

Siri Engeskaug

Vikertunnelen

Ulike ingeniørgeologiske problemstillinger knyttet til stabilitet og sikring av vegtunnel

Masteroppgave i miljø- og geoteknologi

Mai 2020



"Stridens kjerne: Hvor skal veien gå" Foto: Nils J. Maudal

Siri Engeskaug

Vikertunnelen

Ulike ingeniørgeologiske problemstillinger knyttet til stabilitet og sikring av vegtunnel

Masteroppgave i miljø- og geoteknologi
Veileder: Roger Olsson, Medveileder: Nils Brandt
Mai 2020

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



Kunnskap for en bedre verden

Sammendrag

I forbindelse med planlegging av ny E134 mellom Dagslett og E18 i Lier i Viken fylkeskommune, er det blitt utført ingeniørgeologiske vurderinger i tidligfase av vegtunnelen for “Vikeralternativet”. Vegtunnelen som omtales som Vikertunnelen i denne oