannet grunnlaget for videre detaljering og vurdering. Frem mot utlegging av planprogram til offentlig høring (28.02.2022) ble det gjennomført en finsiling av de gjenstående linjene fra grovsilingen. Anbefalt linje fra finsilingen, sammen med linjer og kryssløsninger som kommunene vedtok utredet i planprogrammet, har dannet grunnlaget for videre optimalisering, detaljering, konsekvensutredning og utarbeidelse av reguleringsplandokumenter.

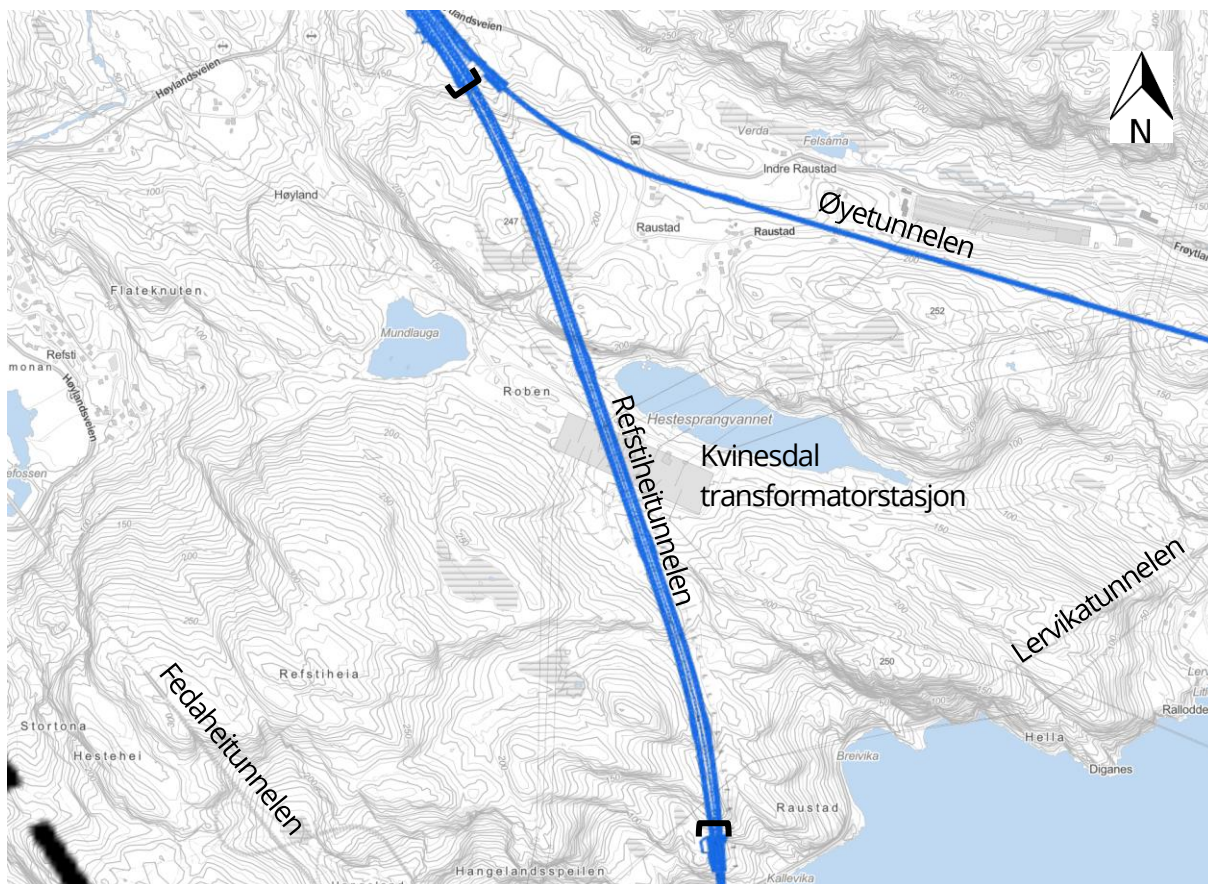


Det henvises til silingsrapporter, planprogram, prosjektrapport, konsekvensutredning, reguleringsplandokumenter og fagrapporter for ytterligere detaljert informasjon om prosjektet. Dokumentene kan finnes på nettsidene til Nye Veier, Lyngdal og Kvinesdal kommune.

## 2.2 Om rapporten

Denne rapporten gir en ingeniørgeologisk og hydrogeologisk vurdering av Refstiheitunnelen inkl. forskjæringer. Tunnelen har en planlagt lengde på 2080 m. Oversiktskart over tunnelen er vist i Figur 2-2.

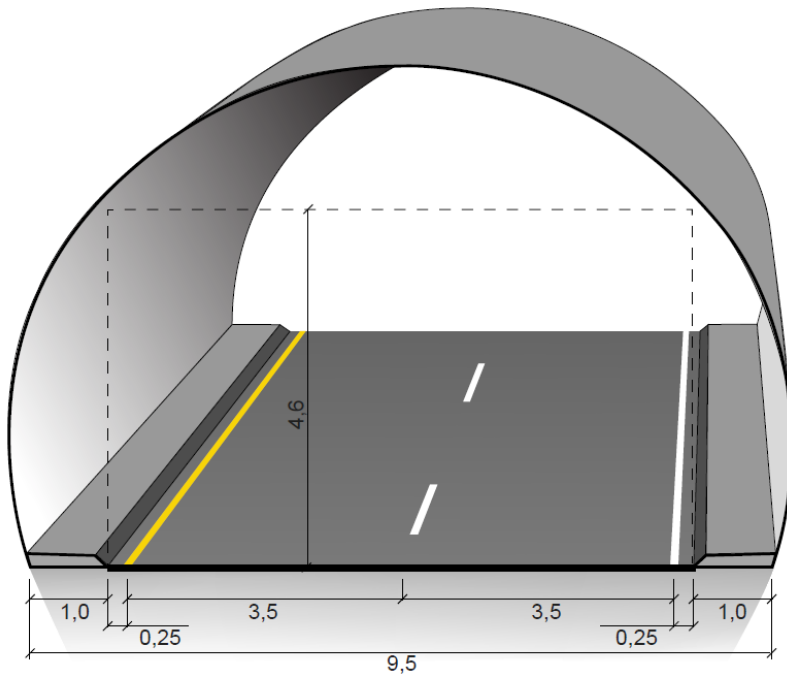
Rapporten er et vedlegg til reguleringsplan for E39 Lyngdal vest-Kvinesdal.



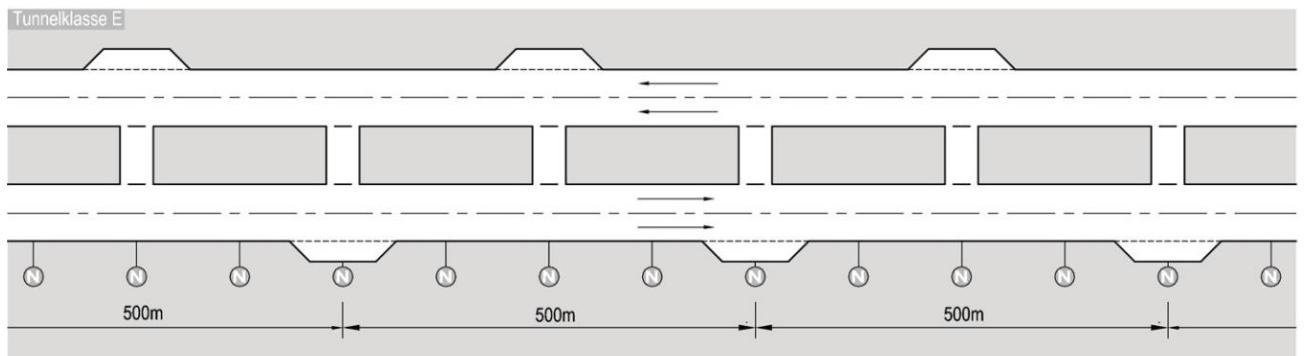
Figur 2-2. Oversiktskart over traséen til Refstiheitunnelen fra Fedafjorden i sør til Frøyland i nord. Nye Øyetunnelen, samt andre tunneler i området er også vist.

### 2.3 Trasévalg, linjeføring og tunnelverrsnitt

Veilinjen planlegges med veiklasse H3, ÅDT > 12 000 og med fire kjørefelt og fartsgrense på 110 km/t. Tunnelen vil ha to løp med profil T9,5 (Figur 2-3). Tunnelen ligger i tunnelklasse E med krav om havarinisje hver 500 meter og tverrforbindelser hver 250 meter (Figur 2-4). Tunnelen har et fall på 2 %.



Figur 2-3: Tunnelprofil T9,5. Hentet fra N100 [1].



Havarinisjer for hver 500 m for hvert løp – Tverrforbindelser for hver 250 m. N Nødstasjoner per løp hver 125 m  
Figur 2-4: Tunnelklasse E med havarinisjer, nødstasjoner og tverrforbindelser [2].

## 2.4 Prosjekteringsforutsetninger/geoteknisk kategori

### Styrende dokumenter

Følgende styrende dokumenter er lagt til grunn ved utarbeidelse av denne rapporten:

- Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [3]
- Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1 Allmenne regler NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 [4]
- NS-EN ISO 14689-1, Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser - Identifisering, beskrivelse og klassifisering av berg [5]
- Veileder til bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering [6]
- Statens vegvesen Vegnormal N500 Vegtunneler [2]
- Statens vegvesen Vegnormal N200 Vegbygging [7]
- Statens vegvesen Veiledning V521 Geologi og bergsikring [8]
- Statens vegvesen Håndbok V225 Bergskjæringer [9]
- Statens vegvesen Håndbok R760 Styring av vegprosjekter [10]
- Statens vegvesen, Publikasjon nr 103. Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø [11]
- NGI, Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning [12]

### Pålitelighetsklasse

For valg av Pålitelighetsklasse refereres til NS-EN 1990 og tabell NA.A1 (901) i nasjonalt tillegg, se Tabell 2-1.



Tabell 2-1: Klassifisering av pålitelighetsklasse, fra tabell NAA1 i nasjonalt tillegg til NS-EN 1990 [3].

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse <sup>2)</sup> (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller <sup>1)</sup>		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold <sup>1)</sup>	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

<sup>1)</sup> Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.  
<sup>2)</sup> Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

### Prosjekteringskontrollklasse

Avhengig av pålitelighetsklasse CC/RC stilles krav til prosjekteringskontrollklasse (PKK) med tilhørende krav til kontrollform slik det fremgår av Tabell 2-2 nedenfor. CC/RC3 gir PKK3 som krever egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll.



Tabell 2-2: Prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering, tabell NA-A (902) i NS-EN 1990 [3].

Valg av prosjekteringskontroll-klasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighets-klasse	Minste prosjekterings-kontrollklasse	Egenkontroll	Intern systematisk kontroll	Utvidet kontroll
CC/RC1	PKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
CC/RC2	PKK2	Kreves	Kreves	Kreves
CC/RC3	PKK3	Kreves	Kreves	Kreves
CC/RC4	Skal spesifiseres	Kreves	Kreves	Kreves

### Geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori (GK) gir føringer på omfang av arbeid under planlegging, bygging og drift av prosjektet. Geoteknisk kategori skal angis i henhold til Eurokode 7 [4]. I veileder til Eurokode 7 [6] er geoteknisk kategori definert som en funksjon av vanskelighetsgrad og pålitelighetsklasse, se Tabell 2-3. Vanskelighetsgraden avhenger av grunnforholdenes kompleksitet og type prosjekt, og klassifiseres som angitt i Tabell 2-4.

Tabell 2-3: Definisjon av geoteknisk kategori [6].

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

\* Vurderes særskilt

Tabell 2-4: Klassifisering av vanskelighetsgrad [6].

Vanskelighetsgrad	Beskrivelse
Lav	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	Uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Metoder for fastleggelse av grunnforhold og for dimensjonering er godt utviklet. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.
Høy	Uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Metoder for fastleggelse av pålitelige parametere eller for dimensjonering er lite utviklet. Bare begrensede erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.

#### Fastsettelse av pålitelighetsklasse/geoteknisk kategori

Tunnelen går gjennom utmark med nærhet til Hestesprangvannet og Kvinesdal transformator stasjon. Generelt er det rimelig oversiktlige grunnforhold. Berggrunnen ligger i stor grad i eller nær overflaten, det er god overdekning og bergarter som erfaringsmessig ikke gir unormalt krevende driveforhold. Det forventes generelt ikke spesielle utfordringer med høye bergspenninger eller innlekkasjer under driving. Passering under trafostasjonen krever økt fokus på rystelser da denne anses som kritisk infrastruktur. Overdekningen er her god. Økt vanskelighetsgrad/usikkerhet er på strekningen forbi Hestesprangvannet hvor det er relativt liten bergoverdekning og nærhet til vannet hvor det kan bli mer utfordrende med tetting og sikring, samt ved søndre påhugg/forskjæring som er lagt til bratt terreng. Forskjæringene har høyde på mer enn 10 m.

Pålitelighetsklassen for tunnelen vurderes å være generelt i klasse 2 til 3, mens påhugg sør og området ved Hestesprangvannet er i Pålitelighetsklasse 3. Vanskelighetsgraden er vurdert til middels.

N500 stiller krav om at veitunneler generelt skal være i Pålitelighetsklasse 3 og særskilte elementer i Pålitelighetsklasse 4. Det åpnes også for å benytte Pålitelighetsklasse 2 for noen tunneler.

Med bakgrunn i ovenstående plasseres hele tunnelen og forskjæringer i følgende:

- Pålitelighetsklasse/konsekvensklasse 3
- Prosjekteringskontrollklasse PKK3
- Geoteknisk kategori 3

For tunnelen/forskjæring benyttes prosjektering ved beregning, prosjektering ved konstruktive tiltak og observasjonsmetoden. Erfaring, normal praksis og etablerte klassifiseringssystem benyttes for å oppnå tilfredsstillende stabilitet.

Det skal utføres egenkontroll, intern systematisk kontroll, samt utvidet kontroll av prosjektering.

### Sikkerhet mot skred

Sikkerhet mot skred er omtalt i Vegnormal N200 [7]. Basert på samlet skredsannsynlighet pr. km vei og dimensjonerende trafikkmengde skal det velges sikkerhetsnivå (restrisiko). Restrisikoen skal være lavere enn tolererbar skredsannsynlighet og bør være lavere enn akseptabel skredsannsynlighet gitt i Tabell 2-5. I valg av endelig sikkerhetsnivå skal det legges vekt på skredintensitet og skadepotensiale fra skred, konsekvenser av stengt vei regionalt og lokalt, samt kostnader for å oppnå ulike sikkerhetsnivå.

Ved framskriving av trafikkmengde neste 20 år er ÅDT for prosjektet estimert til <12 000. Det er derfor lagt til grunn at veianlegget ikke skal ha større årlig nominell sannsynlighet for skred enn 1/1000 (Tabell 2-5).

Tabell 2-5. Matrise som angir sikkerhetskrav for skredsannsynlighet på vei [7].

Dimensjonerende trafikkmengde	Samlet skredsannsynlighet per km og år
< 500	1/20
500 – 3999	1/50
4000 – 5999	1/100
6000-11999	1/300
≥ 12000	1/1000

Påhuggsområdet i sør ligger innenfor NVEs aktsomhetssoner for skred. Skredvurderingene er utført ved hjelp av terrengeanalyser, klimaanalyse, befaringer i felt, modelleringer av skred og faglig skjønn. Skredtypene som er vurdert er steinsprang, steinskred, snøskred, sørpeskred, jordskred og flomskred [13]. Kvikkleireskred og fjellskred er ikke vurdert spesifikt, da årlig nominell sannsynlighet for slike skredtyper vanskelig kan fastsettes. Det er ikke gjort observasjoner som tilsier at kvikkleireskred og fjellskred er en relevant problemstilling i området.

## 3 Grunnlag og utførte undersøkelser

### 3.1 Tidligere faser/undersøkelser

Gjeldende veilinje ble anbefalt av Nye Veier gjennom en silingsprosess i 2021. Prosjektet gikk direkte over i detaljreguleringsfase i 2022.

#### Kommunedelplan Statens vegvesen 2018

Det er utarbeidet kommunedelplan for ny motorvei gjennom samme område (E39 Lyngdal vest til Ålgård) hvor det lå til grunn gjenbruk av eksisterende E39 på strekningen [14]. Ifb. KDPen ble det ikke utført grunnundersøkelser eller feltarbeid.

#### Mulighetsstudie Nye Veier 2020

Norconsult gjennomførte mulighetsstudie av ny motorvei på strekningen (Røyskår til Lølandsvatnet) [15]. Det ble vurdert et hovedalternativ med fjordkryssing ved Diganes på nordsiden av fjorden. Dette er lengre inn i fjorden enn veilinjen som ligger til grunn i dette prosjektet. Nordre del av traséen på nordsiden av fjorden går omtrent langs samme trasé som Refstiheitunnelen. Ifb. studien ble det ikke utført grunnundersøkelser eller feltarbeid.

### 3.2 Nærliggende anlegg

Dagens E39 på strekningen ble ferdigstilt i 2006 som et OPS prosjekt med Allfarvei/Veidekke som entreprenør og driftsansvarlig. Grunnlag fra tunnelene på dagens E39 (Vatlandstunnelen, Oppoftetunnelen, Teistedalstunnelen og Fedahheitunnelen) er relevant å benytte i vurderingene. Det foreligger tunnelkartleggingsskjema (bergmassekvalitet, hovedsprekker/soner, utført sikring/injeksjon), utført vann- og frostsikring, ingeniørgeologisk rapport til byggeplan, inspeksjonsrapporter, samt bergmekaniske tester fra byggefasen.

Vest for traséen på fylkesveien fv. 465 er det to tunneler, Lervikatunnelen og Kleventunnelen. Disse går gjennom samme bergarter som Refstiheitunnelen. Sweco har vært i kontakt med Statens vegvesen om å få oversendt grunnlag fra bygging av disse tunnelen. Per nå har vi ikke mottatt dokumentasjon utover inspeksjonsrapporter.

### 3.3 Andre prosjekter

NGU har utført skredfarekartlegging langs fedafjorden [16], [17].

### 3.4 Kart- og bildedatabaser

Følgende grunnlagsmateriale er benyttet til forberedelse av feltarbeid og utforming av ingeniørgeologisk rapport:

- Berggrunnskart fra NGU i 1:250.000-skala [18]
- Kvartærgeologisk kart fra NGU [19].

- Grunnvannsdatabase GRANADA fra NGU [20].
- Skredhendelser og aktsomhetskart fra NVE [21].
- Vegkart, database hos Statens vegvesen [22].
- Aktsomhetskart for Radon fra NGU [23].
- GEODATA – Grunnlagkart i WMS-løsning av tilgjengelige kartdata fra kartverket [24].
- Naturbase, kart med naturtyper/-verdier, Miljødirektoratet [25].

## 3.5 Utførte undersøkelser i reguleringsplanfasen

### 3.5.1 Feltarbeid

Det er gjennomført befaringer av Sweco i juni 2022 med ingeniørgeologisk kartlegging langs tunneltraséen og ved påhuggsområdene. ArcGIS programvare (Collector) med innlagt veillinje er anvendt på mobil/tablet i felt. Svakhetssoner, bergarter og sprekkemålinger ble registrert. Sprekkekartlegging er utført med manuelle målinger med kompass.

Det er utarbeidet egen skredfarerapport for prosjektet som blant annet omtaler påhuggsområdet ved Fedafjorden [26]. Det er gjennomført eget feltarbeid for skredrapporten.

### 3.5.2 Refraksjonsseismikk

Geomap har utført refraksjonsseismikk i perioden juli-august 2022. Det er målt langs 4 profiler for å undersøke løsmassemekktighet og bergkvalitet; tre profiler ved nordre påhugg og ett profil ved Hestesprangvannet, se Vedlegg 2 og [27] for plassering av profiler med hastigheter.

Profilen ved Hestesprangvannet viste et lavbrekk med svakhetszone. På grunn av dette ble tunneltraséen flyttet ca. 30 m mot nordvest for å få mer overdekning og større avstand til vannet.

### 3.5.3 Totalsonderinger

Sweco har i 2022 utført totalsonderinger ved:

- Nordre påhugg/forskjæring (Figur 3-1). Det er utført boringer i forskjæringen. Påhugget er lagt inn i en forholdsvis bratt skråning hvor det ikke har vært mulig å komme opp med borerigg.
- Nordvest for Hestesprangvannet (Figur 3-2)

Se Vedlegg 2 for plassering av borpunkter med resultater. Mer detaljert informasjon om grunnboringene og løsmassenes egenskaper er gitt i geoteknisk rapport [28].







## 4 FAKTADEL

### 4.1 Topografi

Fra sør mot nord er terrenget over tunnelen stigende fra hhv. kt. ~80 over søndre påhugg til kt. ~150 over nordre påhugg. Langs traséen er terrenget kupert og terrassert med flere mindre høydedrag. Høyeste punkt er på kt. 230. Langs traséen er det i hovedsak ca. 40 til 90 m overdekning. Laveste overdekning utenom påhuggene er ved Hestesprangvannet hvor overdekningen er ca. 20 m. De mest markerte søkkene har retning NV-SØ.

Tunnelens søndre påhugg er plassert inn i en bratt NV-SØ rettet skråning/skrent. Forskjæringen går i en sørøstvendt li. Lia har helning 25-35°. Påhugget har ca. 20-25 m overdekning. Terrenget stiger raskt på til opp mot 70-80 m overdekning etter 60-100 m.

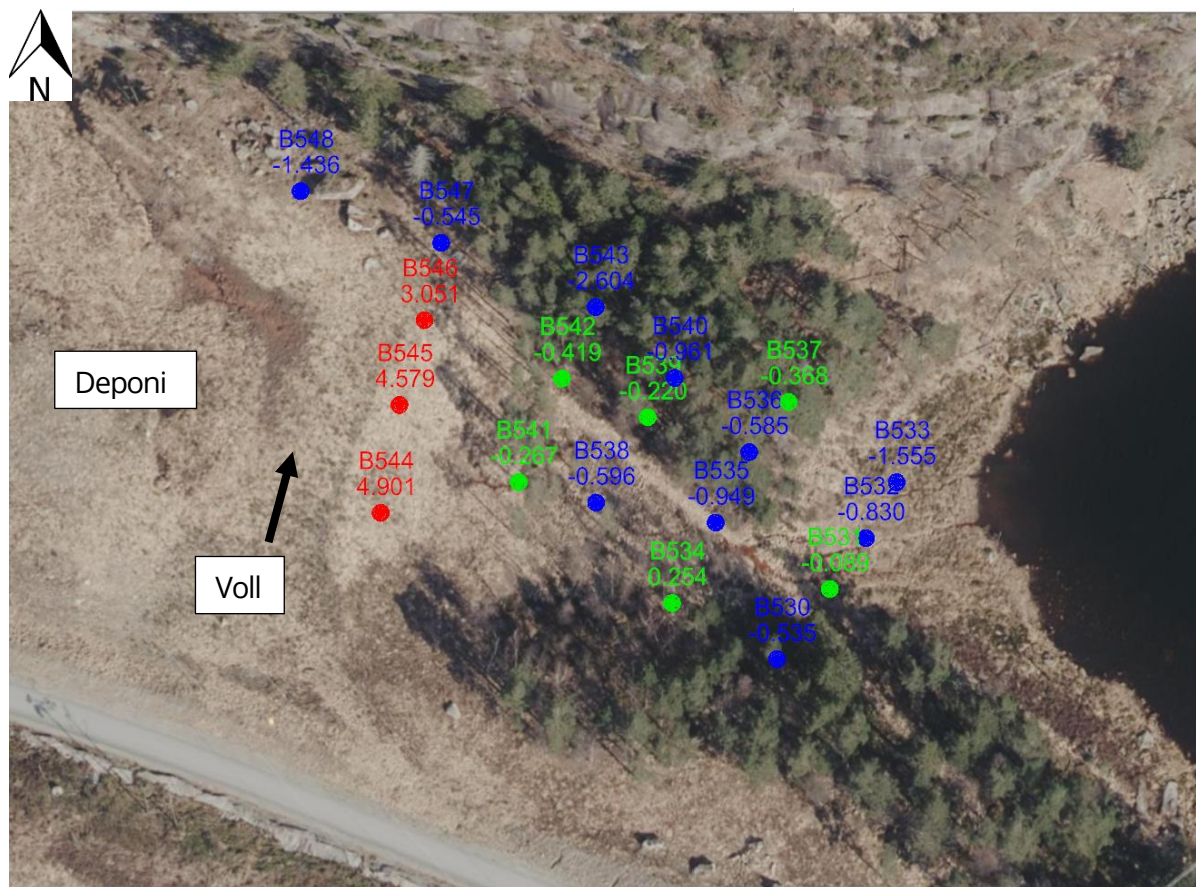
Nordre påhugg er plassert inn i en skråning/rygg som faller med ca. 30-35° mot NV. Påhugget har ca. 15 m overdekning og terrenget stiger på mot sør og får 100 m overdekning etter ca. 300 m.

Tunnelen går på stigning i retning Frøytland med helning på maks 3 %.

Vest for Hestesprangvannet ble det i 2016 etablert deponi for myr- og jordmasser ifb. bygging av transformatorstasjonen, se Figur 4-1. Nederst i deponiet ble det bygd opp sprengsteinsvoll for å holde massene på plass. Foreliggende terrengdata fra 2015 som terrengmodell er basert på er fra før utbyggingen slik at terrengkoter vist på kart er opp mot ca. 5 m lavere ved vollen og opp mot ca. 1-2 m lavere i skråningen nedenfor vollen enn situasjonen er i dag. Utførte grunnboringer i området er målt inn med høyde og vist på lengdeprofil i vedlegg 2.

Søndre forskjæring er dobbeltsidig og ca. 100 m lang. Vestre side er opp mot 30 m høy på midtre del, mens østre side er ca. 30 m høy innerst ved påhugget og faller bratt ned mot 10 m høyde mot sør. Terrenget flater ut ovenfor vestre side, mens det faller av ovenfor østre side. Ved nordre forskjæring er det skjæring i vestre side med ca. 25 m lengde. Det går fra ca. 20 m høyde ved påhugget og ned til ca. 5 m på strekningen. Videre nordover er det skjæring med lav høyde. Ovenfor skjæringen er det bratt terreng.





Figur 4-1. Deponi og voll vest for Hestesprangvannet. Avvik i høyde mellom innmålinger og terrengmodell er vist (Rødt viser at virkelig terreng er høyere enn i terrengmodellen).

## 4.2 Kvartærgeologi og løsmassemekthet

Langs traséen er det i hovedsak bart berg eller tynt dekke med morene/torv (Figur 4-2). Prosjektområdet ligger over marin grense. Bergblotninger registrert i felt er markert på ingeniørgeologisk tegning.

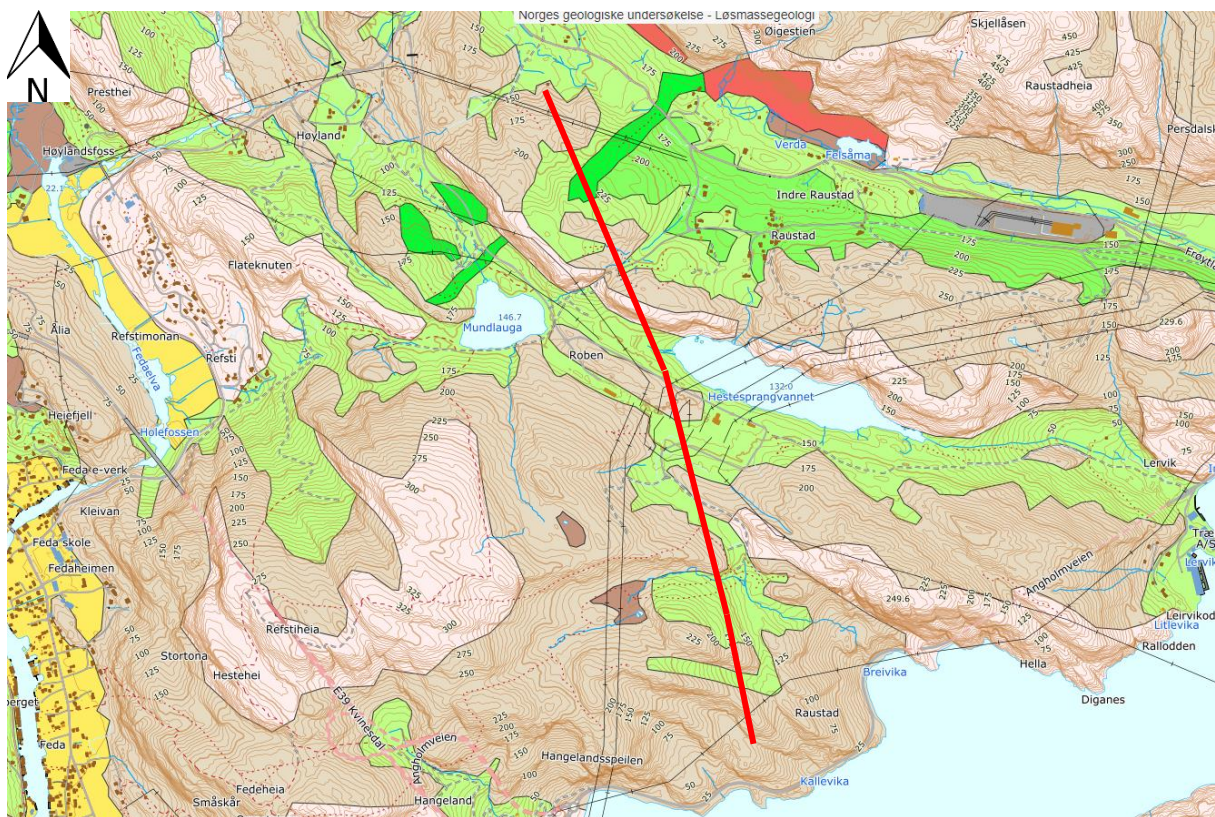
Ved feltbefaring ble det i hovedsak registrert bart berg ved kløfter og noen kollepartier, ellers tynt løsmassedekke. Det ble observert en fuktig myr øst for traséen ved pel ca. 14950-1500. Det har tidligere vært myr i området ved Mundlauga/Hestesprangvannet. Det meste av myrene er fjernet ifb. utbygging av transformatorstasjonen. Ifb. utbyggingen er det etablert flere deponier for jord- og myrmasser, samt sprengstein, nord og sør for stasjonen. Selve stasjonen er bygd opp med sprengsteinsfylling.

Ved Raustad er det moreneavsetninger med stor mektighet. Tunnelen passerer under deler av avsetninger i området rundt pel 16 100. Her er det boret ca. 10 m til berg.

Søndre påhugg/forskjæring er lagt til et område med mye synlig berg og forventet tynt løsmasse/vegetasjonsdekke. Det er stedvis urmasser i terrenget, med antatt liten mektighet.

Forskjæringen i nord er lagt til et område med en del løsmasser. Boring i forskjæringen nær påhugget viser ca. 3 m løsmassemektighet. Tykkelsen øker til 8-9 m ca. 50 m ut fra påhugget. Påhugget er lagt til en skråning med stedvis bergblotninger i skrenter. For østgående løp vurderes berget å ligge i eller nær terrengoverflaten oppover skråningen. I påhugget er det antatt er par meter tykkelse på løsmassene.

Over vestgående løp er det få synlige bergblotninger. Seismikkprofilen som er lagt omtrent langs med vestgående løp viser at bergoverflaten stiger til nær terrengnivå litt inn fra påhugget, for så at det faller av igjen videre oppover skråningen, hvor løsmasseyykkelsen er på ca. 5-7 m. Det antas å være ca. 5 meter løsmasseyykkelse i påhugget, og at bergoverflaten stiger til nær terrengnivå ca. 20 m inn, for så at berget faller av og det blir ca. 5-6 m løsmasseyykkelse videre oppover skråningen.



Figur 4-2. Løsmassekart, NGU. M1:250.000. Rød linje=tunnel.

### 4.3 Berggrunnsgeologi

Beskrivelsen av regionalgeologien i planområdet er basert på Berggrunnskart fra NGU for området i målestokk 1:250 000, se Figur 4-3. Dette er basert på Torgeir Falkums sammenstilling av geologisk kartlegging utført av Falkum selv og andre geologer i årene 1964-1978. Sammenstillingen ble avsluttet i 1981 og er presentert på eget kartblad for Mandal.



Det digitale berggrunnskartet fra [www.ngu.no](http://www.ngu.no) avviker noe fra kartbladet for Mandal, som det digitale berggrunnskartet er basert på. De to berggrunnskartene er i hovedsak like bortsett fra at det som er kartlagt som granittiske gneiser og øyegneis på Mandal kartbladet er betegnet som granodioritt på det digitale berggrunnskartet, samt at bergartsgrensen for båndgneis avviker noe mellom kartene. Registreringer i felt og eksisterende tunneler langs E39 (Oppoftetunnelen og Vatlandstunnelen) bekrefter at bergartene er granittisk gneis og øyegneis, og ikke granodioritt.

Berggrunnsgeologien i områdene hvor Refstiheitunnelen er lokalisert, er dominert av grunnfjellsbergarter i gneis-migmatittkomplekset «Agderkomplekset», samt granittiske dypbergarter. Agderkomplekset består av de eldste bergartene i planområdet, herunder migmatittiske båndgneiser, granittiske gneiser og øyegneiser med mindre mengder av andre bergarter. Gneisgrunnet ble opprinnelig etablert i den første deformasjonsfase for ca. 2 milliarder år siden (Svekokarelske fjellkjededannelse), deretter fulgte en periode med strekk/avlastning, før en ny kompresjonsperiode startet med den Svekonorvegiske fjellkjededannelse (ca. 1200-850 millioner år siden).

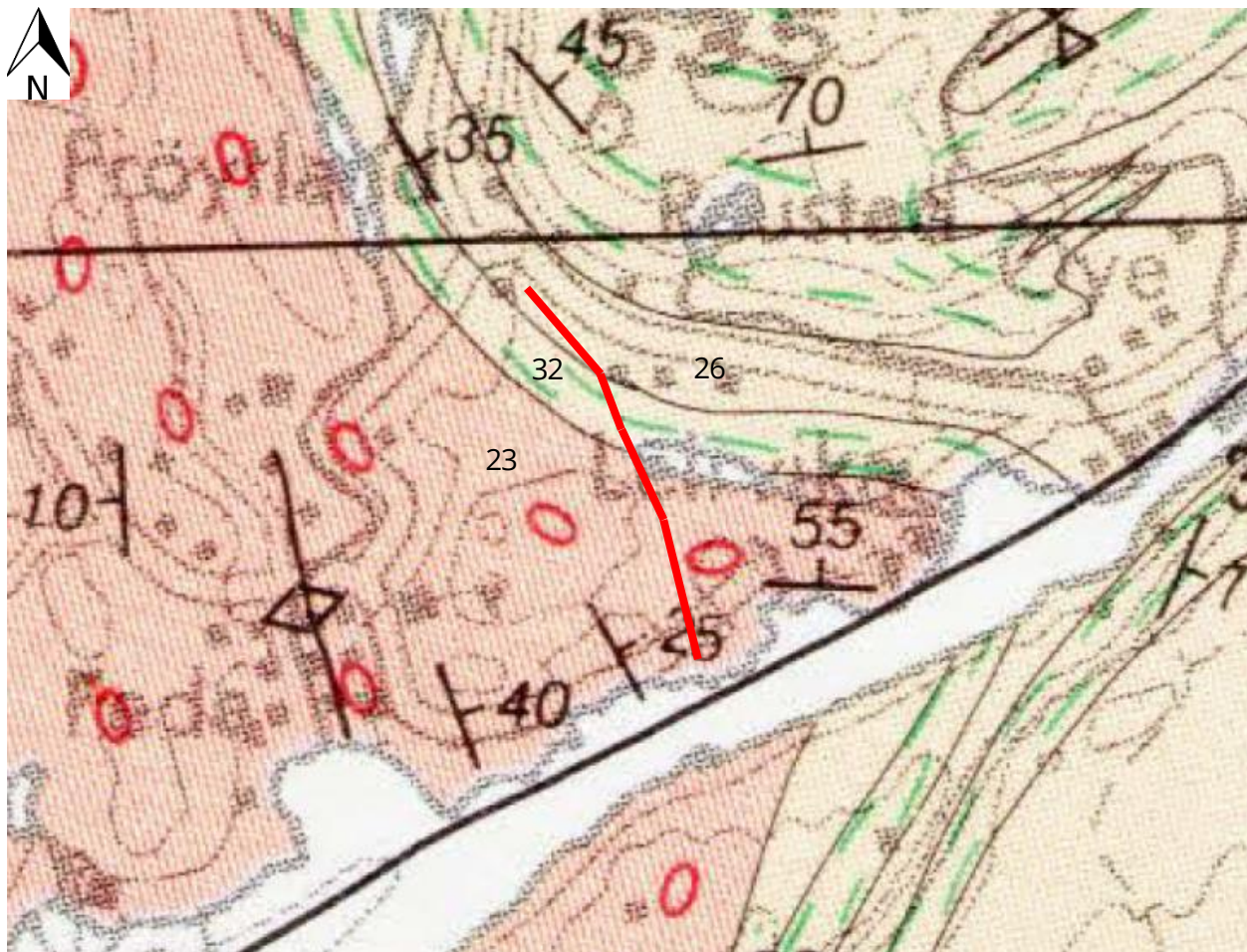
De granittiske dypbergarter utgjør en gruppe granitter som er trent inn i de omgivende bergarter etter at deformasjonsbevegelsene er stanset (antatt 1000 millioner år siden). De fleste av granittene er yngre og udeformerte, de eldste kan være noe deformert og metamorfosert. I planområdet finnes større kroppar av granittene sør for Fedafjorden og nordvest for Kvinesdal.

Basert på berggrunnskartet i Figur 4-3 forekommer følgende bergarter langs tunnelen som er bekreftet ved befarings:

- Øyegneis, vesentlig omdannede porfyriske granitter og granodioritter med store krystaller (1-20 cm) av alkalifeltspat. Den har tydelig foliasjon med strøk/fall NV-SØ / 30-35 grader øst.
- Granittiske gneiser, varierende fin- til middelskornete kvarts- og feltspatrike gneiser
- Båndgneis, stedvis migmatittisk (amfibolitt, biotittgneis i bånding med lys gneis, stedvis granat-sillimanitt-cordieritt biotittgneis og tynne lag av kvartsitt).

Basert på berggrunnskartet vist i Figur 4-3 vil de første ca. 1150 m av tunnelen fra påhugg og forskjæring i sør ligge i øyegneis. Deretter vil tunnelen gå i båndgneis på en ca. 450 m strekning, før den i nordre del av strekningen går i granittisk gneis langs ca. 470 m. Bergarter og bergartsgrenser kartlagt i felt i reguleringsplanfasen samsvarer omtrentlig med berggrunnskartet.

Det er ikke registrert grus- og pukkeforekomster i nærheten av traséen [29].



Figur 4-3: Berggrunnskart M:1:250.000 [18]. Rød linje=tunnel. Forklaring bergartsnr.:  
Bergart nr. 23: Øyegneis, Bergart nr. 26: Granittiske gneiser, Bergart nr. 32: Båndgneis

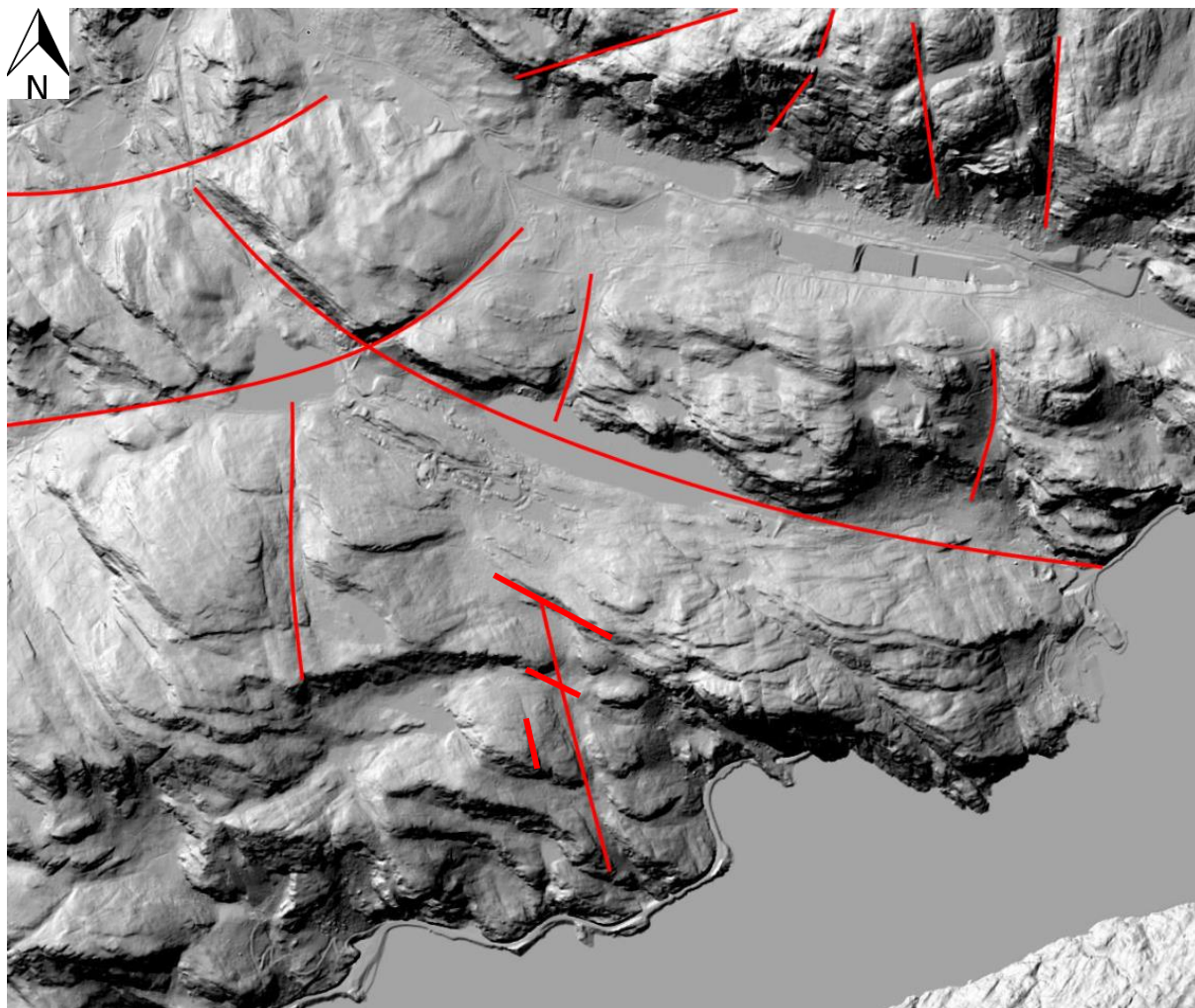
## 4.4 Strukturgeologi

### 4.4.1 Lineamenter og svakhetssoner

Det er utført lineamentstudie i området ved hjelp av skyggerelieffkart, topografiske kart og befaringsnotiser. En oversikt over de kartlagte lineamentene er vist i Figur 4-4.

Lineamenter følger i hovedsak langs steile plan i retning NØ-SV og SØ-NV samt langs bergartsfoliasjonen. Noen sprekker framkommer også i retning tilnærmet Ø-V og N-S. Sprekkesettene i området er generelt steile og gjennomsettende.



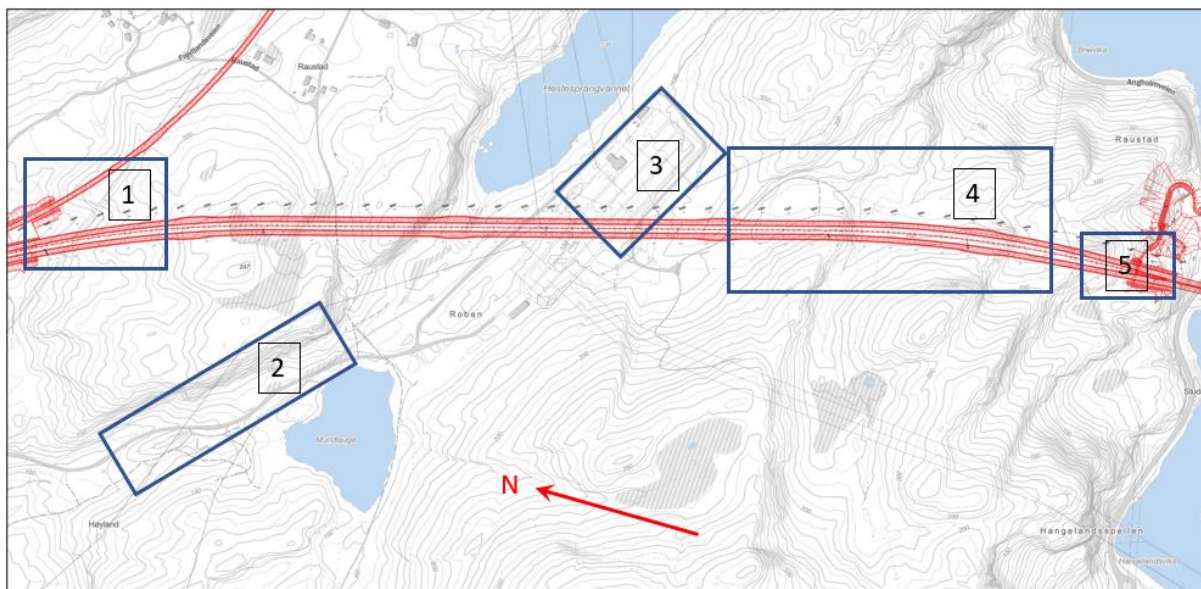


Figur 4-4. Tolkede lineamenter.

#### 4.4.2 Strukturer, foliasjon, skifrihet og oppsprekking

Det er utført sprekkemålinger langs tunneltraséen og påhugg/forskjæring. Sprekkemålingene er hovedsakelig utført på naturlige bergblotninger, samt i sprenge skjæringer. Konturplott og sprekkeroser er gitt i Vedlegg 1. Sprekkeregistreringer er også listet opp i Tabell 4-1 til Tabell 4-5. Det er noe variasjon i sprekkeorienteringer langs traséen. Sprekkemålingene i vedlegg 1 er derfor inndelt i fem subområder, 1-påhugg nord (Frøymland), 2-adkomstvei til Kvinesdal trafostasjon, 3-Kvinesdal trafostasjon, 4-trasé sør for trafostasjon og 5-påhugg sør (Fedafjorden). Områdeinndeling er vist under i Figur 4-5. Kollen over tunneltraséen sør for område 1 er dekket med løsmasser, og det er derfor ikke utført sprekkemålinger her. Generelt er det kartlagt to-tre steiltstående sprekkesett, samt foliasjonssprekker. To steiltstående sprekkesett har retning NV-SØ og N-S til NØ-SV, begge med fall mot vest. Ett tredje sett har strøk Ø-V med fall mot sør. Foliasjonssprekkene har noe varierende strøk fra NV-SØ til Ø-V og fall rundt 35 grader mot NØ.

Foliasjonens strøkreretning dreier seg fra NØ-SV i nordlige og sørlige del av tunneltraséen til nærmere Ø-V i midtre del.



Figur 4-5. Områdeinndeling for sprekkemålinger.

Tabell 4-1. Sprekkeregistreringer ved område 1, nordre påhugg i granittisk gneis

Sprekkesett nr.	Strøk	Fallvinkel	Sprekkeavstand	Sprekkeruhet	Sprekkestilstand
1 (foliasjon)	298	31	1-3 m	Svakt undulerende - ru	Stor utholdenhet
2	33	87	0,5-5 m	Plan og ru	
3	116	76	2-5 m	Plan og stedvis noe hakkete	

Tabell 4-2. Sprekkeregistreringer ved område 2, langs adkomstvei til Kvinesdal transformatorstasjon i båndgneis

Sprekkesett nr.	Strøk	Fallvinkel	Sprekkeavstand	Sprekkeruhet	Sprekkestilstand
1 (foliasjon)	314	35		plan	Stor utholdenhet
2	218	84	>2-3 m	Plan og glatt	Gjennomsettende
3	98	64	>2-3 m	Plan og glatt	klorittbelegg
4	162	89	>2-3 m		

Tabell 4-3. Sprekkeregistreringer ved område 3 Kvinesdal trafostasjon i øyegneis

Sprekkesett nr.	Strøk	Fallvinkel	Sprekkeavstand	Sprekkeruhet	Sprekkestilstand
1 (foliasjon)	279	33	2	Plan og ru til bølgete	Overflate forvitret, ofte med glimmerbelgg
2	179	84	3	Plan og ru	Overflateforvitret
3	135	86	4	Plan og ru	Overflateforvitret
4	90	72	1	Plan og ru	Overflateforvitret

Tabell 4-4. Sprekkeregistreringer ved område 4 trasé sør for trafostasjon i øyegneis

Sprekkesett nr.	Strøk	Fallvinkel	Sprekkeavstand	Sprekkeruhet	Sprekkestilstand
1 (foliasjon)	280	35	2	Plan og ru til bølgete	
2	51	89	2-3 m	Plan og ru	Gjennomsettende, utholdene
3	327	88	2-3 m	Plan og ru	Gjennomsettende, utholdene
4	87	81	>2-3 m	Plan og ru	Tilfeldige sprekker

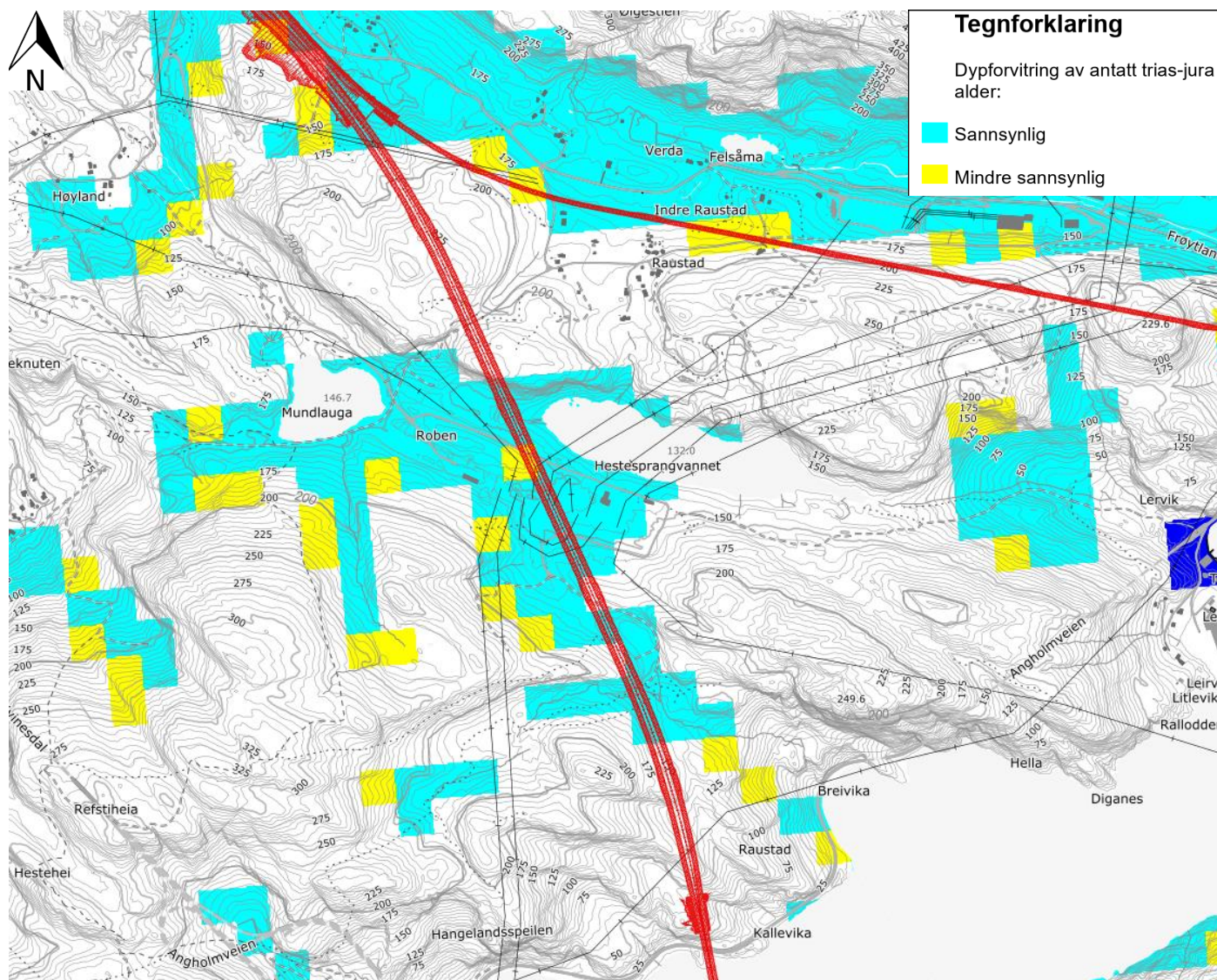
Tabell 4-5. Sprekkeregistreringer ved område 5 i øyegneis.

Sprekkesett nr.	Strøk	Fallvinkel	Sprekkeavstand	Sprekkeruhet	Sprekkestilstand
1 (foliasjon)	319	33	>2-3 m	Plan til bølgete-ru	
2	82	83	1-3 m	Svakt undulerende-ru	Stor utholdenhet
3	134	82	>2-3 m	Svakt undulerende-ru	
4	81	88	>2-3 m	Svakt undulerende-ru	



#### 4.4.3 Dypforvitring

Det foreligger et aktsomhetskart for dypforvitring for Sør-Norge basert på AMAGER undersøkelse [30]. Sonene som viser sannsynlig dypforvitring er lagt inn på utsnitt fra ingeniørgeologisk kart vist i Figur 4-6. I følge kartet indikerer undersøkelsen at det sannsynligvis er dypforvitring i berggrunnen mellom Hestesprangvannet og Mundlauga, og videre ned mot søndre påhugg, samt ved nordre påhugg. Under feltbefaringen ble det ikke gjort observasjoner av dypforvitring. Dette er vanskelig å observere i felt da slike soner ofte er dekket med løsmasser i terrenget.



Figur 4-6. Kart med AMAGER-undersøkelse som indikerer dypforvitring [30].



## 4.5 Påhuggsområder

### 4.5.1 Påhugg/forskjæring sør

Påhugg og forskjæring i sør ligger ved et kolleparti (Figur 4-7 - Figur 4-11). Forskjæringen ligger i et bratt skrånende terreng med fall mot øst. Påhugget ligger nær en brattkant/stuprekke. Over påhugget er det et flatere parti før terrenget stiger på. Terrengoverdekningen rett innenfor påhugget er 25-30 m.

Over påhugget er det antatt tynt vegetasjonsdekke og skog. Det er synlige bergblotninger og lite løsmasser. I forsenkningen nedenfor påhugget er det et fuktig område som følger langsetter forsenkningen. Forskjæringen er i et område med antatt liten løsmassemektighet

Det er observert granittisk øyegneis i området. Det er utført målinger av sprekkeorienteringer og bergartsfoliasjon. Det er observert flere steilstående sprekkeorienteringer samt foliasjonssprekker med 30-40 graders fall mot øst.



Figur 4-7. Påhugg/forskjæring sør, samordningsmodell.



Figur 4-8. Påhugg sør (rød markering), dronefoto.

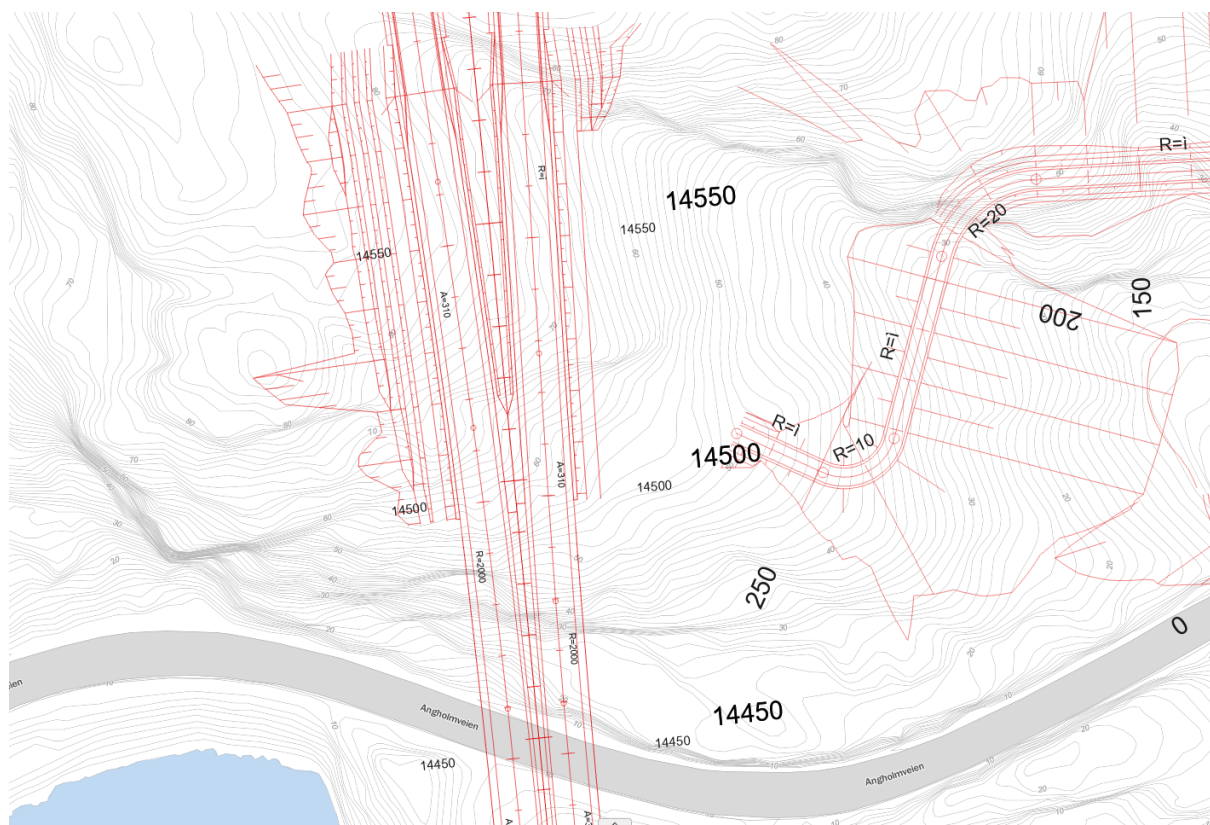


Figur 4-9. Påhugg/forskjæring sør, samordningsmodell.





Figur 4-10. Påhugg sør, brattkant, foto.



Figur 4-11. Forskjæring sør og nærhet til lokalvei (Angholmveien).

#### 4.5.2 Påhugg/forskjæring nord

Påhugg/forskjæring er plassert i en slakt hellende skråning ved siden av et jordbruksområde ved Raustad/Frøyland (Figur 4-12 - Figur 4-15). Det ligger løsmasser i nedre del av skråningen nær påhugget. Lengre opp er det vegetasjon og enkelte bergblotninger (i hovedsak over østgående løp). Det er utført 3 seismikkprofiler, samt totalsonderinger nederst i skråningen der det har vært mulig å komme til med borerigg.

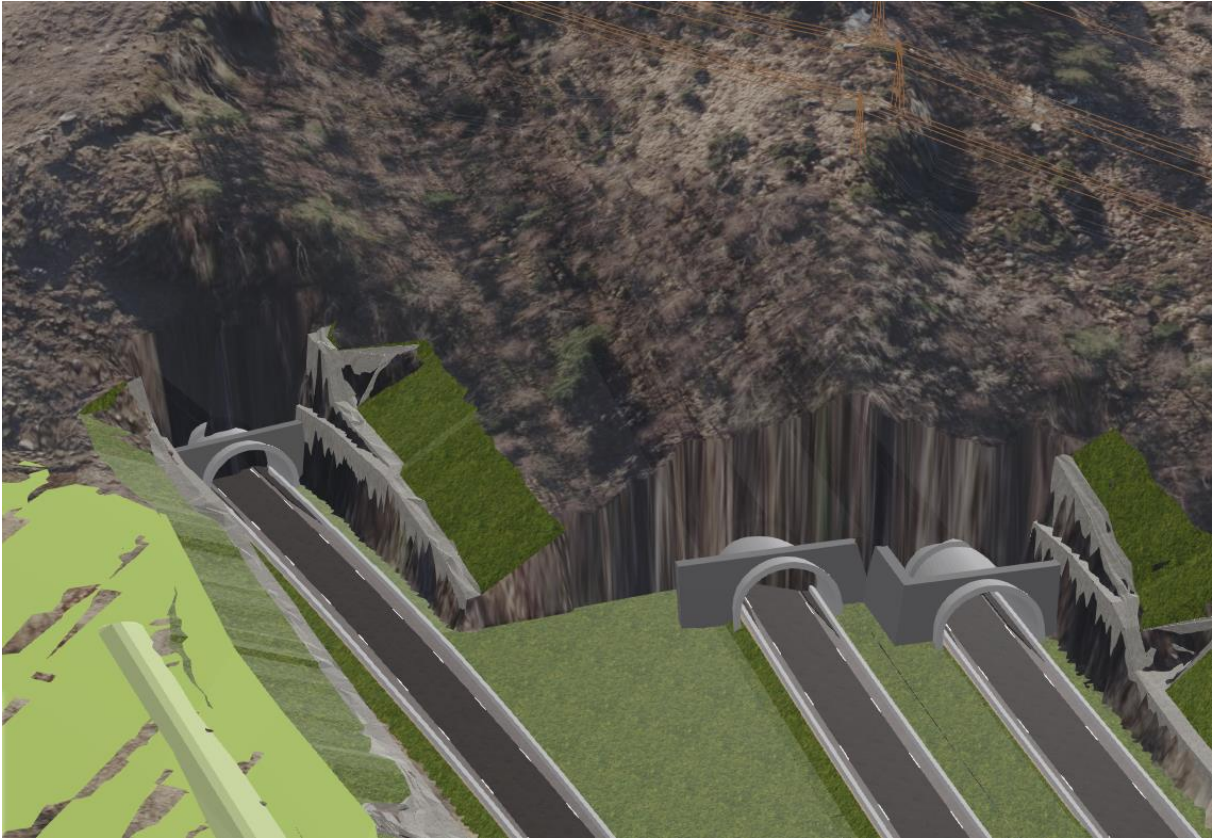
I følge [27] viser seismikkprofil P8 som er lagt langs med skråningen 2-9 m løsmasseemektighet med antatt morene (Figur 4-16). P10 som er ca. 20-30 m ovenfor påhugget og tvers på skråningen viser 3-6 m løsmasseemektighet ved tunneltraséen. P9 som er lagt lengre opp i skråningen indikerer opp mot 12 m løsmasseemektighet.

Totalsonderinger nedenfor påhugget er boret 1-3 m til fast berg.





Figur 4-12. Påhuggsområdet i nord, samordningsmodell. Øyetunnelen er vist til venstre i bildet..



*Figur 4-13. Påhuggsområdet i nord, samordningsmodell. Øyetunnelen er vist til venstre i bildet.*

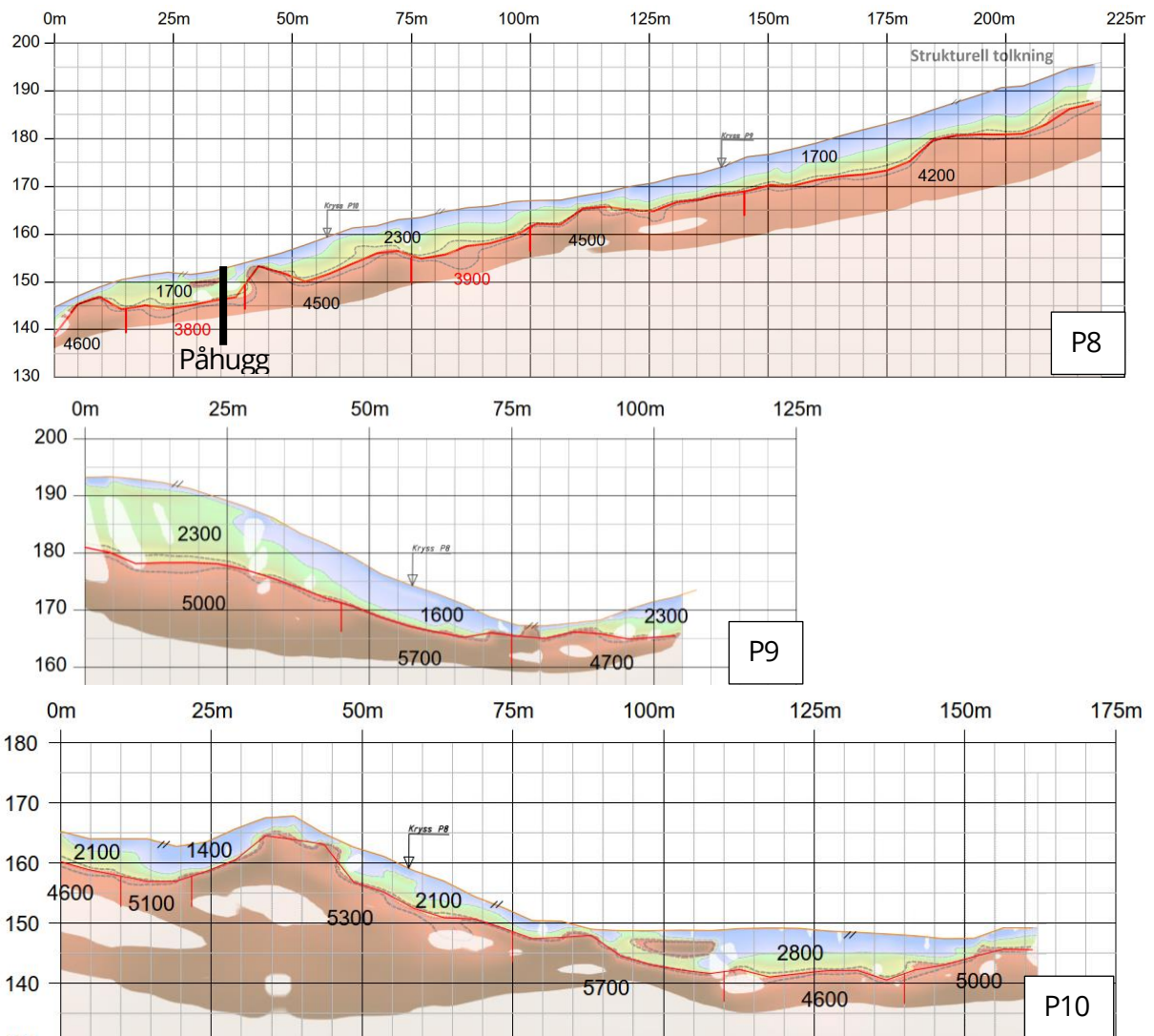




Figur 4-14. Påhuggsområdet i nord, foto.



Figur 4-15. Påhuggsområdet i nord, foto.



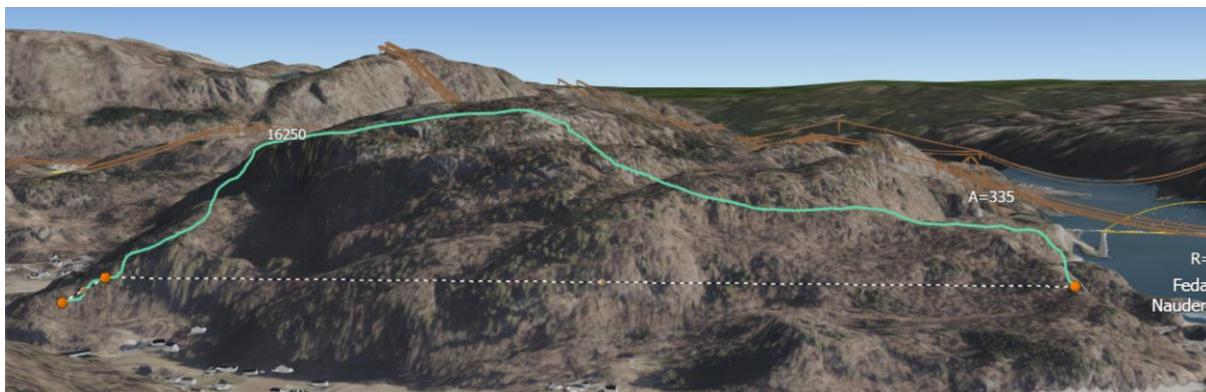
Figur 4-16. Seismikkprofil P8-P10 [27].



## 4.6 Eksisterende Fedaheitunnelen

### Generelt

Tunnelen er 2,9 km lang, har 100-250 m overdekning og ble drevet gjennom øyegneis. Avstand i fra Refstiheitunnelen er ca. 1 km ved Fedafjorden.



Figur 4-17. Lengdesnitt Fedaheitunnelen, fra 3d-modell.

### Vann- og frostsikring

Tunnelen ble drevet uten forinjeksjon. Det ble montert ca. 200 m vann- og frostsikring i hver ende. En del drypp/rennende vann stedvis i tunnelen som ble sikret med vannavskjerming.

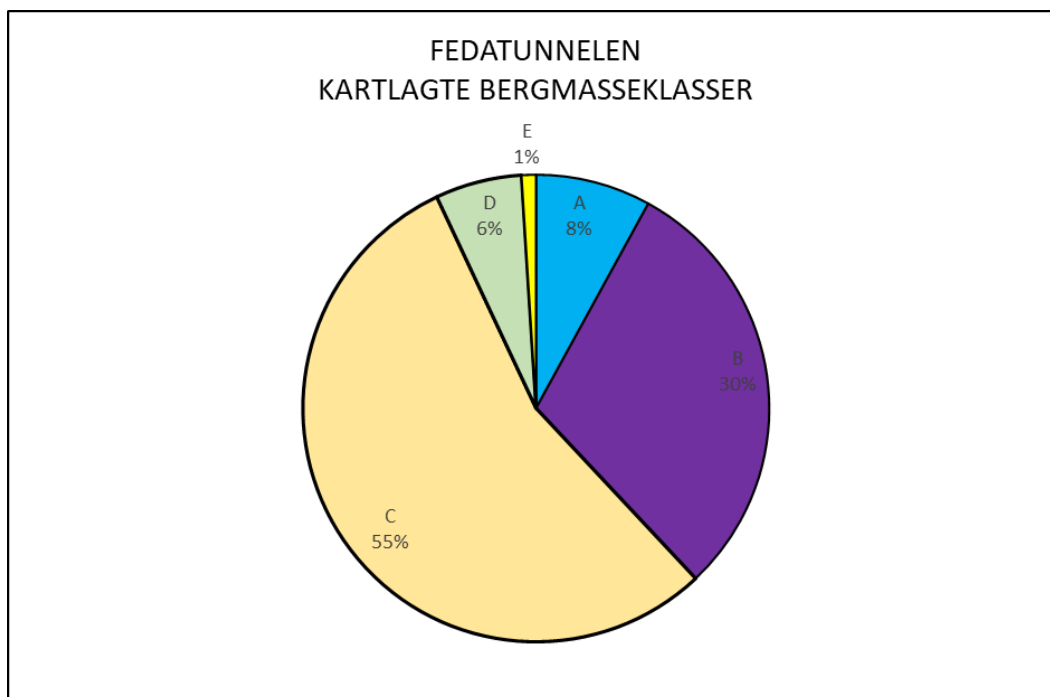
### Bergmassekvalitet

Kartlegging fra eksisterende Fedaheitunnelen i 2004 viser generelt god bergkvalitet [31]. Figur 4-18 visere en sammenstilling av %-fordeling bergmasseklasser.

Ca. 1/3 av Fedaheitunnelen er kartlagt i klasse A/B (Lite oppsprukket, god til svært god bergmassekvalitet) og ca. 2/3 er i klasse C (moderat oppsprukket, middels bergkvalitet). Kun 7 % av tunnallengden er kartlagt i lavere kvalitet, klasse D (tett oppsprukket eller lagdelt, dårlig bergmasse) og E (svært dårlig bergmasse).

Det er kartlagt to hovedsprekkesett i Fedaheitunnelen der det ene har SØ-NV til ØSØ-VNV strøk og fall 75-90° mot SV. Sprekkene er svært gjennomsettende og subparallele med tunneltraséen. Det er leirbelegg eller rustutfelling/forvitring flere steder langs sprekkene i dette sprekkesettet. Klorittbelegg opptrer sporadisk. Det andre hovedsprekkesettet har Ø-V strøk og 60-90° fall. Andre sprekkeretninger er også kartlagt.

Ved lineamentsanalysen ses det at Fedaheitunnelen har få markerte lineamenter/mulige svakhetssoner som berører tunneltraséen. Et mindre markert lineament med NNØ-SSV orientering krysser tunnelen omtrent der rampen til Hangelandsvika kobles til tunnelen. Det er kartlagt bergmasseklasse D i dette området.



Figur 4-18. Sammenstilling av %-fordeling bergmasseklasser i Fedafjordtunnelen [31].

#### 4.7 Bergmekaniske egenskaper

Det er ikke utført tester på bergprøver langs tunneltraséen. Tunnelen går gjennom (granittisk) øyegneis, båndgneis og granittisk gneis. Det gis i det følgende erfaringstall fra tilsvarende bergarter andre steder, samt testing på øyegneis ved Fedafjorden da denne antas å ha omtrent samme egenskaper som langs tunneltraséen.

Borbarhet er definert ved indeksene DRI (Drilling Rate Index, borbarhetsindeks) og BWI (Bit Wear Index, borslitasjeindeks). Avhengig av testresultat klassifiseres bergarten i kategorier fra 'ekstremt lav' til 'ekstremt høy'. Sprengbarhet beskrives ved sprengbarhetsindeksen, SPR. Indeksen er et mål på sprengstofforbruk (kg/fm<sup>3</sup>) for å oppnå en gitt fragmentering (d<sub>50</sub> = 270 mm). SPR-skalaen til bergarten fastsettes som god, middels eller dårlig [32].

Klassifisering av borbarhet og sprengbarhet er gitt i Tabell 4-6 og Tabell 4-7. Sweco har ikke mottatt opplysninger fra OPS-prosjektet om erfaringer med borbarhet/sprengbarhet langs dagens E39 på strekningen.

Ifb. kjerneboring for brufundamenter ved Fedafjorden er det utført testing av bergmekaniske egenskaper hos SINTEF. Bopunktene er nær tunneltraséen og NGUs berggrunnskart viser at det er samme bergart (øyegneis) langs fjorden og i søndre del av Refstiheitunnelen. Det er utført to kjerneborhull på nordsiden av fjorden i øyegneis (P3/4), og to kjerneborhull på sørsiden i øyegneis (P1/2). Det er utført tester med hensikt å bestemme densitet, enaksiell trykkfasthet, E-modul, Poissons forhold, borbarhet (DRI/BWI) og sprengbarhet (SPR). Resultatene er gitt i Tabell 4-9 og [33].

I to doktoravhandlinger fra 1998 [34] og 2009 [35] er det gitt testverdier (DRI, BWI) for granittisk gneis/øyegneis/amfibolitt gneis fra andre prosjekter rundt i landet, se Tabell 4-10.

Tabell 4-11 gir tilsvarende verdi for SPR for øyegneis/amfibolitt gneis [35]. Resultatene er basert på et begrenset antall tester.

Basert på [32] har gneiser i Skandinavia gjennomsnittlige verdier for hhv. enaksiell trykkfasthet (UCS) og E-modul på 130 MPa og 50 GPa. Tilsvarende verdier for granitter i Skandinavia er 169 MPa og på 42 GPa.

Tabell 4-6: Klassifisering av DRI og BWI verdier basert på [36].

Begrep	DRI	BWI
Ekstremt lav	< 26	< 11
Meget lav	26-32	11-13
Lav	33-42	21-30
Medium	43-57	31-44
Høy	58-69	45-55
Meget høy	70-82	56-69
Ekstremt høy	> 82	> 69

Tabell 4-7: Klassifisering av SPR verdier basert på [35].

Sprengbarhet	SPR	Beskrivelse
God	0,38	Grovkornet homogen granitt, syenitt og kvarts dioritt
Middels	0,47	Bergarter med sprengbarhet mellom god og dårlig, f.eks. gneis
Dårlig	0,56	Metaforfosert berg med lagstruktur ofte med høyt innhold av glimmer og lav enaksial trykkfasthet. Karakteristisk for bergartene er høy grad av anisotropi

Tabell 4-8. Bergmekaniske tester (DRI, BWI, SPR) på øyegneis utført av SINTEF [33]. P2 og P3/4 er kjerneborpunkt for brufundament ved hhv. sørside og nordside av Fedaffjorden.

PRØVE NR. (GITT AV SINTEF) PRØVE ID (GITT AV OPPDRAGSGIVER)		1	2
		P2: 14,84-16,39m	P3: 42,02-43,71m
EGENSKAP	ENHET	GJENNOMSNITTSVERDIER	
SPRØHETSTALL ( $S_{20}$ )	%	66,0 <i>Meget høy</i>	54,3 <i>Høy</i>
SIEVERS' J VERDI (Sj)	mm/10	94,3 <i>Ekstremt lav overflatehardhet</i>	5,4 <i>Høy overflatehardhet</i>
SLITASJEVERDI HARDMETALL (AV)	mg	3,5 <i>Meget lav</i>	4,5 <i>Lav</i>
BORSYNKINDEKS (DRI™)	<i>Indeks</i>	77 <i>Meget høy</i>	51 <i>Middels</i>
BORSLITASJEINDEKS (BWI™)	<i>Indeks</i>	13 <i>Meget lav</i>	27 <i>Lav</i>
PRØVE NR. (GITT AV SINTEF) PRØVE ID (GITT AV OPPDRAGSGIVER)		2	
		P3: 20,8-21,45m, 25,23 – 25,79m P4: 20,6-21,15m	
EGENSKAP	ENHET		
Sprengbarhet (SPR)	<i>Indeks</i>	0,36 <i>God sprengbarhet</i>	

Tabell 4-9. Bergmekaniske tester på øyegneis utført av SINTEF [33]. P1/2 og P3/4 er kjerneborpunkt for brufundament ved hhv. sørside og nordside av Fedaffjorden.

PRØVE NR. (GITT AV SINTEF) PRØVE ID (GITT AV OPPDRAGSGIVER)		1	2
		P1: 23,25-23,65m P2: 26,33-26,93m	P3: 20,8-21,45m, 25,23 – 25,79m P4: 20,6-21,15m
EGENSKAP	ENHET	GJENNOMSNITTSVERDIER	
DENSITET ( $\rho$ )	kg/m <sup>3</sup>	2640	2700
E-MODUL (E)	GPa	54,5	65,6
POISSONS FORHOLD ( $\nu$ )	<i>(tverr- kontraksjonstall)</i>	0,221	0,205
ENAKSIELL TRYKKFASTHET ( $\sigma_c$ )	MPa	112,8	173,8
BRUDDVINKEL ( $\beta$ )	gr °	21	23



Tabell 4-10. Tester for DRI/BWI hos SINTEF for andre prosjekter [34].

Bergart	Test	Antall tester	Median verdi	25 %-75 % persentil	10 %-90 % persentil
Granittisk gneis	DRI	247	52	44-61	37-72
Granittisk gneis	BWI	369	37	30-42	22-56
Øyegneis	DRI	16	42	39-50	34-70
Øyegneis	BWI	15	41	38-52	33-55
Amfibolitt gneis	DRI	49	43	36 - 51	31 - 57
Amfibolitt gneis	BWI	45	42	33 - 49	29 - 57

Tabell 4-11: Tester for SPR hos SINTEF for andre prosjekter [35].

Bergart	Test	Median verdi	25 %-75 % persentil	10 %-90 % persentil
Granittisk gneis	SPR	0,419	0,412-0,426	0,406-0,432
Amfibolitt gneis	SPR	0,462	0,388-0,540	0,314-0,608

#### 4.8 Anvendelse av sprengstein

Aktuelle laboratorietester for å avdekke bergmaterialenes egnethet i veioppbygging er:

- Los-Angeles – evne til å motstå nedknusing
- Micro Deval – evne til å motstå slitasje i veifundament
- Kulemølle – Evne til å motstå piggdekkslitasje
- Flisighet – Kornform

Det er i dette prosjektet ikke utført tester for anvendelse av bergartene langs traséen.

Sweco har mottatt dokumentasjon på steinmateriale for eksisterende Vatlandstunnelen, Teistedalstunnelen og Fedaheitunnelen fra Veidekke, se

Tabell 4-12. Sweco har lagt inn kolonne med antatt bergart som er testet.

Tabell 4-12. Testverdier (LA, MDE, FI) mottatt fra Veidekke for OPS E39 Lyngdal-Flekkefjord.

	LA	MDE	FI	Anmerkning	Bergart (Sweco vurdert)
Vatland tunnel vest	(32)	10,3	FI <sub>20</sub>	Lab.pukket	Usikkert, Granittisk gneis-båndgneis
Vatland tunnel vest	(36)	13,3	FI <sub>20</sub>	Prøveknust i Lyngdal	
Vatland tunnel vest	(42)	33,3	FI <sub>20</sub>	Prøveknust i Lyngdal, Pel nr.: 19000-18550	
Vatland tunnel vest				Prøveknust i Lyngdal, Pel nr.: 19000-18550, analysert hos NBTL	
Vatland tunnel øst	(37)	18,5	FI <sub>20</sub>	Lab.pukket	Usikkert, Granitt-båndgneis
Vatland tunnel øst	(43)	15,0	FI <sub>20</sub>	Prøveknust i Lyngdal	
Vatland tunnel øst	30	19,2	FI <sub>20</sub>	ferdigknust 0-32 fraksjon PEL 16400-16800	
Vatland tunnel øst	31	22,9	FI <sub>20</sub>	ferdigknust 0-32 fraksjon PEL 17100	
Teistedalstunnelen	(40)	18,2	(7)	Lab.pukket	Øyegneis
Fedaheitunnelen	49	18,2	FI <sub>20</sub>	Lab.pukket	
Fedaheitunnelen	50	30,1	FI <sub>20</sub>	ferdigknust 0-32 fraksjon PEL 24700	
Fedaheitunnelen	33		FI <sub>20</sub>	ferdigknust 0-32 fraksjon (NBTL)	
Fedaheitunnelen	44		FI <sub>20</sub>	ferdigknust 0-32 fraksjon (NBTL og Kolo-lab)	
Fedaheitunnelen	35,1			gravd opp utlagt masse pelnr 26100 (NBTL)	
Fedaheitunnelen	36,5			gravd opp utlagt masse pelnr 25410 (kolo)	

\* Grønt oppfyller krav til forsterkningslag/bærelag i trafikkgruppe B-F i N200:2022

\* Gult oppfyller krav til forsterkningslag i trafikkgruppe B-F i N200:2022

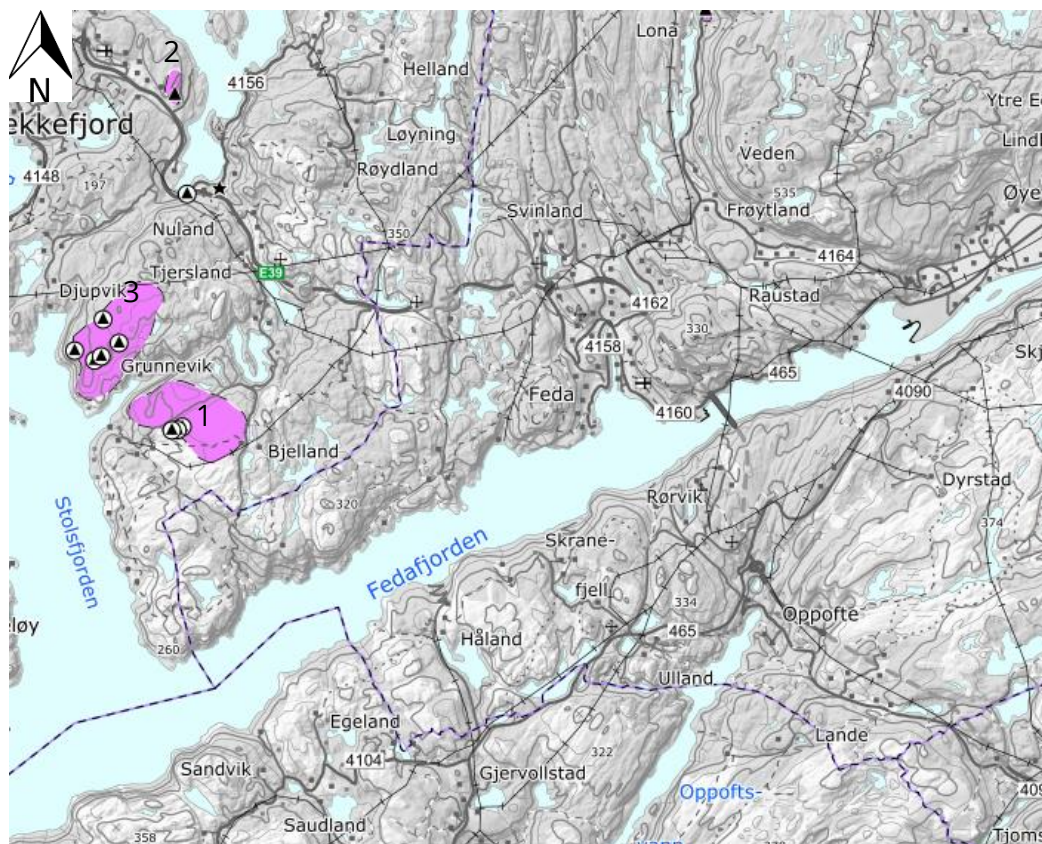
\* Bergart er basert på kartleggingsskjema fra OPS E39LF.

I NGU sin pukkdatabase er det registrert ressurser mellom Flekkefjord og Fedafjorden, se Figur 4-19. Tester på bergartene ved disse ressursene er oppsummet i Tabell 4-13.

Tabell 4-13. Resultatet av prøvemateriale fra pukverk nord for Fedafjorden.

Nr.	Bergart	Årstall	Lokalitet	LA, snitt	Kulemølle, snitt
1	Båndgneis	1996	Ståby	24,8	
2	Båndgneis	1996	Knaben	18,8	
3	Granittisk gneis	1997	Grunneviksheia	33 (23,9–38,6)	13,7 (8,3 - 16,8)

- Nr viser til forekomst i Figur 4-19.



Figur 4-19. Grus- og pukkforekomster i området [29].

## 4.9 Bergartenes syredannende og radon egenskaper

### 4.9.1 Sulfidholdige bergarter

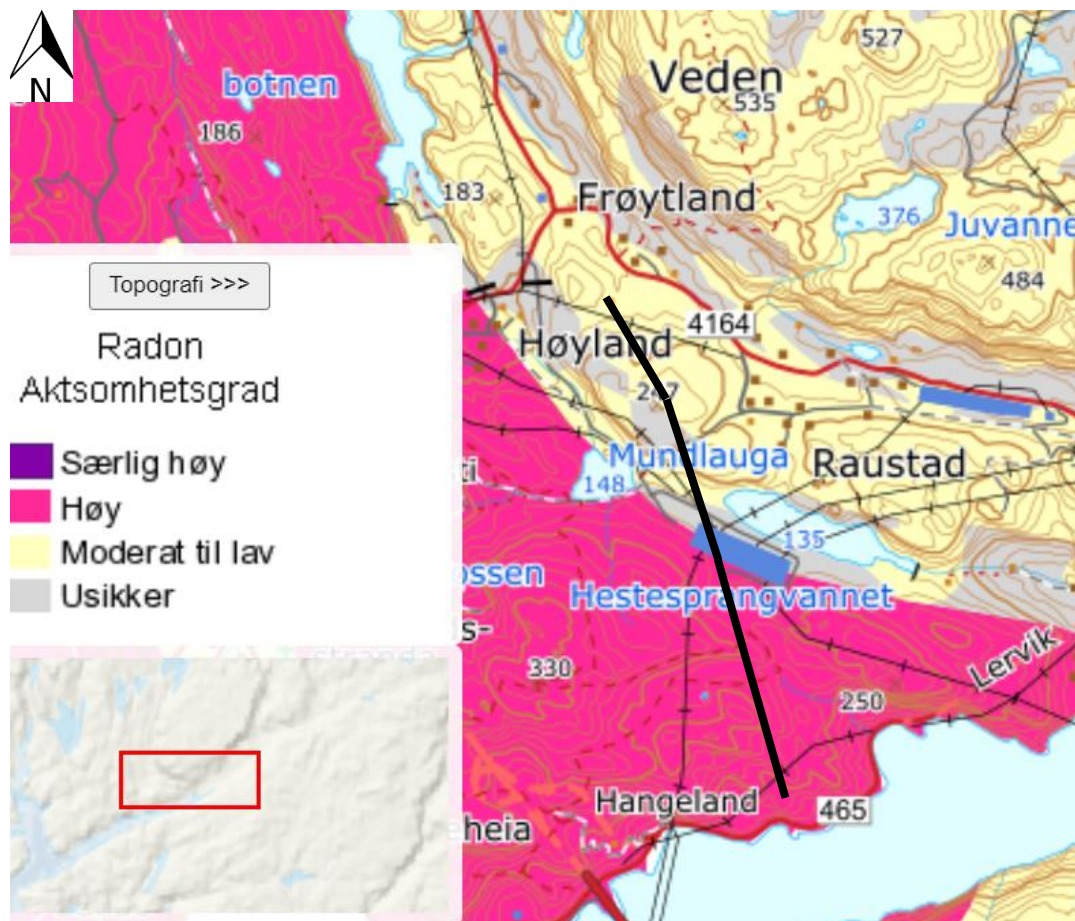
Sulfider er forbindelser mellom metaller og svovel. Vanligste sulfidmineral er jernsulfider som svovelkis (pyritt) og magnetkis (pyrrhotitt). Sulfidene kan ved forvitring danne en sterk syre og utlekking av tungmetaller. Sulfidførende bergarter kan derfor føre til forurensning ved utsprenning.

Forekomst av sulfid i Agder er oftest knyttet til båndgneisområder. Generelt er sulfidproblematikken størst i øst (Grimstad-Lillesand), og det har i mindre grad vært utbredt i E39-prosjektene vest for Kristiansand i dag som er utbygd/under bygging. Under feltbefaring er det ikke registrert indikasjoner på sulfidholdig berg som kan gi problemer. Det er ikke utført testing av kjemisk innhold av bergartene langs traséen.

### 4.9.2 Radonholdige bergarter

Det nasjonale aktsomhetskartet for radon viser hvilke områder i Norge som kan være mer radonutsatt enn andre. Kartet er utviklet ved at kunnskap om andel høye radonkonsentrasjoner i

boliger som ligger på kjent geologi er overført til andre områder med tilsvarende geologiske forhold. Aktsomhetskartet indikerer at øyegneisen i søndre del av traséen har høy aktsomhet og båndgneis/granittisk gneis videre nordover fra Hestesprangvannet har lav til moderat aktsomhet.



Figur 4-20. Aktsomhetskart radon, NGU. Tunnel vist med sort making.

#### 4.10 Natur- og kulturverdier

Det er utført kartlegging av natur- og kulturverdier langs tunneltraséen. Det er ikke registrert kulturminner eller vegetasjon som krever spesielle hensyn. Traséen går nær to vann; Mundlauga og Hestesprangvannet. Det må unngås nedtapping av vannstand i disse.

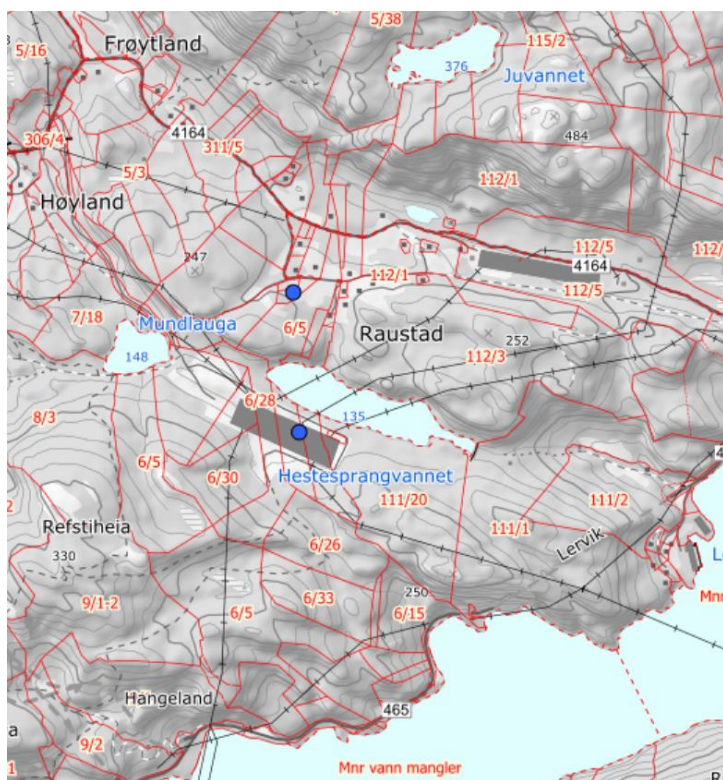
#### 4.11 Bebyggelse og brønner

Tunnelen går mest gjennom utmark og det forventes derfor ikke å være mange brønner i nærhet til tunnelen. Det er i den nasjonale grunnvannsdatabasen Granada [20] registrert to brønner i nærheten av tunnelen, se Figur 4-21. Det forekommer at brønner som er etablert ikke er registrert i Granada.



Brønn 56076 er på Raustad og ligger ca. 195 meter fra traséen. Den ble etablert i september 2009 av Sørlandet Brønnboring AS med en boret lengde på 75 meter og traff fjellet på en 8 meters dyp.

Brønn 96429 er ved kontrollhuset til Kvinesdal transformatorstasjon, ca 50 meter fra traséen, og ble etablert i oktober 2016 av Sørlandet Brønnboring AS. Den har en boret lengde på 80 meter og traff fjellet på 1,5 meters dyp. Bunnen av brønnen kan ha mindre avstand til tunnelen avhengig av retning og boreavvik.



Figur 4-21. Energibrønner, NGU, Granada.

En undersøkelse i matrikkeldatabase viser at det finnes 13 eiendommer i tunnelens influensområde (Tabell 4-14). Mange eiendommer har ikke offisiell adresse mens andre eiendommer har flere eiere. Alle adressene ligger i Kvinesdal. En bør ta kontakt med grunneierne for å sjekke om de har brønner som ikke er registrert. Ved påviste brønner bør det registreres type brønn, vannkvalitet/kapasitet, samt effektuttak ved energibrønn slik at man har dokumentasjon til ettertid hvis det skulle skje noe med brønnene.

Tabell 4-14 Eiendommer som burde undersøkes om har eksisterende brønn.

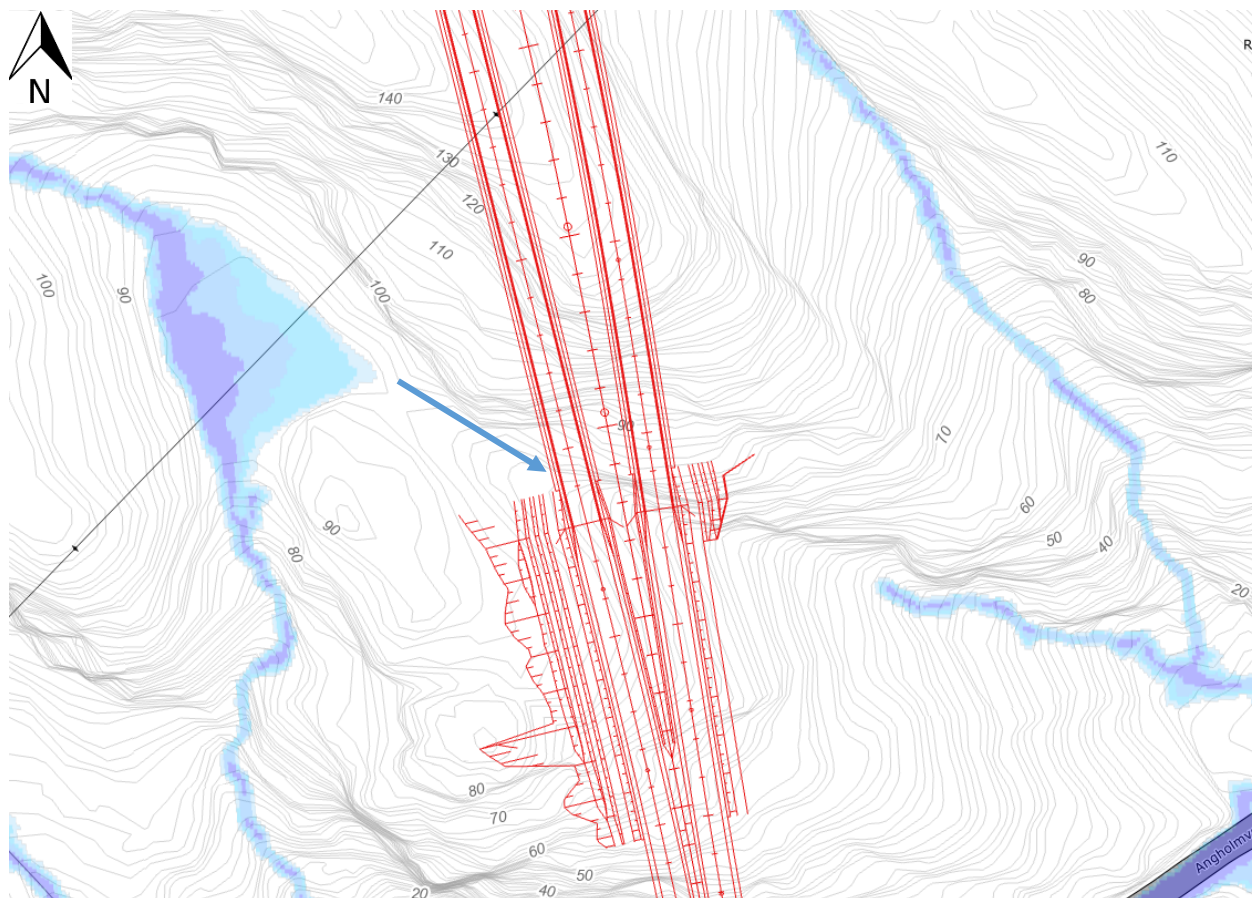
Nr	Adresse	postnr	Brønn
1	Frøytlandsveien 299	4485	
2	Frøytlandsveien 295	4485	
3	Frøytlandsveien 293	4485	
4	Frøytlandsveien 232	4485	
5	Frøytlandsveien 291	4485	
6	Frøytlandsveien 261	4485	
7	Raustad 37	4485	
8	Frøytlandsveien 341	4485	
9	Frøytlandsveien 341	4485	
10	Raustad 28	4485	Registrert *
11	Raustad 29	4485	
12	Raustad 50	4485	
13	Høylandsveien 270	4485	Registrert *

\*Brønnen etter koordinatene som er angitt i NGUs brønn database vises i naboeiendommen uten adresse.

## 4.12 Vannforhold

### 4.12.1 Vannforhold ved påhugg/forskjæringer

Det er ikke registrert bekker ved forskjæringene/påhuggene. På nordvestsiden av søndre påhugg er det et myrområde. Det er drenasjevei fra myra og ned via et søkk i terrenget til forskjæringen, se Figur 4-22.



Figur 4-22. Drenasjevei fra myr (blå pil) ved søndre påhugg/forskjæring. Viser også markfuktighet (NIBO)

#### 4.12.2 Hydrologi

Tunnelen går nokså tett på Hestesprangvannet, og det er også vannet Mundlauga i nærheten som kan tenkes å påvirkes av tunnelen. Tunnelen krysser en rekke antatte svakhetssoner som har kontakt med vannene og med myrområder som ligger i forsenkningene over og langs tunnelen.

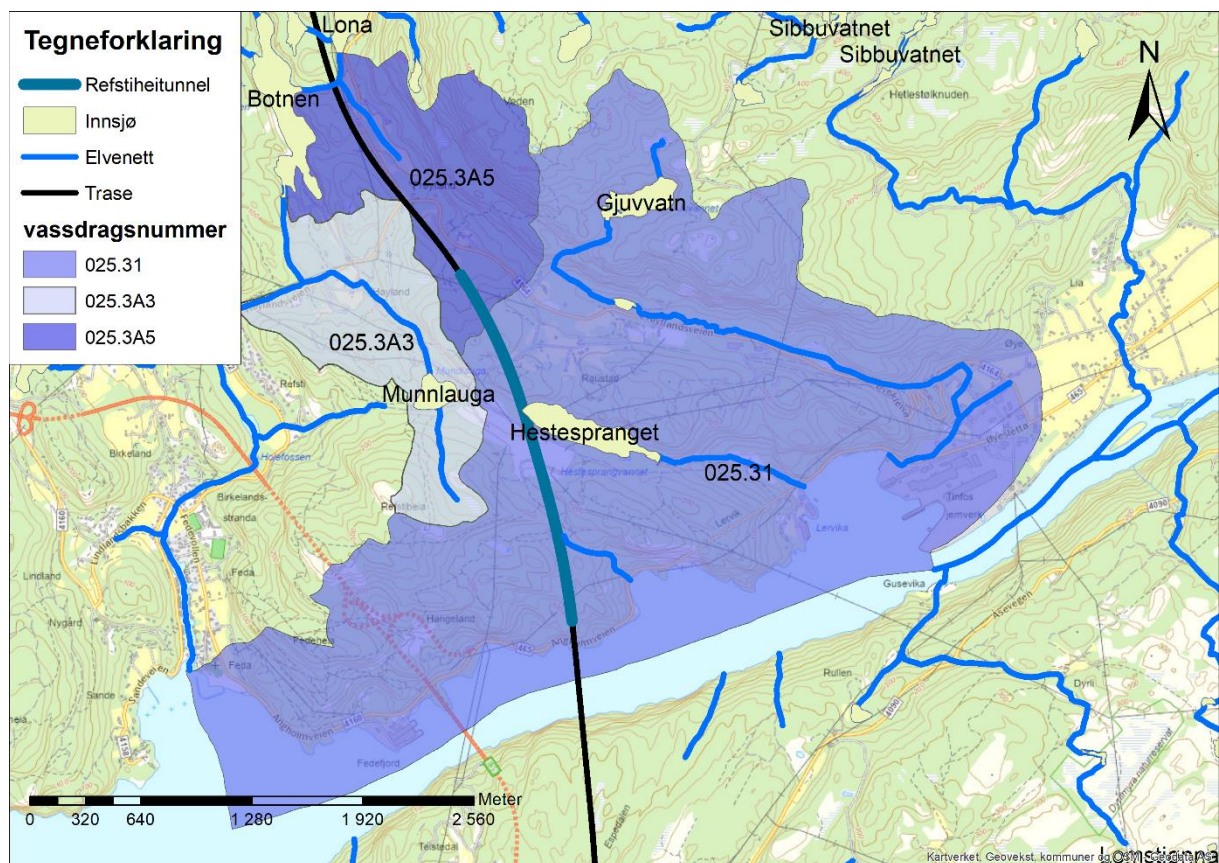
Berørte nedbørfelt er vist i Figur 4-23. Mesteparten av tunnelen ligger i kystfeltet 025.31 (14567 m til 16387 m), mens resten av tunnelen (16387 m til 16679 m) ligger i 025.3A5 som er et lokalt nedbørfelt og en del av Fedavassdraget. I figuren ble 025.3A3 også inkludert siden eksisterende svakhetssoner indikerer en mulig hydraulisk kommunikasjon mellom den og kystfeltet.



NVEs verktøy NEVINA er benyttet for å utføre vannbalanseberegninger for disse nedbørsfeltene. Som regel finnes det ikke fullstendig informasjon for kystfelt, og en må kombinere flere forskjellige estimater for nedbør og avrenning. I Tabell 4-15 oppsummeres resultatene som anses som de viktigste i forbindelse med tunnelpåvirkning dvs. årlig middelavrenning og årlig nedbør. Estimatenes er gjennomsnittlige årlige verdier og generelt viser de at nedbørsfeltene tar imot store mengder nedbør hvert år og at største delen av det brukes til overvannsavrenning.

Tabell 4-15. Oppsummering av resultatene fra NVEs verktøy NEVINA, NVEs REGINE database og SWECOs analyse verktøy i ArcGIS.

Vassdragsnummer	Areal km <sup>2</sup>	Årlig middelavrenning, 1961-1990, mm/år	Årlig nedbør mm/år
025.31	7,3	1517	1847
025.3A5	1,44	1588	1845
025.3A3	1,2	1357	1847



Figur 4-23. Elvenett, innsjøer og nedbørsfelt til hav over/nær tunnelen. Hydrologisk datagrunnlag fra [21].



### 4.12.3 Hydrogeologi

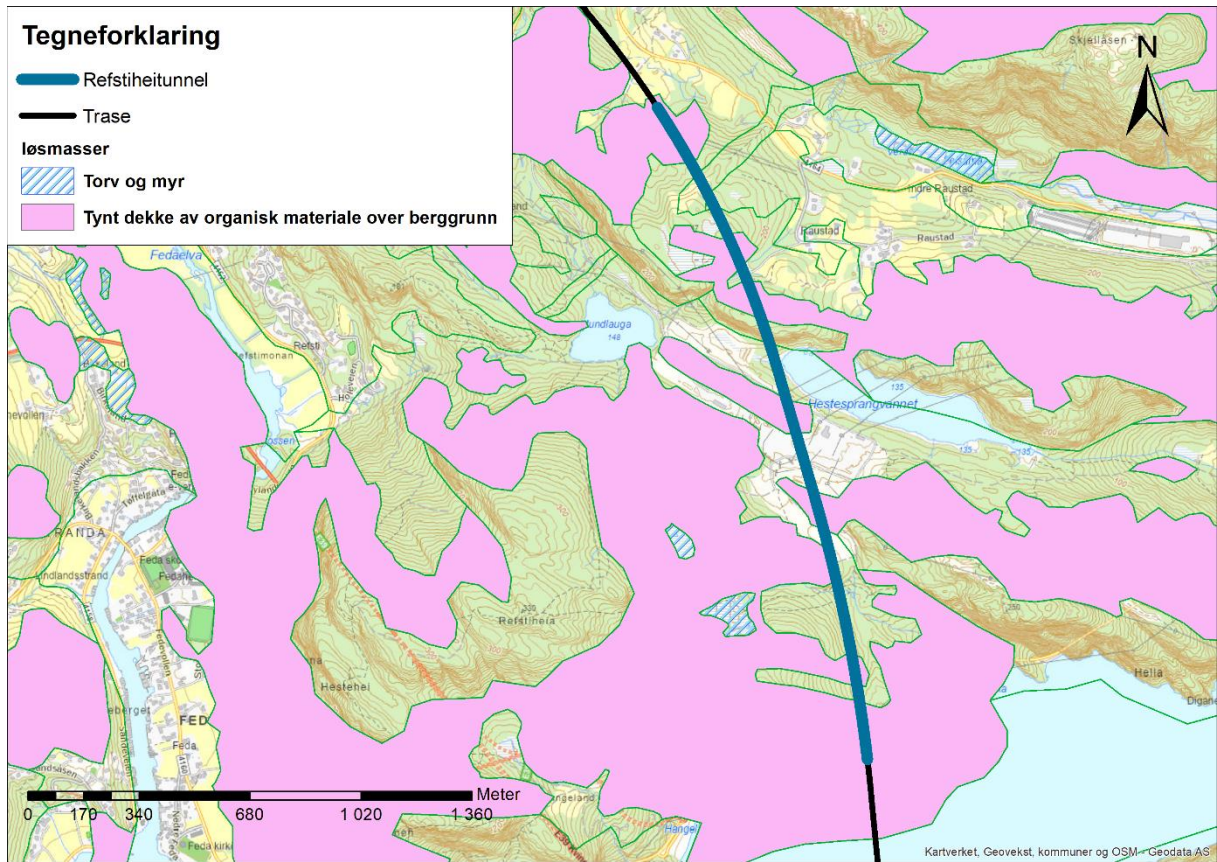
Nydannelse av grunnvann skjer ved at overflatevann infiltrerer i bakken. Det er som regel nedbør, men i vise tilfeller kan det være vann fra elver og innsjøer. I hydrogeologi skiller vi mellom grunnvann i løsmasser og grunnvann i fjell siden strømningsmekanismen ikke er den samme (strømning gjennom porøse løsmasser vs. gjennom sprekker og svakhetssoner i fjell). Grunnvann i løsmasser og fjell er ofte hydraulisk knyttet til hverandre og må dermed studeres som et helhetlig system.

Løsmassene i området over tunnelen vises i Figur 4-24 (se også kap. 4.2). Figuren viser to løsmassetyper; myr/torv og løsmasser rik på organisk materiale. Resten av området er stort sett bart fjell. Løsmasser som er rike på organisk materiale er godt egnet til jordbruk, men NGU som har kartlagt disse løsmassene indikerer at det kun er et tynt dekke over fjell. Stedvis, i forsengkninger, vil det kunne ligge løsmasser med større mektighet. Slike løsmasser kan magasinere litt grunnvann, men siden løsmassene er usammenhengende kan en ikke karakterisere dem som en grunnvannsforekomst. Myrområdene kan magasinere litt vann, men på mange måter er forholdene mer sammenlignbare med de i en innsjø/tjern enn i grunnvannsforekomster. I figuren er et vist noen myrer, men de ligger stort sett utenfor tunnelens influensområde. Kartene fra Kartverket viser en myr vest for Raustad som ikke er definert i NGUs kart (se Figur 4-25). Myren som vises i figuren vil ikke nødvendigvis observeres i felt. De fleste ble kartlagt på 50-tallet og ble drenert for å skape arealer egnet til jordbruk. Etter store nedbørshendelser har de en tendens til å samle vann. Ofte dannes det små tjern som forsvinner etter et par dager-uker når vannet blir drenert bort.

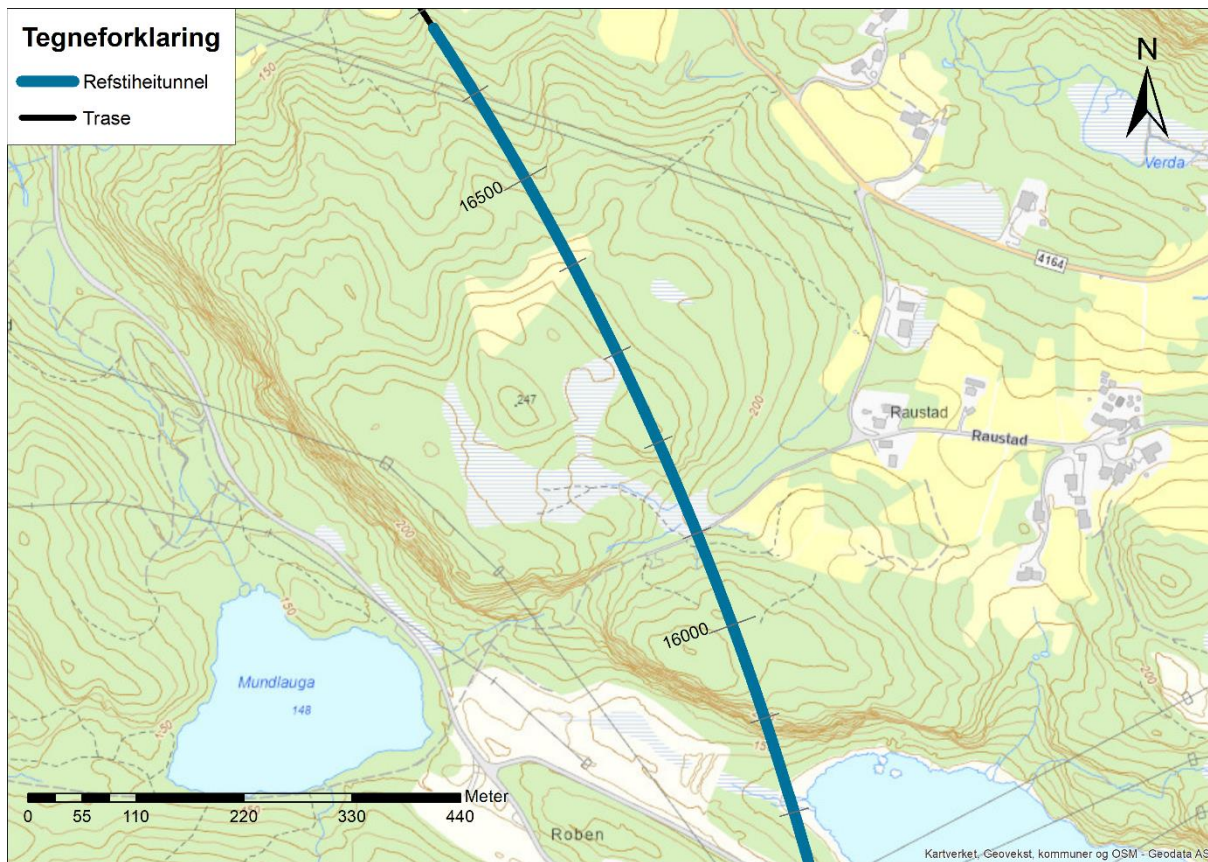
Løsmassene i området forsynes hovedsakelig av nedbør og tunnellekkasjer vil ha lite påvirkning på dem. Myrer er derimot sårbare områder og disse blir nærmere omtalt i kap. 5.10.1.

I kap. 4.3 og 4.4 er det gitt en detaljert beskrivelse av bergforholdene i området. Fra et hydrogeologisk perspektiv er det viktig å påpeke at bergart og strukturer i bergmassene bestemmer hvor utviklet sprekkesystemet i berggrunnen er og retninger som grunnvann vil bevege seg i. Foliajonsplan og svakhetssoner kan være vannførende.

Statistiske studier utført av NGU basert på informasjon fra brønndatabasen viser en gjennomsnittlig vannkapasitet mellom 300 og 400 liter/time for slike bergarter. 4-12 % av brønnene er tørre (mindre enn 50 liter/time) og 20-30 % viser kapasitet over 1000 liter/time.



Figur 4-24. Løsmassekart fra NGU som viser myr/torv, og tynt dekke av organisk materiale over berggrunn.



Figur 4-25. Myr over og nær tunneltraséen ved Raustad.

## 5 TOLKNINGSDEL

### 5.1 Bergoverdekning

#### Påhugg sør (14 590)

Påhugget er lagt til en bratt skråning med synlig berg. Det ligger urmasser med opptil et par meter mektighet over påhugget. Det er for vestgående og østgående løp hhv. ca. 25 og 20 m bergoverdekning i påhugget. Bergoverdekningen stiger raskt på mot nord.

#### Pel 14 590 – 15 500

Terrenget er stigende på strekningen. Tunnelen går under flere brattskrenter med synlig berg. Det antas lite løsmasser i terrenget. Bergoverdekningen vurderes å være >50 m.

#### Pel 15 500 – 15 750

Terrenget faller av mot nord. Det er en bergrygg i starten av strekningen. Tunnelen passerer under Kvinesdal transformatorstasjon (KTS). Under bygging ble det tatt ut mye løsmasse og fast berg i byggegropen. Stasjonen er bygd opp på sprengsteinsfylling på berg/fast morene. Topp fylling ble prosjektert til ca. kt. +148. Dette stemmer omtrentlig med koter i terrenghodellen. Det ble iht. grave-/sprengningsplan for KTS planlagt traubunn på fast berg til kote ca. +145. I praksis lå det stedvis morenemasser noe dypere i terrenget antatt ned mot kt. 140 [37]. Etter pel 15 650 er det registrert bergblotninger i dagen. På strekningen antas det å være ca. 40 m bergoverdekning. Under stasjonen kan det være mindre, ned mot ca. 35 m.

#### Pel 15 750 – 15 930

Fra adkomstveien til KTS og nordover faller terrenget av ned mot Hestesprangvannet før det stiger på igjen mot en fjellvegg. Bergoverdekningen er på det meste antatt å være ca. 30 m i hver ende av strekningen. Basert på utførte grunnboringer faller bergoverflaten av til et bunnpunkt hvor det er ca. 13 m bergoverdekning for både vestgående og østgående løp. Bergoverdekningen stiger mot nord og sør for dette punktet.

#### Pel 15 930 – 16 350

Terrenget stiger bratt opp til en høyde hvor det er opp mot 100 m bergoverdekning. På de neste ca. 150 m faller terrenget litt av til et lavpunkt med ca. 75 m overdekning. Terrenget stiger så på igjen til det får ca. 90 m overdekning. Det er enkelte bergblotninger på strekningen. Det antas å kunne være opptil maks. 10 m løsmassemektighet stedvis på strekningen. Bergoverdekningen antas å være ca. 60-100 m på strekningen.

#### Pel 16 350 – 16 680

Overdekningen er ca. 90 m i starten av strekningen. Terrenget faller slakt av mot påhugget i nord. Det er to rygger i nordre del av strekningen med synlig berg. Utført seismikk viser at på det meste er det i overkant av 10 m løsmassemektighet i skråningen. Bergoverdekningen antas å være på opp mot ca. 85 m i starten og at den så reduseres jevnt inn mot påhugget



Påhugg nord (16 680)

Østgående løp:

Det er bergblotning ca. 20 m ovenfor påhugget. Et borpunkt ca. 15 m vest for påhugget er boret ca. 3 m til berg. Basert på dette er det bergoverdekningen i påhugget tolket til ca. 10 m og jevnt stigende inn fra påhugget.

Vestgående løp:

Det er bergblotning ca. 20 m ovenfor påhugget (vestre side av tunnelen). Et borpunkt ca. 20 m nord for påhugget er boret ca. 1 m til berg. Basert på dette er det bergoverdekningen i påhugget tolket til ca. 10 m og jevnt stigende inn fra påhugget.

## 5.2 Bergspenninger

Det er ikke foretatt bergspenningsmålinger i denne planfasen, og Sweco er ikke kjent med at det er foretatt bergspenningsmålinger i nærliggende anlegg eller i tilknytning til tidligere utført planarbeid for E39 i området. Som utgangspunkt for eventuelle stabilitetsberegninger antas det derfor pr. i dag et gravitativt spenningsbilde med rene vertikal- og horisontalspenninger. Gitt deformasjonshistorikken til berggrunnen utgjøres trolig det faktiske spenningsbildet av tektoniske spenninger i tillegg til gravitative, og hovedspenningsretningene er sannsynligvis ikke rent vertikale/horisontale. Refstiheitunnelen har moderat overdekning og det forventes ikke utfordringer med sprakeberg knyttet til høye bergspenninger. Ved påhuggene kan innspenningen være redusert.

## 5.3 Påhugg og forskjæringer

### 5.3.1 Skredfare

Det er gjort en overordnet skredfarevurdering for de områder hvor det er bratt terreng og aktsomhetskartene til NVE viser skredfaresoner, se egen skredfaglig rapport [26]. Påhugg og forskjæring i sør omtales i rapporten. Bak påhugget er det en skogbevokst avsats før terrenget stiger bratt. Ved befaring i terrenget ovenfor påhugget er det ikke registrert løst berg som kan rase ned, men det er ett sprekkesett tilnærmet parallelt påhuggsflaten og det kan være avløste blokker her som vil kreve sikring. Det må det tas en nærmere sjekk i byggefasen med tilkomst i sele hvor eventuelle løse partier renskes ned eller sikres med bolt/nett.

For påhugg/forskjæring i nord er terrenget ikke bratt nok til at det er mulig med skred, utenom fra mindre skrenter ovenfor påhugget. Skrentene sikres mot steinsprang med rensk, bolter og nett.

### 5.3.2 Utforming/uttaksmetode

Det vises til skjæringsrapporten [38] for omtale av utforming av skjæringer i prosjektet. Det er aktuelt å legge inn hyller der skjæringene blir høyere enn ca. 20 m. Dette må detaljprosjekteres i

neste fase. Det vil i denne fasen bli regulert inn plass til at det blir mulighet for hyller med 4-6 m bredde.

Ved utspregning av skjæringene bør det legges opp til kontursprengning. En jevn kontur i bergskjæringene er avgjørende for å minimere omfanget av nødvendig stabilitetssikring.

Tverrprofil av påhugg og forskjæringer er vist i Vedlegg 2.

### 5.3.3 Vurdering påhugg/forskjæring sør

Det er skrånende terrenget som gir en høy skjæring langs vestre side av forskjæringen. Figur 4-9 viser bilde fra 3D modell. Skjæringshøyden i vestre side blir ca. 30 m høy over en lengde på rundt 50 m. På østsiden blir det skjæring kun helt innerst ved påhugget. Her er høyden på opp mot 30 m.

En forsenkning i terrenget med retning NV-SØ krysser terrenget rett foran påhugget. Det skyldes sannsynligvis foliasjonssprekker i kombinasjon med steiltstående sprekker. En sone med tettere oppsprekking i foliasjonsretningen kan derfor komme i berøring med påhugget. Søkket er en drenasjevei for overflatevann vest for traséen og vil derfor føre noe vann ned i forskjæringen (Figur 4-22). Det må under utspregning av forskjæringen vurderes å gjøre tiltak hvis det kommer mye vann ned fra skråningen i nordvest, f.eks. nedføringsrenne skjæringen eller montering av isnett.

Det er kartlagt tre-fire sprekesett i påhuggsområdet, alle med stor sprekeavstand, men med stor utholdenhet. Vedlegg 1 viser konturplott og sprekeroser med tolkning av sprekesett.

Bergmassen i befarte blotninger er massiv med stor sprekeavstand, sprekkene er ofte svakt undulerende og ru (Jr 3). Pga. stor sprekeavstand er det valgt Jn lik 6 (to pluss tilfeldig sprekesett). Vurdert Q-verdi for bergmassen i dette området er god kvalitet klasse A/B  $22,5-25$  ( $Q=90-100/(6*2, \text{påhugg})^{*3/1*1/1}$ ).

I påhuggsflaten viser kinematisk analyse at det er mulighet for plan utglidning og utvelting fra sprekesettet med strøk Ø-V. Ved forskjæringen kan det være mulig plan utglidning fra foliasjonssprekker langsetter vestre skjæringsvegg.

Nedenfor forskjæringen er det en lokalvei. Ved utspregning vil det være risiko for nedfall mot veien. Det må legges opp til stans i trafikken under arbeidene. Tunnelen vil bli drevet fra påhugget i nord. Det skal etableres en anleggsvei til forskjæringen fra enten lokalveien under eller ned fra toppen av fjellsiden.

### 5.3.4 Vurdering påhugg/forskjæring nord

Det blir et kombinert påhuggsområde for Refstiheitunnelen og Øyetunnelen ved Frøytland med bred forskjæring. For Refstiheitunnelen er det kun forskjæring på vestsiden av veien. Østgående løp til Refstiheitunnelen får i starten en ca. 10 m bergstappe langs forskjæringen til vestgående løp. Bergstappen anses å være tilstrekkelig bred mtp. stabilitet til tunnelen. Avstanden mellom påhugg til vestgående løp og Øyetunnelens forskjæring er ca. 30-35 m.

Forskjæringen er ca. 20 m innerst ved påhugget og faller raskt av i høyde til ned mot 5 m over en strekning på ca. 30 m. Det må graves av en del løsmasser i og over påhugget til man får stabil graveskråning. Ev. må det benyttes spunt/forstøtning over påhugget.

## 5.4 Svakhetssoner

### 5.4.1 Generelt

I det etterfølgende er det gitt en mer detaljert beskrivelse av de enkelte sonene og tolkninger av egenskapene til disse.

Sonenes utgående i dagen samt antatte skjæringspunkt for øst- og vestgående løp er også vist på ingeniørgeologiske tegninger.

Det er i hovedtrekk tre tydelige lineamenter som er registeret i terrenget med strøkretninger NV-SØ til N-S, NØ-SV til Ø-V, samt bergartsfoliasjonen med strøk NV-SØ og slakt fall mot øst. Bergartsfoliasjonen vises flere steder som tydelige lineament. Det er ikke gjort noen observasjoner av tett oppsprekking langs foliasjonen. Det vurderes likevel at det sannsynligvis er svakhetsplan langs foliasjonen som er årsak til disse lineamentene. I båndgneisen er det stedvis observert glimmerrike lag. Lineamenter langs foliasjonen er ikke vist på de ingeniørgeologiske tegningene.

Tabell 5-1. Oversikt svakhetssoner.

Sone nr.	ID,	Antatt fall	Antatt mektighet	Antatt profil nr i tunnelnivå, senterlinje	Kommentar
1		80 Ø	2,5-3 m	14740	Kartlagt i felt
2		~ 90	>5 m		Tolket fra skyggerelieff. Følger sannsynligvis parallelt traséen uten å krysse tunnelen
3		~ 90	>5 m	15100	Tolket fra skyggerelieff
4		~ 90	< 1 m	15135	Kartlagt i felt
5		~90/35 Ø?	>5 m	15380	Tolket fra skyggerelieff
6		35	>10 m	15860	Tolket fra refraksjonsseismikk og feltkartlegging
7		62NV	>10 m	16105	Tolket fra refraksjonsseismikk og feltkartlegging

#### 5.4.2 Sone 1

Sone 1 er observert langs en brattkant som den antatte sonen skjærer igjennom og danner en kløft i brattkanten. Retning på sonen er NV-SØ. Bredden på kløften er 2,5 -3 m. Figur 5-1 viser sonen med "massivt" berg på begge sider av kløften. Vegetasjonen gjør det litt vanskelig å se kløftens utbredelse i Figur 5-1. Bunn av kløften var dekket med løsmasser. Karakter av sonen er derfor ukjent.





Figur 5-1. Bevokst kløft skjærer igjennom en ellers "massiv" brattkant på tvers av sonen.

#### 5.4.3 Sone 2

Sone 2 er tolket fra skyggerelieffkart. Det er et markert søkk i terrenget, mer enn 10 m bredt. Retning er N-S. Ingen bergblotninger av denne sonen er observert i felt. Sonen er tolket å være steiltstående ut fra forløp i terrenget.

#### 5.4.4 Sone 3

Det ble observert en mulig svakhetssone ved pel 15100 med retning Ø-V. Denne forekom som en brattkant i terrenget og det gikk en bekk like under. Figur 5-2 viser brattkanten på nordre side av kløften. Ut fra terrengformasjon er det antatt at sonen kan være over 5 m bred.





*Figur 5-2. Svakhetszone langs brattkant.*

#### 5.4.5 Sone 4

Det er en forsenkning i terrenget som ligger ortogonalt på S3. Det ble derimot ikke funnet andre indikasjoner på mulig svakhetszone enn terrengformen. Forsenkningen er vist i Figur 5-3.

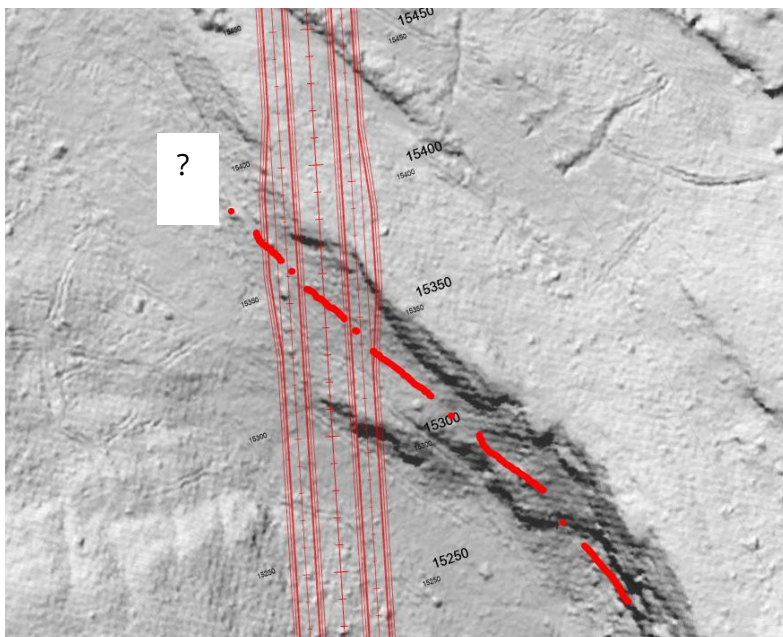




Figur 5-3. Forsenkning i terrenget

#### 5.4.6 Sone 5

Sone 5 er antatt å være en svakhetssone ut fra topografi med retning NV-SØ. Det er en markert brattkant langs østsiden av antatt soneforløp. Et glimmerrikt lag/sone langs foliasjonen er observert langs den østre brattkanten. Det kan være mulig at sonen er et slikt lag. I så fall vil den i tunnelnivå krysse traséen lenger nord pga. slakt fall.



Figur 4. Svakhetszone 5.

#### 5.4.7 Sone 6

Sone 6 er antatt å følge foliasjonen som i dette området har fall 35 graders fall mot NØ. I terrenget er sonen dekket med løsmasser. Hestesprangvannet ligger i forlengelsen av sonen. Et refraksjonsseismisk profil er lagt til dette området. Her er det tolket en 10 m bred sone med hastighet rundt 3500 m/s. Hastighet under 4000 m/s indikerer svakhetszone. Den tomografiske inversjonsmodelleringen antyder fall mot NØ som indikerer at det kan være en foliasjonssone. Liten bergoverdekning over tunnelen i dette området kan medføre mer forvitret berg og vannlekkasjer i tunnelen.

#### 5.4.8 Sone 7

Sone 7 er tolket ut fra feltbefaring ved en svært markert kløft i NØ-SV retning. Det er en brattkant mot NV. Langs denne brattkanten ble det observert oppsprekking med 10-30 cm avstand med strøk parallelt kløften og fall 62 grader mot nord. Det ble også observert klorittbelegg på sprekker. Det er utført et refraksjonsseismisk profil lenger øst som viser en lavhastighetszone som passer overens med forlengelsen av denne sonen. Sonen er i felt tolket å være over 5 m bred. I seismikkprofilen er det vist et 20 m bredt parti med hastighet rundt 3500 m/s.



## 5.5 Spesielle områder/hensyn

### Søndre påhugg/forskjæring

Påhuggsområdet anses å være relativt krevende da det er lagt til et bratt terreng ut mot Fedafjorden hvor det ikke er veiforbindelse i dag. Det må bygges anleggsvei i dagen ned fjellsiden. Det er bratt skråning ovenfor påhugget. Det er lokalvei på nedsiden av forskjæringen. Det er risiko knyttet til utsprenkning og nedfall av stein mot veien. Veien må stenges når arbeidet utføres.

### Kvinesdal transformatorstasjon

Tunnelen skal drives rett under stasjonen med ca. 40 m overdekning. El-komponenter på stasjonen er sensitive for rystelser. Det kan bli behov for begrensninger i salvestørrelser for å unngå overskridelse av rystelseskrav. Rystelsesmålere må monteres på stasjonen.

### Vest for Hestesprangvannet

Tunneltraséen har et parti med relativt lav bergoverdekning (ca. 13 m) vest for Hestesprangvannet. Lav overdekning og nærhet til vannet gir økt risiko ved driving på denne strekningen. Det må forventes dårlige bergforhold og muligens økt permeabilitet i bergmassene som vil kreve økt omfang av forinjeksjon og sikring. Sonderboringer opp mot lavbrekket under driving er aktuelt for å ha kontroll på bergoverdekning.

## 5.6 Bergmassekvalitet

Q-metoden er brukt for vurdering av bergmassekvalitet. Bergmassekvalitet er vurdert ut fra antatte svakhetssoner som berører tunnelen samt generell bergmassekvalitet i de ulike bergartene i tunneltraséen.

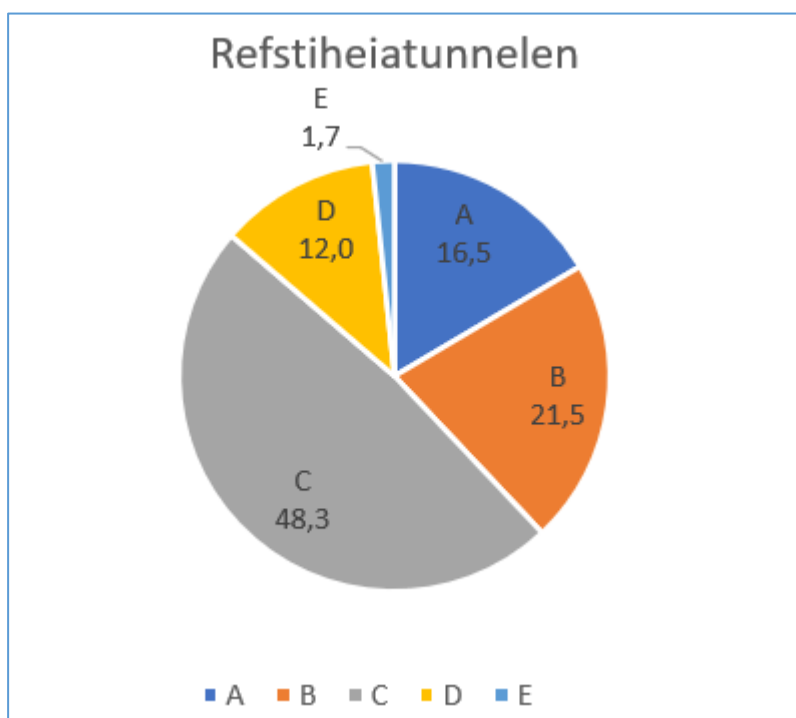
Den søndre halvdel av tunneltraséen er i øyegneis, deretter et parti med båndgneis og mot nordre påhugg granittisk gneis. Båndgneisen er vurdert å generelt ha noe dårligere kvalitet enn øyegneisen og den granittiske gneisen på grunn av mer markert oppsprekking/lagdeling langs foliasjonsretningen, ofte med glimmerbelegg.

Karakter og bredde til svakhetssoner er vurdert ut i fra seismikk der det er utført ellers generelt ut fra kløftebredder i terrenget. Soner med liten vinkel til tunnelene vil påvirke bergmassekvaliteten over en lengre strekning i tunnelen.

Informasjon fra eksisterende E39 Fedasteheitunnelen er også brukt. Denne tunnelen ligger i overkant av 1 km vest for Refstiheitunnelen i bergarten øyegneis. Informasjon herfra er derfor relevant for søndre del av Refstiheitunnelen. Antatt fordeling av bergmassekvalitet er vist i Tabell 5-2 og Figur 5-5. Bergmasseklasse E er delt i to på grunn av at behovet for sikringsbuer inntreer ved  $Q < 0,1$  som er innenfor Q-intervallet for klasse E.

Tabell 5-2. Antatt fordeling av bergmassekvalitet langs tunnelen i de respektive bergmasseklasser A-F.

A		B		C		D		E1		E2		F	
Q >40		Q 10-40		Q 4-10		Q 1-4		Q 0.2-1		Q 0.1-0.2		Q 0.01-0.1	
%	m	%	m	%	m	%	m	%	m	%	m	%	m
16,5	350	21,5	455	48,3	1025	12,0	255	1,2	25	0,5	10	0	0



Figur 5-5. Antatt fordeling av bergmassekvalitet langs tunnelen

## 5.7 Bergsikring

### 5.7.1 Bergsikring tunnel

Sikring i tunnelen bestemmes ut fra kartlagte Q-verdier sammenholdt med tabell 7.5-1 fra Vegnormal N500, se Tabell 5-4. Estimert fordeling av sikringsklasser i Refstiheitunnelen er vist i Tabell 5-3.

Det forventes at bergsikringen i all hovedsak kan gjennomføres med maskinrensk og manuell rensk i kombinasjon med bolting og sprøytebetong. Ved passering av svakhetssoner vil det stedvis også bli behov for tung sikring i form av forbolting og sprøytebetongbuer. Ved svært krevende soner vil det også kunne bli nødvendig å benytte korte salvelengder og oppdelt tverrsnitt for å ivareta stabiliteten under driving og i permanent situasjon.

Tunnelen vil kunne komme inn i soner med svellende leire, og dette må man ta hensyn til ved design av permanent sikring. Det kan bli nødvendig å revurdere utført sikring og eventuelt ettersikre bak stoff når resultater fra svelletester kommer tilbake fra laboratoriet i drivefasen.

Det er kartlagt et sprekkesett som har liten vinkel til tunnelretningen. Dette kan medføre ekstra sikring i vegger.

Tabell 5-3. Grovt estimat på forventet fordeling av bergmasse- og sikringsklasser.

Bergmasseklasse	Q-verdi	Betegnelse	Sikringsklasse	Andel av tunnelen [%]
A/B	100-10	Veldig god/god	I	38,0
C	10-4	Middels	II	48,3
D	4-1	Dårlig	III	12,0
E	1-0,1	Veldig dårlig	IV	1,7
F	0,1-0,01	Ekstremt dårlig	V	0
G	<0,01	Eksepsjonelt dårlig	VI	0

Tabell 5-4. Tabell 7.5-1 fra Vegnormal N500. Sammenheng mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser – permanent sikring.

Bergmasse-klasse	Bergforhold Q-verdi (sprengt berg)	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m Q = 100-10	Sikringsklasse I <ul style="list-style-type: none"> <li>• Spredt bolting</li> <li>• Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm</li> </ul>
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3-1 m Q = 10-4	Sikringsklasse II <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm</li> <li>• Systematisk bolting c/c 2 m</li> </ul>
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m Q = 4-1	Sikringsklasse III <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm</li> <li>• Systematisk bolting c/c 1,75 m</li> </ul>
E	Svært dårlig bergmasse Q = 1-0,2	Sikringsklasse IVa <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm</li> <li>• Systematisk bolting, c/c 1,5 m</li> </ul>
	Q = 0,2-0,1	Sikringsklasse IVb <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm</li> <li>• Systematisk bolting, c/c 1,5 m</li> <li>• Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c buer 2-3 m, ev. gitterbuer <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3-4 m</li> </ul> </li> <li>• Sålestøp vurderes</li> </ul>
F	Ekstremt dårlig bergmasse Q = 0,1-0,01	Sikringsklasse V <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150-250 mm</li> <li>• Systematisk bolting, c/c 1,0-1,5 m</li> <li>• Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c buer 1,5-2 m, ev. gitterbuer <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Buene boltes systematisk, c/c 1,0 m, boltelengde 3-6 m</li> </ul> </li> <li>• Sålestøp vurderes</li> </ul>
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse Q < 0,01	Sikringsklasse VI <ul style="list-style-type: none"> <li>• Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt</li> </ul>



### 5.7.2 Bergsikring påhugg og forskjæringer

Anslåtte bergsikringsmengder for forskjæringene/påhugg er gitt i Tabell 5-5. Det forventes sikring i form av rensk, bolter, sprøytebetong og steinsprangnett/isnett. Erfaringsmessig benyttes ofte sprøytebetong i påhuggsflaten som arbeidssikring. I mengdene er det lagt inn 50 % sprøytebetong i påhuggsflatene.

I påhuggene antas det å være behov for spiling. Det skal påføres sprøytebetong over og rundt spilingen med armering/oppheng rundt påhuggene for å holde på profilet ved åpningsalver.

Det ligger noe løsmasser ovenfor påhugg vest. Ved østre påhugg er det ur med stor mektighet som må fjernes både i forskjæring og oppover brattskrenten bak påhugget. Det er usikkert hvor mye av urmassene som må fjernes.

Tabell 5-5. Anslått bergsikringsmengde i forskjæringer/påhugg.

	Forskjæring/påhugg vest	Forskjæring/påhugg øst	Sum
Rensk, m2	1 600	3 700	5 300
Sikringsbolt, stk	150	200	350
Steinsprangnett, m2	150	550	700
Sprøytebetong, m3	20	50	70

### 5.7.3 Sikring av overliggende terreng

Ved påhugget i øst er det en ca. 80 m bratt skråning med steinsprangfare. Skråningen må gås over med renskelag i sele, og det må sikres med bolter og nett. Bruk av mobilkran kan være aktuelt. Det må vurderes å sette opp fanggjerd overfor påhugget.

Ved vestre påhugg/forskjæring antas det å ikke være behov for skredsikring utover rensk og noe sikring i skrenten rett over påhugget.

Det kan være litt løsmasser liggende over påhuggene. Dette må fjernes eller stabiliseres.

## 5.8 Bergmekaniske egenskaper

### 5.8.1 Borbarhet og sprengbarhet

Borbarhet og sprengbarhet for bergartene langs tunnelen er usikker da det ikke er utført tester langs traséen.

Fra Tabell 4-10 og Tabell 4-11 kan følgende antas generelt om bergartene langs traséen:

- Granittisk gneis
  - o medium til høy DRI
  - o lav til medium BWI
  - o medium til god sprengbarhet
- Øyegneis

- lav til medium DRI
- medium til høy BWI.
- Båndgneis
  - lav til medium DRI
  - medium til høy BWI
  - dårlig til høy sprengbarhet

De fleste tester for granittisk gneis har middels til god sprengbarhet, mens båndgneis har dårlig til god sprengbarhet. Det er større variasjon i testene for båndgneis enn for granittisk gneis/øyegneis.

Tester på øyegneis som er gjort hos SINTEF kan ha andre egenskaper enn granittisk øyegneis som man har ved Refstiheitunnelen. Tester på øyegneisen ved nordre brufundament ved Fedafjorden, som antas å være den samme som langs Refstiheitunnelen, indikerer middels DRI, lav BWI, og god sprengbarhet (SPR).

### 5.8.2 Anvendelse av sprengstein

Det er ikke utført tester på bergartene langs traséen og det er derfor usikkert hvor godt egnet steinmassene vil være til ulike formål. Det kan være stedegne og lokale variasjoner i bergmassen som gjør at berget ikke tilfredsstillende alle krav til steinmaterialer (for eksempel til bruk i de øvre lag av veikroppen).

I muntlig kommunikasjon med Veidekke angående bygging av dagens E39 på strekningen har de sagt at all sprengstein ble brukt i linjen, men steinen er av varierende kvalitet til veioppbygging/bærelag.

Alle bergartene langs tunnelen forventes erfaringsmessig å være egnet som grovfylling.

Tester gjort på øyegneis i Fedasteitunnelen/Teistedalstunnelen viser at bare en av syv tester oppfylder kravene til LA-verdien for bærelag/forsterkningslag (trafikkgruppe B-F). Krav til flisighet oppfylles for alle tester. Det er gjort få tester av MDE og disse oppfylder kravene delvis. Testene for granittisk gneis ved Flekkefjord (pukkdatabasen) viser verdier som både er over og under kravet til LA for bærelag/forsterkningslag.

Båndgneis kan ha store variasjoner med tanke på brukbarheten til massene. Der båndgneis inneholder mye glimmer vil massene ventelig ikke tilfredsstillende krav for bruk i øvre del av overbygningen. Det ser man også fra tester gjort i Vatlandstunnelen, hvor det antas at flere tester gjort på båndgneis (amfibolitt gneis). Mange tester oppfylte ikke krav til LA/MDE-verdi. Testene for båndgneis gjort ved Flekkefjord viser derimot lavere LA verdier som oppfylder kravet til bærelag/forsterkningslag.

## 5.9 Miljøhensyn

### 5.9.1 Syredannende bergarter

Sweco har fått informasjon fra Veidekke at det i OPS prosjektet E39 Lyngdal-Flekkefjord ikke var et problem med sulfidholdig berggrunn og sur avrenning. Alt berg ble benyttet i linjen. Driftsvann gikk gjennom sedimenteringsbasseng og ut i naturen [31].

Risikoen for problemer knyttet til sulfidholdig berggrunn anses som liten, men det kan ikke utelukkes at det stedvis (spesielt ved båndgneis) kan påtreffes bergmasse med økt sulfidinnhold og syredannende potensiale som må håndteres. Behov for prøvetaking av berget må vurderes under driving dersom det observeres tegn på sulfidholdig bergmasse. Slike masser kan f.eks. identifiseres med røntgendiffraksjon eller laboratorieanalyser. Videre må det gjøres en vurdering av behov for spesielle tiltak i forbindelse med deponering basert på innhold av sulfider og volumet av disse.

### 5.9.2 Radon

Det nasjonale aktsomhetskartet for radon viser at søndre del av traséen, opp til Hestesprangvannet, har høy aktsomhet, mens det videre nordover mot Frøytland er moderat til lav aktsomhet.

Radon er tyngre enn luft og vil kunne samle seg i kummer, pumpesumper o.l. Helsefare forbundet med radon er imidlertid knyttet til eksponering mot høye nivåer over lang tid, f.eks. i boliger der man oppholder seg store deler av døgnet. På denne måten er det lite sannsynlig at eventuelt forhøyede radonnivå i tunnelen vil representere noen helsefare for trafikanter eller andre som er innom i tunnelen for å utføre vedlikeholdsarbeid i driftsfasen. Ved høye nivåer kan det imidlertid være aktuelt å gjennomføre avbøtende tiltak i drivefasen for å beskytte arbeidere i tunnelen som oppholder seg der flere timer i døgnet. Det bør gjennomføres luftmålinger over tid for å dokumentere radonnivået, og aktuelle tiltak mot forhøyede verdier er f.eks. forsterket ventilasjon og/eller radonbrønner.

Ved eventuell bruk av sprengstein som fyllmasse under bygg bør radonnivåer kontrolleres og tiltak eventuelt gjennomføres.

### 5.9.3 Vibrasjoner fra sprengning

I henhold til NS8141 [39] skal det fastsettes krav til maksimale vibrasjoner fra sprengning på bygninger innenfor en avstand på 50-100 m fra sprengningsstedet. Innenfor denne avstanden ifra tunnelen er kun Kvinesdal transformatorstasjon. Tunnelen er her ca. 40 m under terreng. Statnett, som eier stasjonen, har generelle krav (Teknisk standard) knyttet til komponenter på sine anlegg. Enkelte komponenter, slik som innkoblet transformator, har lave grenser (20 mm/s). Det er være aktuelt å montere rystelsesmålere på komponenter i dette anlegget.

## 5.10 Hydrogeologiske vurderinger

### 5.10.1 Konsekvenser ved senkning av grunnvann

Konsekvenser for ytre miljø ved innlekkasje i tunnelanlegg er:

- En reduksjon i grunnvannsnivå eller vanntilførsel til vannkrevende flora og fauna. Det gjelder for eksempel myrområder der grunnvannsspeilet ligger generelt høyt eller jordbruksarealer som er vannavhengige
- Reduksjon i vannstand og/eller vannstandsreduksjoner i tjern og vann
- Reduksjon i grunnvannsnivå som påvirker grunnvannsbrønner innenfor influensområdet
- Poretrykkreduksjon som kan gi setningsskader

#### Innsjøer

Nærliggende innsjøer kan påvirkes negativt av tunnelanlegg. Det finnes noen dokumenterte tilfeller hvor små tjern ble drenert etter at store lekkasjer oppstod i tunneler.

#### Myr

Tunnelen passerer en større myr ved Raustad. Tunnelen går to steder rett under myren. Myrområder betraktes som sårbare områder siden selv små lekkasjer kan tørke dem ut med betydelige biologiske konsekvenser for økosystemet knyttet til dem.

Det er generelt usikkert om en myr står i kontakt med grunnvannet i området og har potensiale for uttørring pga. innlekkasjer i tunnel. Hvis grunnvannstand i fjellet ligger under bunnen av myrene vil vannet i myren være uavhengig av grunnvannet i området. Endringer i grunnvannstand i fjell på grunn av eventuelle lekkasjer kommer ikke til å påvirke myrene hvis disse ikke står i kontakt med grunnvannet.

For å kunne vurdere om myren står i kontakt med grunnvannet i fjellet kan det vurderes å utføre undersøkelse med boring av fjellbrønn. En undersøkelsesbrønn vil ikke nødvendigvis gi et umiddelbart svar på om myrene er i hydraulisk kontakt med grunnvannet i fjellet. Grunnvannstanden kan på kort tid stige flere 10 talls meter etter moderate nedbørhendelser, slik at man må basere analysen på gjennomsnittlig grunnvannsstand over en viss tid.

#### Brønner

Se kap. 4.11.

### 5.10.2 Influensområde

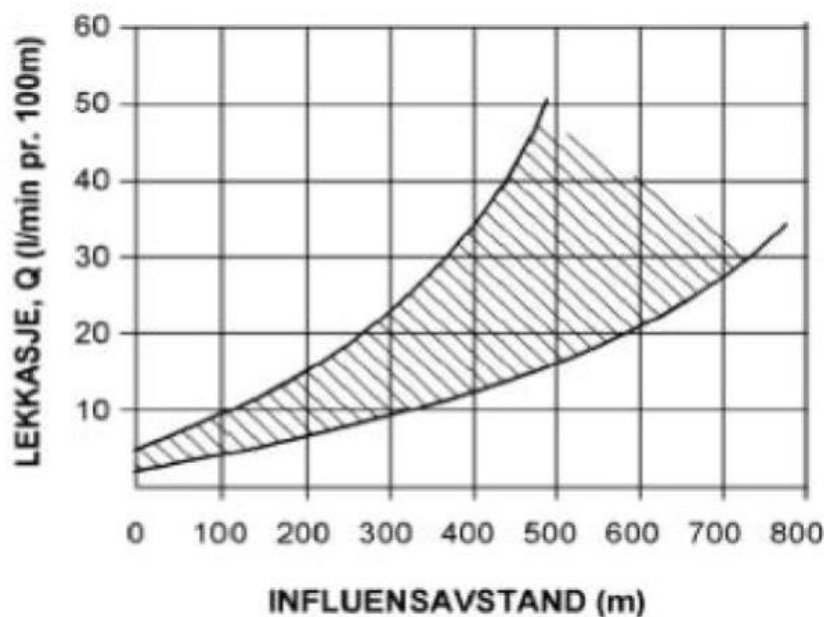
Influensområdet til en tunnel kan defineres som avstanden fra tunnelen der det kan forventes redusert grunnvannsnivå i en slik grad at brønner, naturforekomster eller poretrykk i leiravsetninger kan bli påvirket. Generelt vil det, i områder hvor tunnelen ligger dypt, forventes noe større influensområde enn der hvor det er liten overdekning. På en annen side vil effekten av en



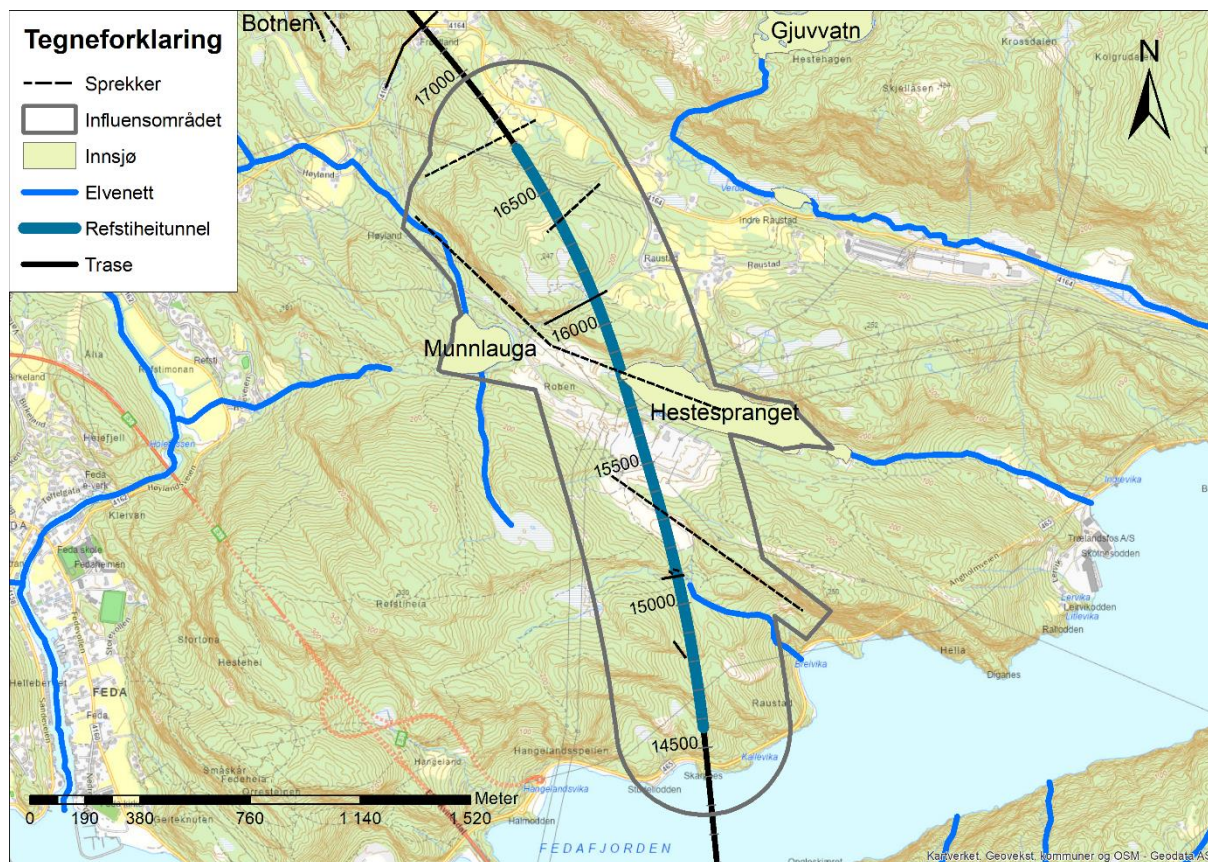
lekkasje fordeles over et større område, og senkning av grunnvannsnivået rett over tunnelen vil kunne bli mindre. En senkning i grunnvannstrykk ved tunnelnivå vil ikke nødvendigvis medføre en direkte senkning av grunnvannstand høyere opp i bergmassen direkte over tunnel. I stedet kan trykkreduksjonen ofte følge sprekker og svakhetssoner, og kan bli avskåret av tette lag. Tidligere studier rundt grunnvannssenking og tunneldriving argumenterer med at influensområdet til et tunnelanlegg sjeldent er bredere enn 300 i fra tunnelen [11]. Det vises også til Figur 5-6 som viser empirisk sammenheng mellom innlekkasjer og influensavstand.

Eksisterende data, erfaringstall og simuleringer som Sweco har utført for andre tunnelstrekninger er benyttet som grunnlag for å anslå influensavstanden til tunnelen. For Refstiheitunnelen antar vi en influensavstand på 300 meter, men stedvis kan det være opp til 400 meter for å kompensere for svakhetssoner og andre hydrologiske/hydrogeologiske forhold som indikerer økt fare for påvirkninger fra lekkasjene i tunnelen. Den antatte influensavstanden forutsetter at innlekkasjekravet i tunnelen overholdes. I uheldige situasjoner hvor det kan oppstå store lekkasjer i tunnelen vil påvirkningsområdet kunne være betydelig større.

Figur 5-7 viser tunnelens influensområde. I områder hvor det er myr, svakhetssoner og bekker er influensområdet utvidet/tilpasset manuelt.



Figur 5-6. Influensavstand som funksjon av innlekkasje [11].



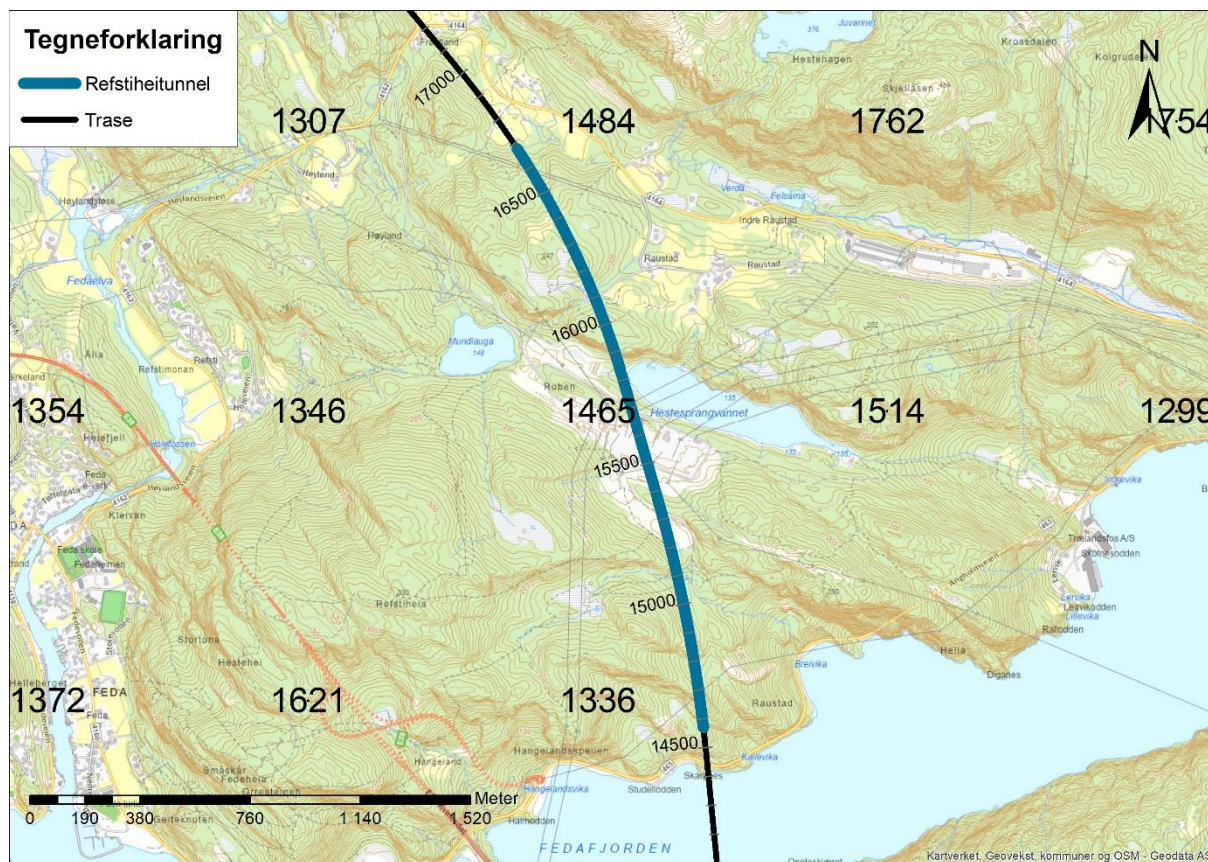
Figur 5-7. Tunnelens influensområde.

### 5.10.3 Vannbalanseberegning og innlekkasjekrav

Metoden som brukes for å beregne innlekkasjekrav er basert på vannbalanseberegninger. Det finnes flere måter å utføre disse beregningene på. Det som er problematisk med beregningene er at en er nødt til å innføre antagelser som påvirker resultatene. For å unngå antagelser om de klimatiske forhold i området skal analysen basere seg på datasett som er korrigert og verifisert av NVE for perioden 1961-1990. En burde helst bruke nyere datasett for perioden 1991-2020 som fanger opp klimaendringene, men NVE har ikke publisert disse ennå.

En stor fordel med å estimere innlekkasjekrav basert på grunnvannsdannelse i fjell er at man ivaretar vannbalansen i området. I fjellområder kan man grovt estimere at mellom 3 % og 20 % av årlig avrenning vil infiltreres i bakken. Det er mange lokale forhold som påvirker dette. Prosentandelen som infiltreres vil variere blant annet med bergarttype, landskapsform og årlig nedbør.





Figur 5-8. Årlig normale avrenning 1961-1990 fra NVE. Tallene viser avrenning i mm/år

Analysen starter med å bruke årlige normale avrenningsdata fra NVE (se Figur 5-8). Disse data er basert på simuleringer utført av NVE og viser avrenningsestimater etter vannbalanseanalyser er utført på et grid 1 km x 1 km over hele Norge. Simuleringene er kalibrert mot eksisterende data for perioden 1961-1990 og kan betraktes som de mest pålitelige data vi har i Norge om avrenningsestimater. Avrenningsestimater fra et hydrogeologisk perspektiv er tall som viser maksimum grunnvannsdannelse i et område. Grunnvannsdannelse i fjell ligger på mellom 3 og 20 % av disse estimatene. I områder med høy nedbør, slik som er tilfellet med Refstiheitunnelen, burde grunnvannsdannelsen ligge rundt 10 %.

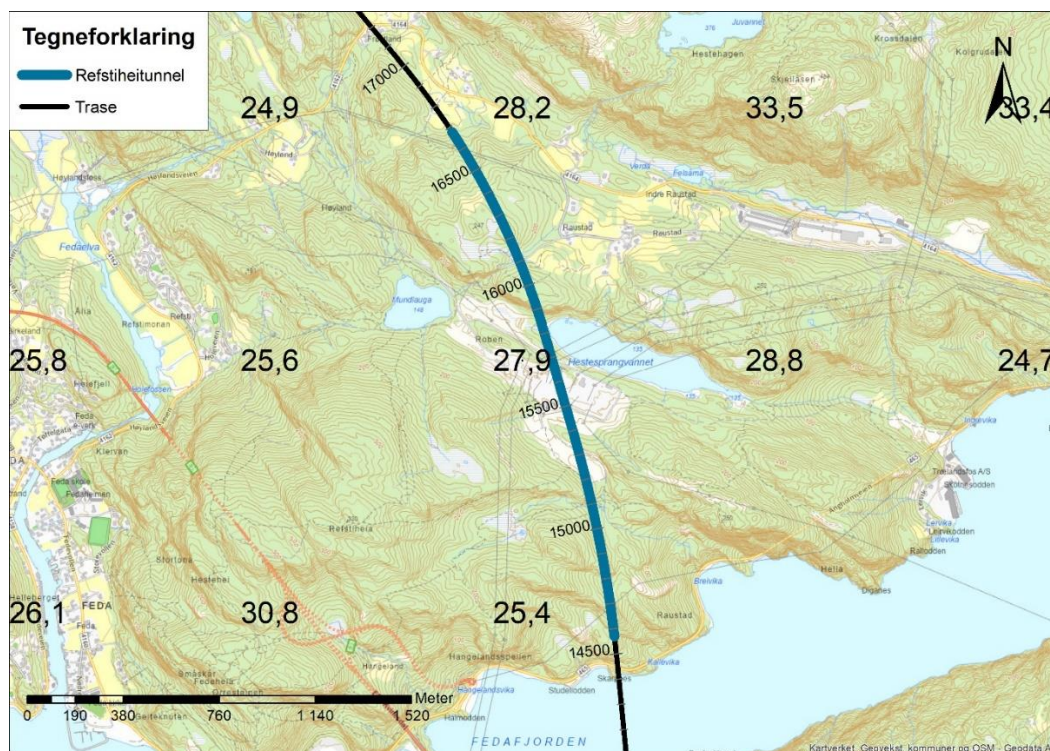
Ved å bruke 10 % av avrenningsestimatene som grunnvannsdannelse i fjell kan en estimere hvor store lekkasjer det kan være i tunnelen som kompenseres av naturlig grunnvannsdannelse (Figur 5-9). Hvis lekkasjene i tunnelen er mindre enn grunnvannsdannelsen vil grunnvannsstanden være stabil og skaderisikoen være lav.

Området viser en relativt høy årsavrenning som generelt sett indikerer at en kan tolerere lekkasjer opp til 25-28 l/min pr 100 meter tunnel uten å skape problemer for vannbalansen i området. For å lage innlekkasjekravene for tunnelen interpoleres de estimerte verdiene for de strekninger i tunnelen hvor man ønsker å få konkrete lekkasjeestimer.

Denne metoden er brukt for å estimere innlekkasjekravene som vises i Figur 5-10 og Tabell 5-6. Estimatenes er avrundet. Å bruke disse estimatene i praksis kan stedvis være komplisert noe som diskuteres nærmere under.

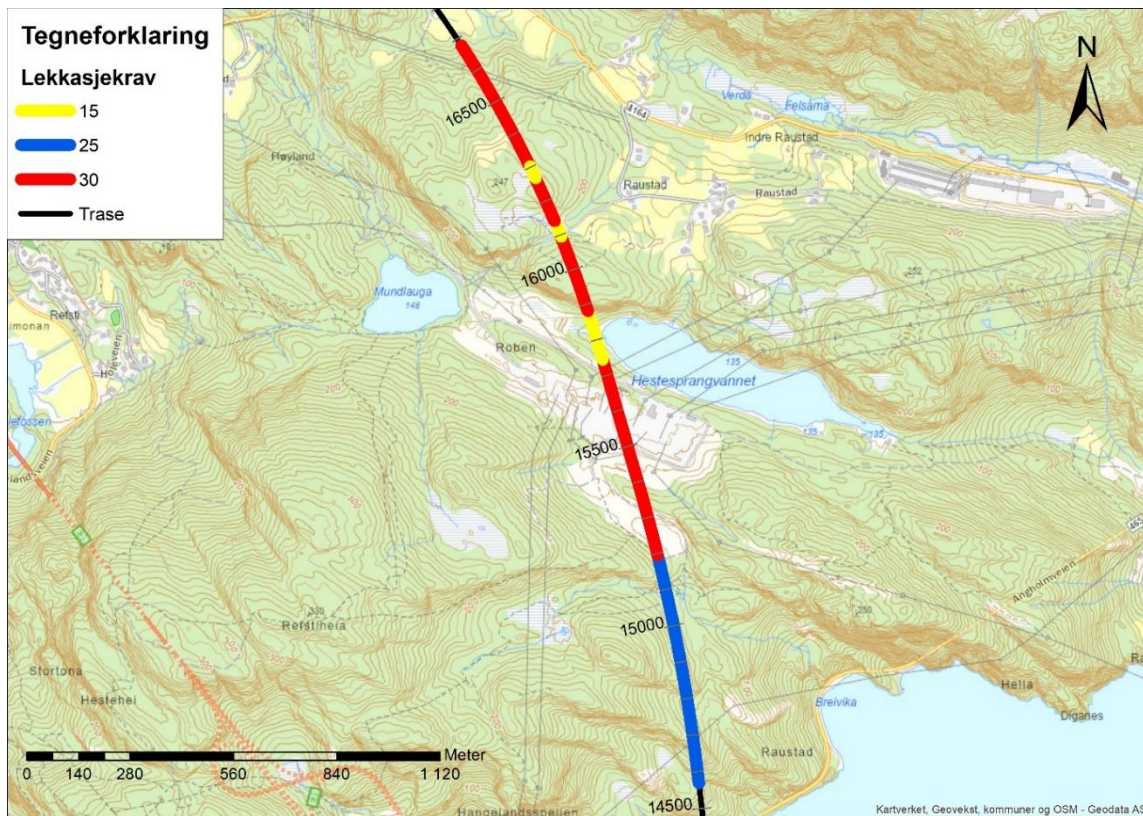
Har man to tunneløp burde kravet deles mellom dem. Dvs. at hvis man har totalt 30 l/min per 100 meter tunnel, burde kravet være 15 l/min per 100 meter tunnel for hvert løp. Dette er vanlig praksis i prosjekter med to tunneler. I den nordlige enden av Refstiheitunnelen er det felles influensområde med Øyetunnelen. Her må det vurderes å dele innlekkasjekravet mellom de 3 tunneløpene, dvs. at strekning nr. 8 i Tabell 5-6 (pel 16302-16679 meter) må tilpasses til Øyetunnelen.

Ved innsjø og myr vil ikke kravet som fås fra vannbalanseanalysen være tilstrekkelig til å ivareta risiko forbundet med disse. Myrer vil kunne være spesielt sensitive for også mindre fall i grunnvannsnivå. Helst bør man ha et strengest mulig krav ved disse, men det blir en avveining mot kostnader. Det er foreslått å redusere kravet med 50 % til 15 l/min per 100 meter tunnel, dvs. 7,5 l/min per 100 meter tunnel per tunneløp. Ved å undersøke grunnvannsnivået nær myrene med boring av fjellbrønn kan man få mer kunnskap om forholdene og ev. kunne justere innlekkasjekravet opp/ned.



Figur 5-9. Grunnvannsdannelse fra NVE uttrykt i l/min per 100 meter tunnel.





Figur 5-10. Innlekkasjekrav for Refstiheitunnelen.

Tabell 5-6. Innlekkasjekrav for Refstiheitunnelen.

Nr.	Pel	Strekning [m]	Innlekkasjekrav tunnel (2 løp) [l/min/100 m]	Innlekkasjekrav pr. løp [l/min/100 m]	Kommentar
1	14585-15195	610	25	12,5	Lite sårbart område. Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
2	15195-15744	549	30	15	Lite sårbart område. Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
3	15744-15883	139	15	7,5	Hestesprangvannet Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
4	15883-16095	212	30	15	Lite sårbart område. Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
5	16095-16141	46	15	7,5	Myr ved Raustad Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
6	16141-16267	126	30	15	Lite sårbart område. Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
7	16267-16302	35	15	7,5	Myr ved Raustad Maksimal punktlekkasje < 10 l/min
8	16302-16665	363	30	15 (10)	Lite sårbart område. (pga. Øyetunnelen må man fordele kravet på 3 løp langs denne strekningen.) Maksimal punktlekkasje < 10 l/min

#### 5.10.4 Overvåkningsbrønner

Det vil være nødvendig å installere overvåkningsbrønner langs traséen. Brønnene skal hovedsakelig installeres for å kunne dokumentere grunnvannsforholdene langs tunnelen. En slik dokumentasjon er påkrevd av NVE. Etablering av brønn bør skje minst seks måneder før byggestart og helst tidligere. Målingene avsluttes normal ett år etter tunnelens ferdigstilling.

Plasseringen av overvåkningbrønner ved Hestesprangvannet og myrområdet ved Raustad vil være fordelaktig.

#### 5.11 Sonderboring og Injeksjon

Det vurderes som nødvendig å utføre sonderboring med lekkasjemåling på strekninger der det er satt krav til maksimal innlekkasje. Iht. N500 skal tunnelstoffene i de parallelle løpene også drives slik at den ene stoffen ligger noe foran den andre slik at erfaringer fra det ene løpet kan overføres til det andre.

Injeksjon utføres enten som behovsprøvd eller systematisk forinjeksjon. Ved behovsprøvd injeksjon utløses en injeksjonsskjerm av et fastsatt nivå for maksimal innlekkasje målt i sonderhull. Systematisk forinjeksjon utføres over sammenhengende strekninger med overlappende skjerm uavhengig av innlekkasje i sonderhull. Systematisk forinjeksjon utføres typisk på strekninger med strenge innlekkasjekrav og/eller under sårbare områder på overflaten.

Det vurderes at der kravet er 15 L/min/100 m for ett løp vil det være tilstrekkelig med behovsprøvd forinjeksjon. Ved strengere krav enn dette bør det utføres systematisk forinjeksjon.

## 6 Usikkerheter og anbefalinger

### 6.1 Spesielle usikkerheter

- Steinmaterialets kvalitet – det må gjennomføres tester av bergmassen forløpende i anleggsfasen da kvaliteten kan endres over korte avstander.
- Bredde på og vanskelighetsgrad knyttet til driving gjennom og sikring av svakhetssoner (bla. knyttet til eventuell dypforvitring).
- Orientering av soner på tunnelnivå: Fare for at enkelte soner stryker nær parallelt med tunnelaksen og medfører økt sikringsbehov over lengre strekninger.
- Omfang av innlekkasje på tunnelnivå og tilhørende injeksjonsarbeider.

### 6.2 Krav til overvåking av spesielle forhold

- Hvis det påtreffes leirførende soner i tunnelen anbefales det å gjennomføre laboratorieanalyser av denne for å avdekke eventuelle svellende egenskaper. Hvis det avdekkes svelleleire med stort svellepotensiale/-trykk må den aktuelle sonen revurderes med hensyn til om det er aktuelt å utføre tilleggssikring på bakgrunn av ny informasjon.
- Innlekkasjen til tunnelen må måles jevnlig i drivefasen for å overvåke om strekningskravene til tetthet er oppfylt.
- Grunnvannsendring pga. tunneldriving må overvåkes og dokumenteres med fjellbrønner.
- Montering av vannstandsmåler i Hestesprangvannet. Montering bør gjøres i god tid før bygggestart for å måle sesongvariasjon.
- Vibrasjoner fra sprengning måles fortløpende på utvalgte objekter.

### 6.3 Ingeniørgeologisk kompetanse i byggefasen

Prosjektet skal være bemannet med en ansvarlig ingeniørgeolog i byggefasen Ingeniørgeologen anbefales å inneha minimum 5 års relevant erfaring fra tunnelanlegg. Ingeniørgeologisk kompetanse er viktig i byggefasen for å sørge for god oppfølging og anbefalinger av sprengning- og bergsikringsarbeider.

Byggherren må i tillegg tilknytte seg kontrollingeniører til å følge skiftene. Disse må ha ingeniørgeologisk kompetanse. For hver tunnelsalve gjennomføres «byggherrens halvtime» med geologisk kartlegging av siste salve, samt beregning av Q-verdi for beslutning av endelig sikringsomfang. Tilsvarende skal utsprengning av skjæringer følges opp underveis med ingeniørgeologisk kartlegging og prosjektering av sikring.

Kontrollingeniøren som utfører geologisk kartlegging på stuff, samt gjennomfører vurdering av permanent sikring, anbefales iht. N500 å ha følgende kompetanse:

- Erfaring med ingeniørgeologisk kartlegging og kartlegging etter Q-metoden og beskrivelse av bergmassekvalitet.
- Erfaring med og kjennskap til relevante metoder for bergsikring i tunneler og forskjæringer.
- Kunnskap om ingeniørgeologiske forundersøkelser, og med laboratorieanalyser av stein og løsmasseprøver.
- God kunnskap om innholdet i ingeniørgeologisk rapport, samt utførte grunnundersøkelser og relevant bakgrunnsinformasjon.
- Kunnskap om innholdet i relevante regelverk og håndbøker.
- Kjennskap til prosjektets risiko og sårbarhetsanalyse.
- Erfaring med og kunnskap om injeksjon i tunnel.

Det skal utarbeides ingeniørgeologisk sluttrapport for tunnel og forskjæringer.

#### 6.4 Anbefalte videre undersøkelser

Det anbefales følgende videre undersøkelser:

- Bygningsbesiktigelse utføres i forkant av sprengningsarbeider for Statnetts anlegg og bygninger som ligger innenfor det forventede influensområdet med hensyn til sprengningsvibrasjoner. Dette danner også grunnlag for fastsettelse av grenseverdier for rystelser.
- Vurdere tiltak/beredskap for energibrønn ved transformatorstasjonen. Hvis bunn av brønnen ligger nærme tunnelen kan denne bli skadet ved tunneldriving/forinjeksjon.
- Kjerneboring nordvest for Hestesprangvannet for å redusere risiko knyttet til driving og sikring gjennom svakhetssonen her. Nytt av undersøkelsen vil være å få mer kunnskap om bergkvalitet og permeabilitet slik at man kan få sikrere prognoser for sikring og forinjeksjon i dette området. Det er vist forslag til plassering av kjerneborhullet på tegning i Vedlegg 2.
- Boring av grunnvannsbrønner for å undersøke om myrer i området står i kontakt med grunnvannet i fjellet, og for å etablere kunnskap om variasjoner i grunnvannstand gjennom året. Hensikten er å få bedre grunnlag for fastsettelse av innlekkasjekrav i tunnel nær myrer og større kunnskap om naturlige svingninger for å kunne fange opp eventuell senkning i grunnvannstand som følge av tunneldriving.



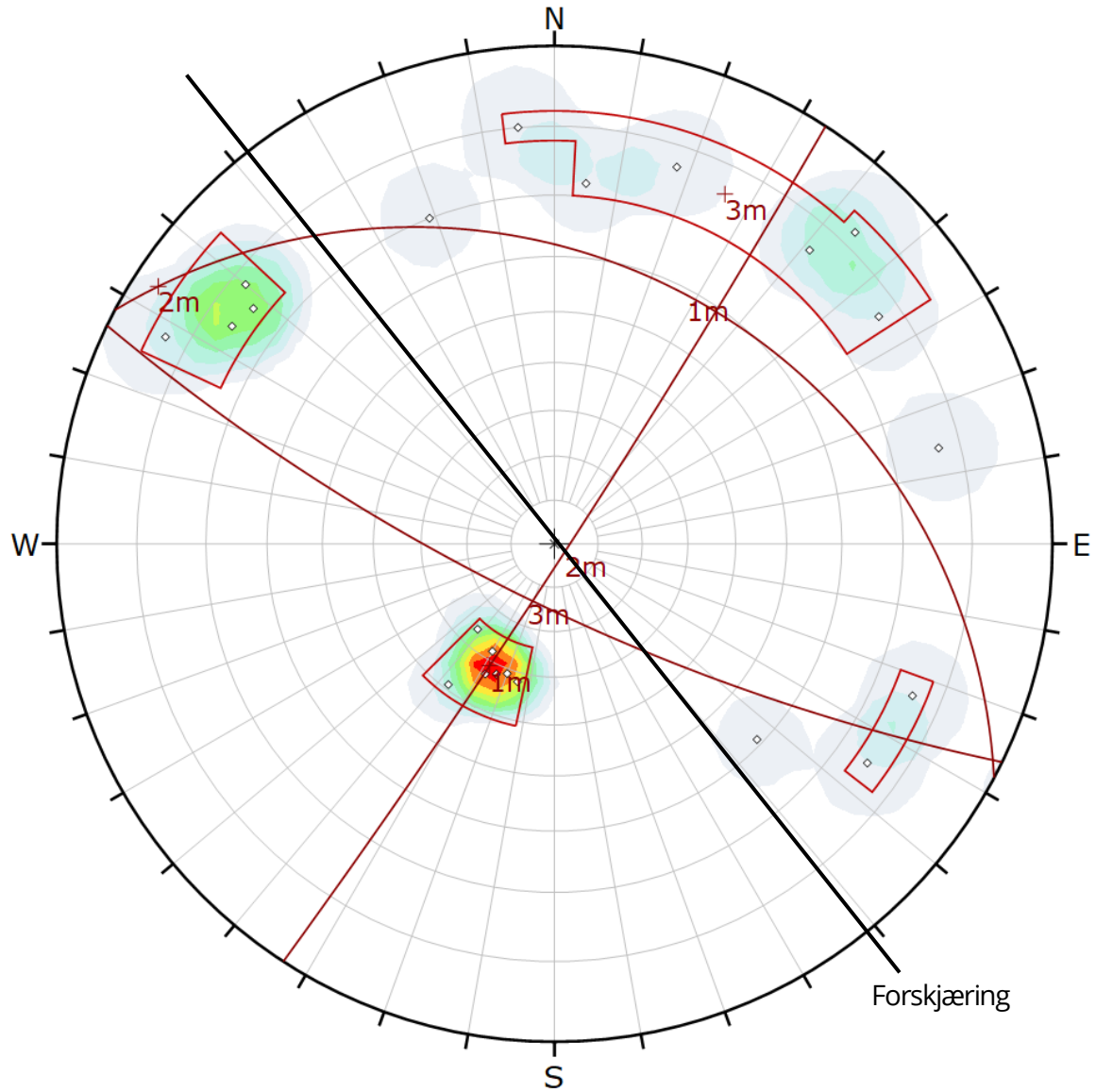
## 7 Referanser

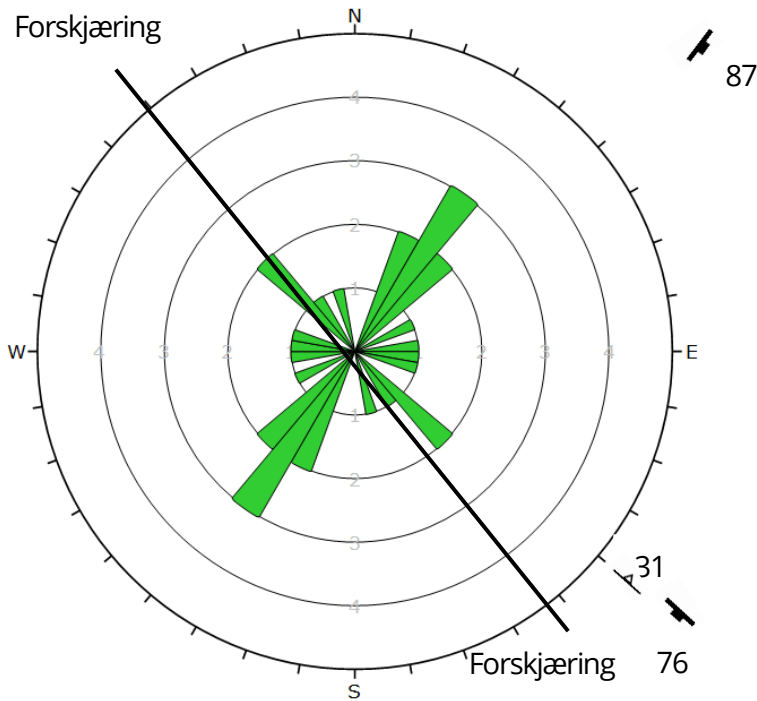
- [1] Statens vegvesen, "Vegnormal N100 Veg- og gateutforming," 2021.
- [2] Statens vegvesen, "Vegnormal N500 Vegtunneler," 2022.
- [3] Standard Norge, "NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner," 2016.
- [4] Standard Norge, "NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering," 2020.
- [5] NS-EN ISO 14689-1, "Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser - Identifisering, beskrivelse og klassifisering av berg," 2018.
- [6] Norsk bergmekanikkgruppe, "Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering," 2011.
- [7] Statens vegvesen, Vegnormal N200 Vegbygging, 2021.
- [8] Statens vegvesen, "Veiledning V521 Geologi og bergsikring i tunnel," 2022.
- [9] Statens vegvesen, "Håndbok V225 Bergskjæringer," 2020.
- [10] Statens vegvesen, "Håndbok R760 Styring av vegprosjekter," 2021.
- [11] Statens vegvesen, "Publikasjon 103 - Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø.," 2003.
- [12] NGI, "Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning," 2015.
- [13] NVE, "Flaum- og skredfare i arealplanar," 2011.
- [14] Norconsult, "E39 Lyngdal vest - Ålgård. Ingeniørgeologisk rapport til kommunedelplan," 2018.
- [15] Norconsult, "E39 Røyskår-Lølandsvatnet. Mulighetsstudie," 2020.
- [16] NGU, "Skredfarevurdering ifb. undersjøisk kabeltraséer i Fedafjorden," 1998.
- [17] NGU, "Fare for fjellskred i Fedafjorden," 2008.
- [18] NGU, "Berggrunn - Nasjonal berggrunnsdatabase," [Online]. Available: [http://geo.ngu.no/kart/berggrunn\\_mobil/](http://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/).
- [19] NGU, "Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase," [Online]. Available: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>.
- [20] NGU, "GRANADA Nasjonal grunnvannsdatabase," [Online]. Available: <http://geo.ngu.no/kart/granada/>.
- [21] NVE, "NVE Atlas," [Online]. Available: [www.atlas.nve.no](http://www.atlas.nve.no).
- [22] Statens vegvesen, "Vegkart," [Online]. Available: <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/nasjonal+vegdatbank/kart>. [Accessed 13 12 2018].
- [23] NGU, "Aksomhetskart radon," [Online]. Available: [geo.ngu.no/kart/radon/](http://geo.ngu.no/kart/radon/).
- [24] Kartverket, "FKB4," [Online]. Available: <https://openwms.statkart.no/skwms1/wms.fkb4?request=GetCapabilities&service=WMS>.

- [25] Miljødirektoratet, "Miljøstatus - Naturtyper - DN-håndbok 13 - kartdatabase," 2020. [Online]. Available: <https://miljoatlas.miljodirektoratet.no/MAKartWeb/KlientFull.htm?>
- [26] Sweco Norge AS, "NV42E39LK-GEO-RAP-0006 Fagrapport Skred," 2022.
- [27] Geomap Norge AS, "Rapport seismiske undersøkelser, E39 Lyngdal-Kvinesdal," 2022.
- [28] Sweco, "Geoteknisk vurderingsrapport delområder 1-7," 2022.
- [29] NGU, Grus og pukk, NGU. Internett. Available: [www.ngu.no](http://www.ngu.no), 2022.
- [30] NGU, "Rock construction awareness map from South Norway (report no. 2017.048)," Norges Geologiske Undersøkelse, 2017.
- [31] Allfarvei/Veidekke, "OPS Prosjekt E39 Lyngdal-Flekkefjord. Sluttdokumentasjon fra byggefasen, muntlig kommunikasjon".
- [32] Norwegian group for rock mechanics (NBG), Engineering geology and rock engineering. Handbook No 2, Norwegian group for rock mechanics (NBG), 2000.
- [33] SINTEF, "Bergmekaniske egenskaper. Testing av prøver fra Fedafjorden, E39 Lyngdal-Kvinesdal," 2022.
- [34] A. Bruland, "Hard Rock Tunnel Boring (Vol. 10 of 10) - Statistics of Drillability Test Results (Doctoral theses)," NTNU, 1998.
- [35] V. Olsen, "Rock Quarrying - Blast design (Doctoral theses)," NTNU, 2009.
- [36] NBG, "Håndbok 02. Engineering Geology and Rock Engineering," 2000.
- [37] Sweco Norge AS, "Kvinesdal Transformatorstasjon, prosjekteringsunderlag grunnentreprise," 2015.
- [38] Sweco Norge AS, "NV42E39LK-GEO-RAP-0003. Fagrapport ingeniørgeologi, Bergskjæringer," 2022.
- [39] Standard Norge, "NS-EN 8141-1:2022 Vibrasjoner og støt, Del 1: Virkning av vibrasjon og lufttrykkstøt på byggverk, inkl. tunneler og bergrom".
- [40] Standard Norge, "NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering," 2020.

## Vedlegg 1. Konturplott og sprekkerose

### 1. PÅHUGG NORD (Frøymland)



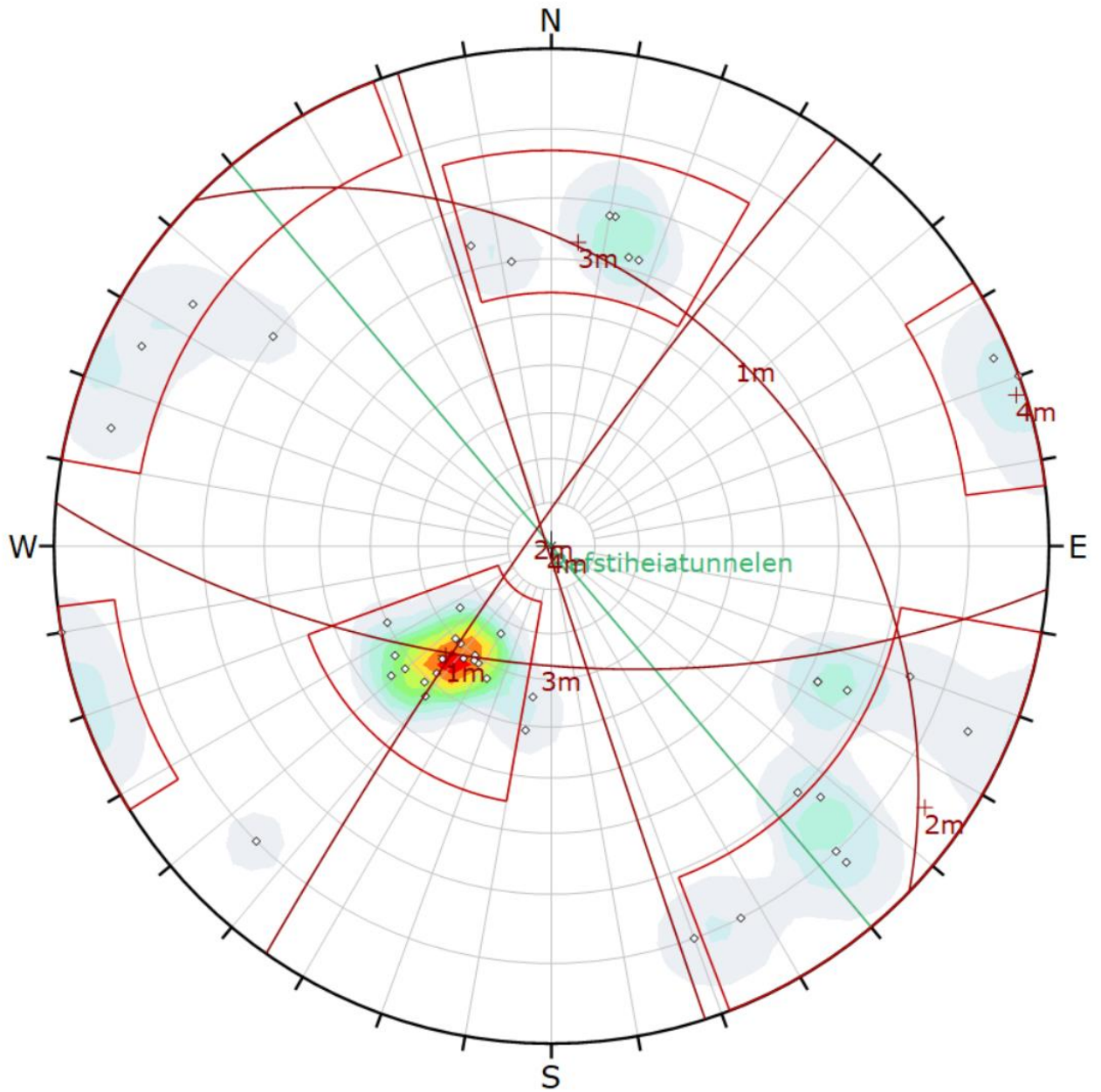


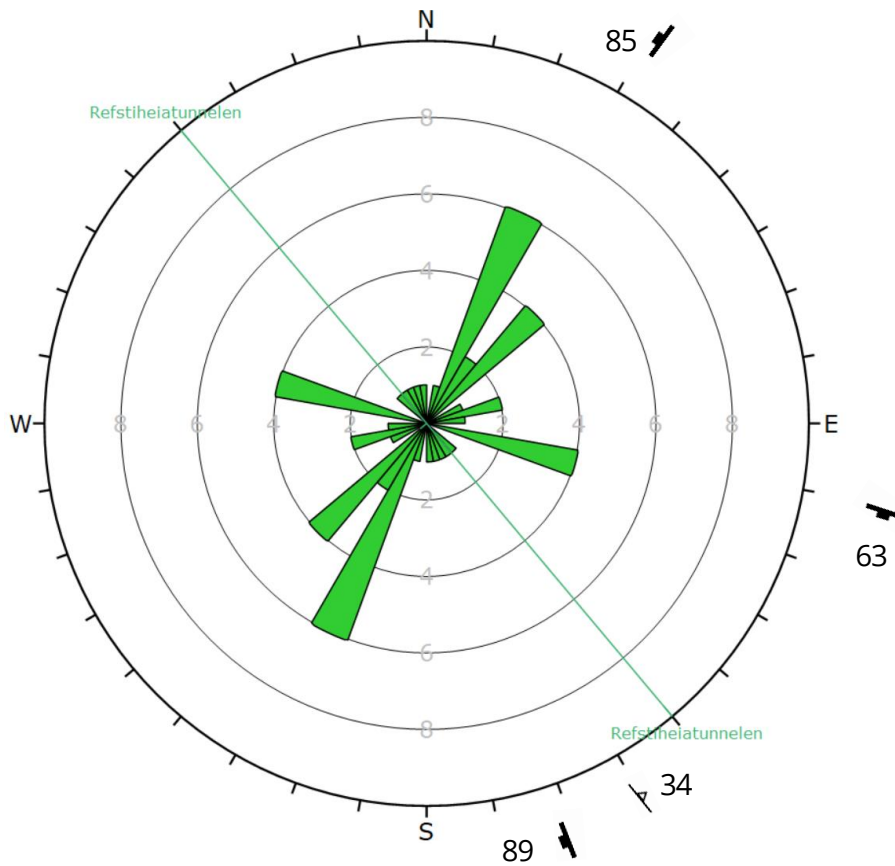
Color	Density Concentrations
	0.00 - 2.40
	2.40 - 4.80
	4.80 - 7.20
	7.20 - 9.60
	9.60 - 12.00
	12.00 - 14.40
	14.40 - 16.80
	16.80 - 19.20
	19.20 - 21.60
	21.60 - 24.00
<b>Contour Data</b> Pole Vectors	
<b>Maximum Density</b>	23.37%
<b>Contour Distribution</b>	Fisher
<b>Counting Circle Size</b>	1.0%
<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	22 (22 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

<b>Plot Mode</b>	Rosette
<b>Plot Data</b>	Apparent Strike
<b>Face Normal Trend</b>	0.0
<b>Face Normal Plunge</b>	90.0
<b>Bin Size</b>	10°
<b>Outer Circle</b>	5 planes per arc
<b>Planes Plotted</b>	15
<b>Minimum Angle To Plot</b>	45.0°
<b>Maximum Angle To Plot</b>	90.0°



## 2. ADKOMSTVEI TIL TRAFOSTASJONEN





Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

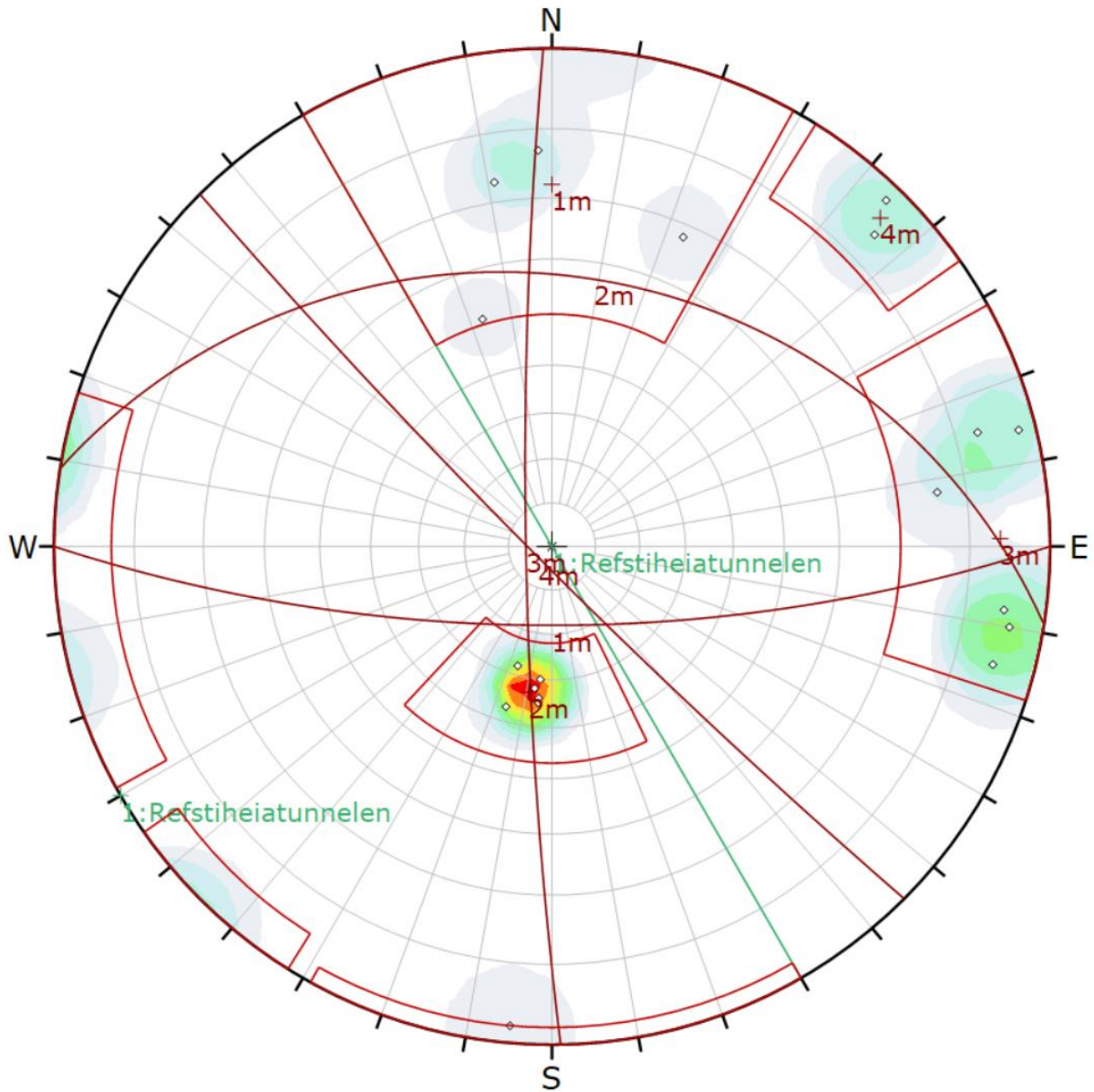
Color	Density Concentrations
	0.00 - 2.10
	2.10 - 4.20
	4.20 - 6.30
	6.30 - 8.40
	8.40 - 10.50
	10.50 - 12.60
	12.60 - 14.70
	14.70 - 16.80
	16.80 - 18.90
	18.90 - 21.00

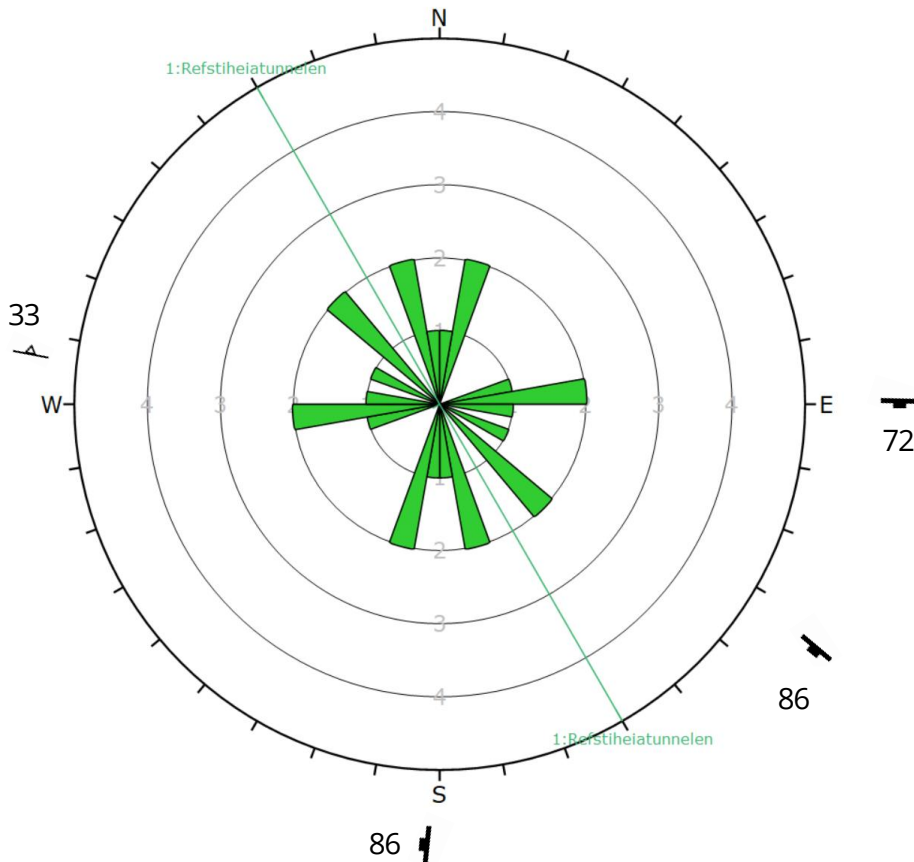
Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	20.83%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	44 (44 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Plot Mode	Rosette
Plot Data	Apparent Strike
Face Normal Trend	0.0
Face Normal Plunge	90.0
Bin Size	10°
Outer Circle	10 planes per arc
Planes Plotted	26
Minimum Angle To Plot	45.0°
Maximum Angle To Plot	90.0°

### 3. KVINESDAL TRAFOSTASJONEN



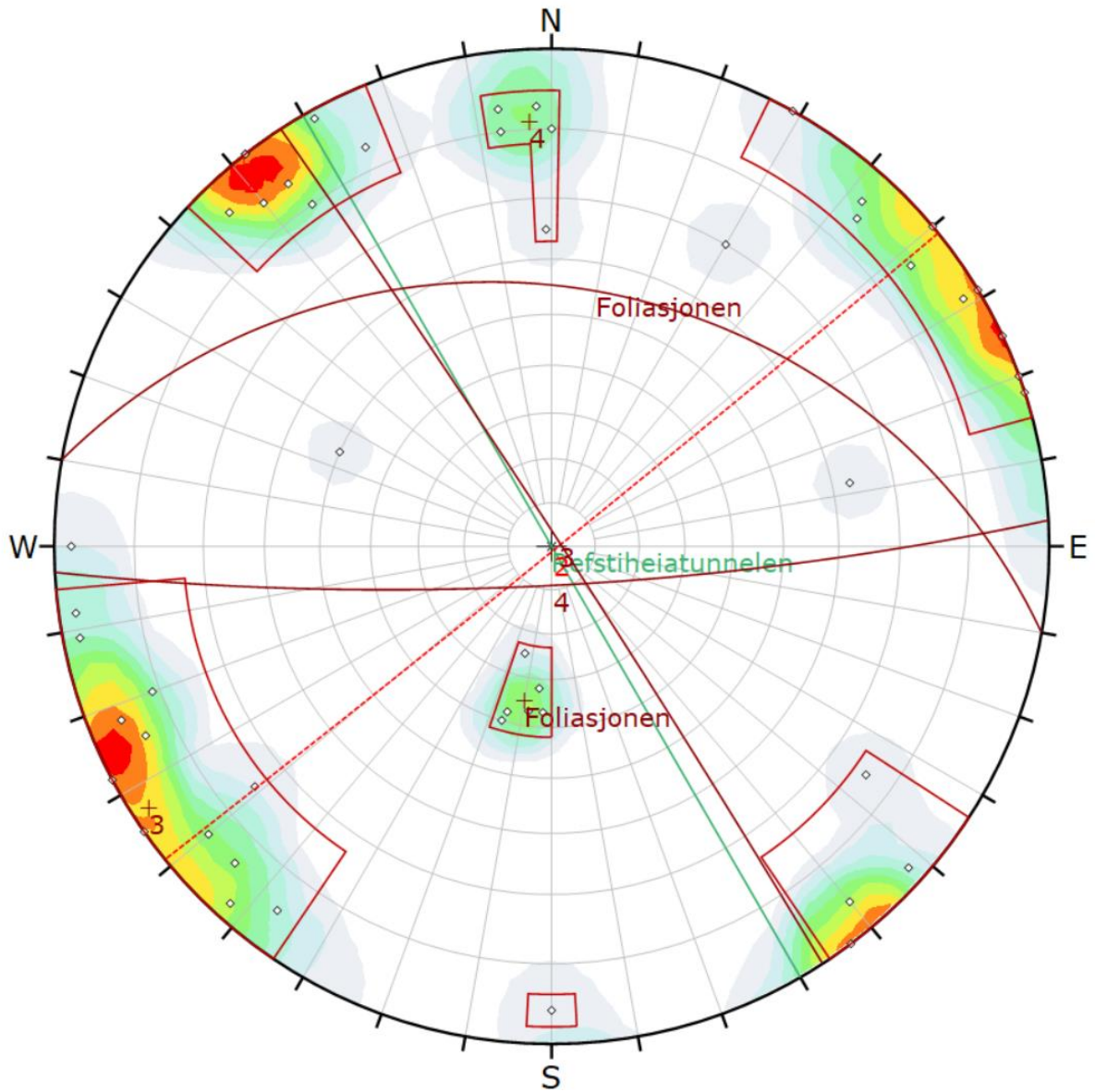


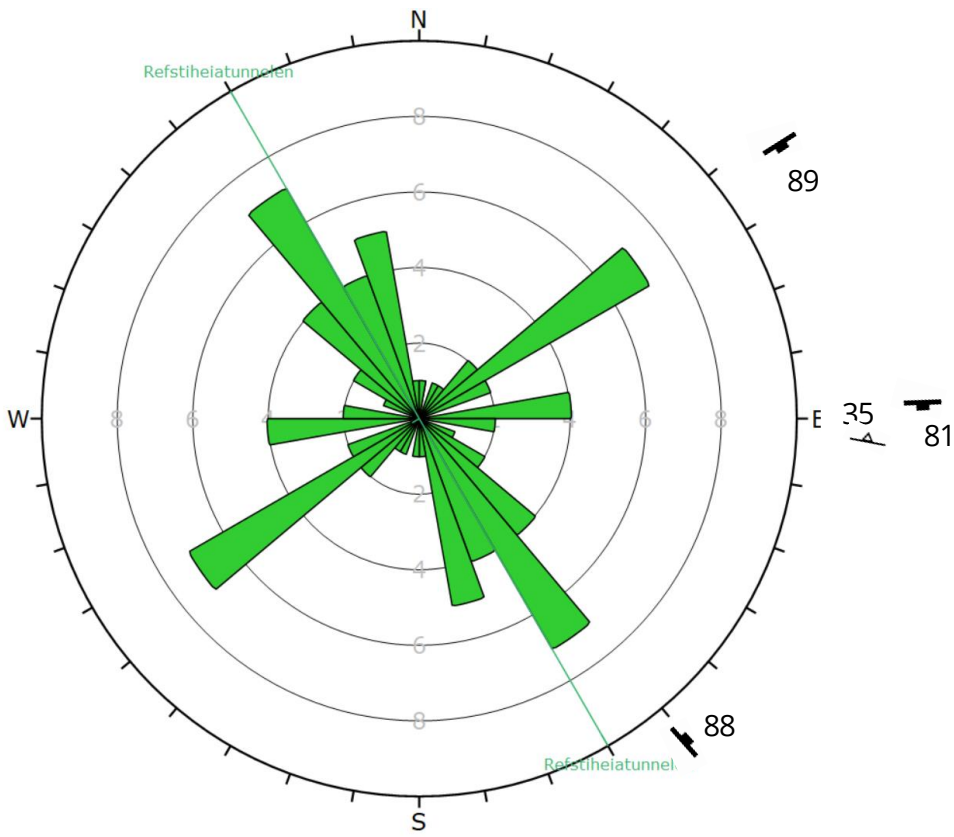
Color	Density Concentrations
	0.00 - 2.90
	2.90 - 5.80
	5.80 - 8.70
	8.70 - 11.60
	11.60 - 14.50
	14.50 - 17.40
	17.40 - 20.30
	20.30 - 23.20
	23.20 - 26.10
	26.10 - 29.00
<b>Contour Data</b>	Pole Vectors
<b>Maximum Density</b>	28.67%
<b>Contour Distribution</b>	Fisher
<b>Counting Circle Size</b>	1.0%
<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	19 (19 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

<b>Plot Mode</b>	Rosette
<b>Plot Data</b>	Apparent Strike
<b>Face Normal Trend</b>	0.0
<b>Face Normal Plunge</b>	90.0
<b>Bin Size</b>	10°
<b>Outer Circle</b>	5 planes per arc
<b>Planes Plotted</b>	13
<b>Minimum Angle To Plot</b>	45.0°
<b>Maximum Angle To Plot</b>	90.0°



#### 4. TRASÉ SØR FOR TRAFOSTASJONEN

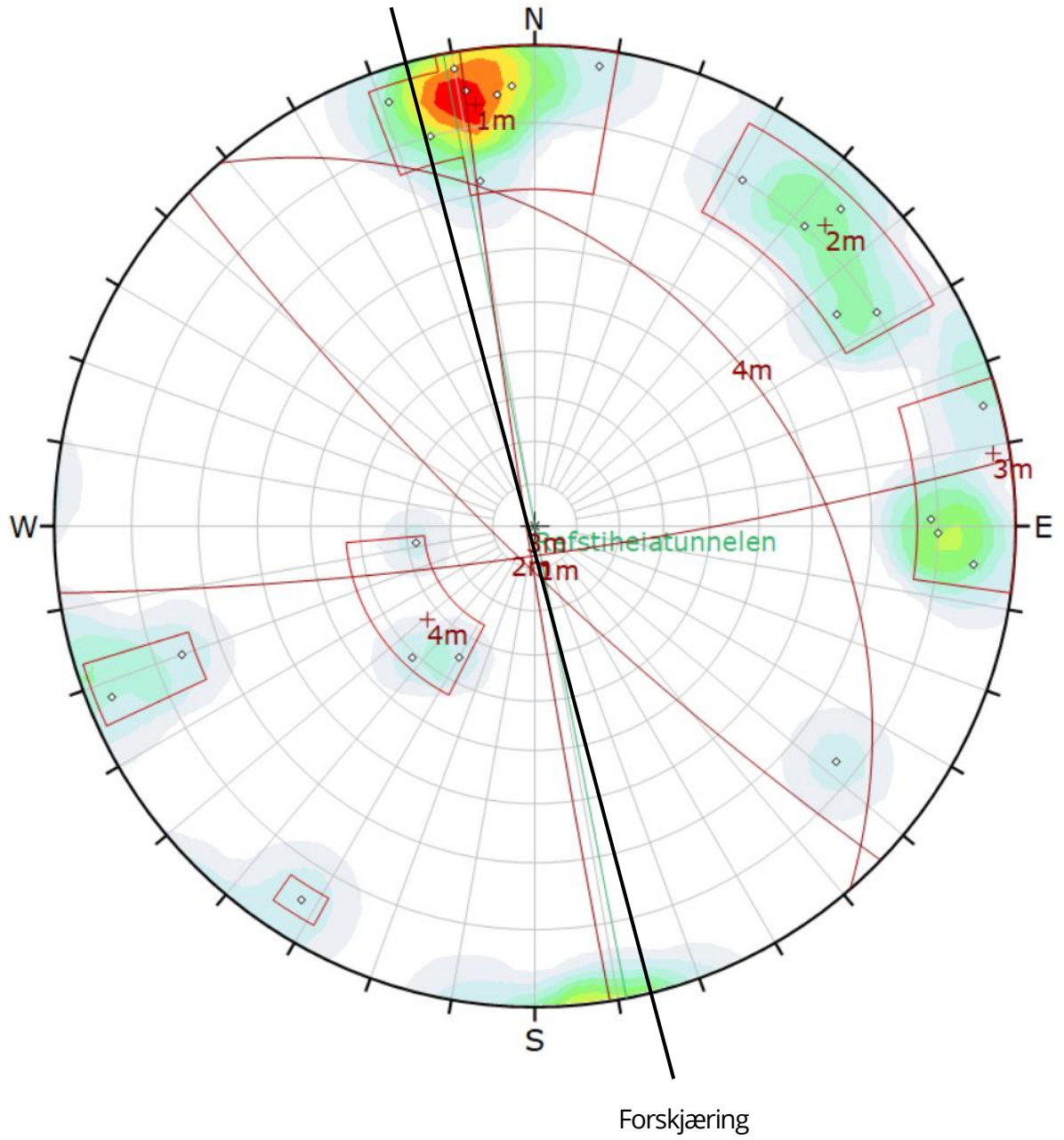


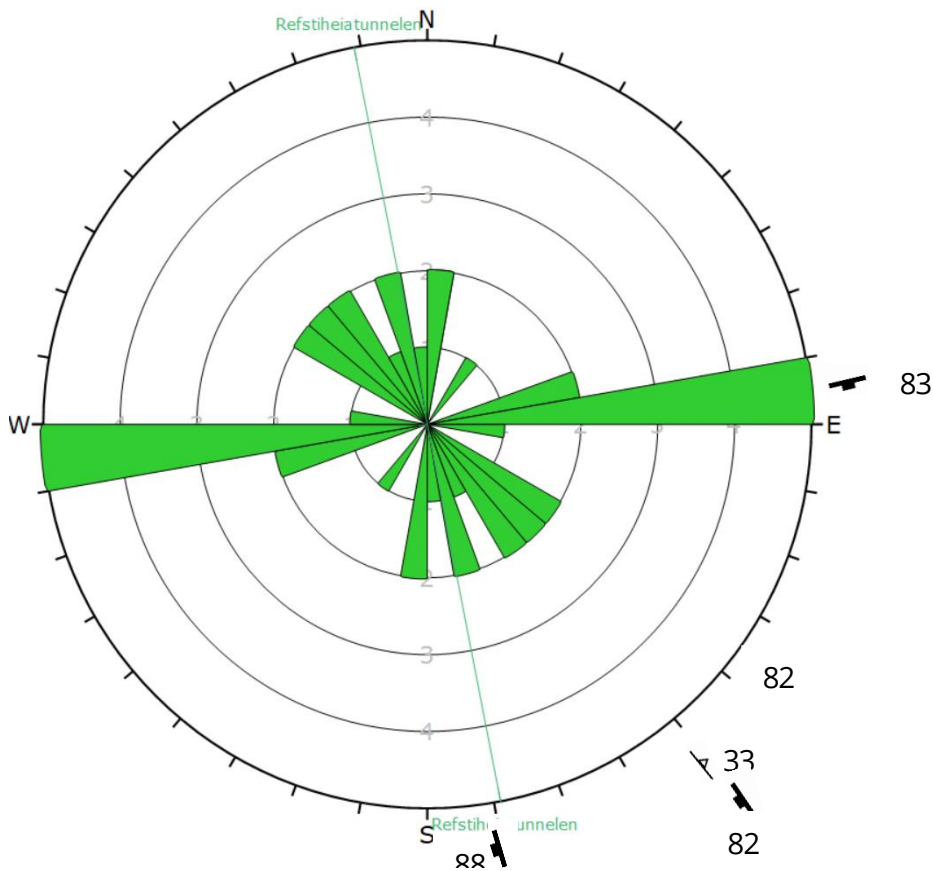


Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.50
	1.50 - 3.00
	3.00 - 4.50
	4.50 - 6.00
	6.00 - 7.50
	7.50 - 9.00
	9.00 - 10.50
	10.50 - 12.00
	12.00 - 13.50
	13.50 - 15.00
<b>Contour Data</b> Pole Vectors	
<b>Maximum Density</b>	14.43%
<b>Contour Distribution</b>	Fisher
<b>Counting Circle Size</b>	1.0%
<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	50 (50 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

<b>Plot Mode</b>	Rosette
<b>Plot Data</b>	Apparent Strike
<b>Face Normal Trend</b>	0.0
<b>Face Normal Plunge</b>	90.0
<b>Bin Size</b>	10°
<b>Outer Circle</b>	10 planes per arc
<b>Planes Plotted</b>	44
<b>Minimum Angle To Plot</b>	45.0°
<b>Maximum Angle To Plot</b>	90.0°

5. PÅHUGG SØR (Fedafjorden)





Color	Density Concentrations
	0.00 - 2.90
	2.90 - 5.80
	5.80 - 8.70
	8.70 - 11.60
	11.60 - 14.50
	14.50 - 17.40
	17.40 - 20.30
	20.30 - 23.20
	23.20 - 26.10
	26.10 - 29.00
<b>Contour Data</b> Pole Vectors	
<b>Maximum Density</b>	28.67%
<b>Contour Distribution</b>	Fisher
<b>Counting Circle Size</b>	1.0%
<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	19 (19 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

<b>Plot Mode</b>	Rosette
<b>Plot Data</b>	Apparent Strike
<b>Face Normal Trend</b>	0.0
<b>Face Normal Plunge</b>	90.0
<b>Bin Size</b>	10°
<b>Outer Circle</b>	5 planes per arc
<b>Planes Plotted</b>	21
<b>Minimum Angle To Plot</b>	45.0°
<b>Maximum Angle To Plot</b>	90.0°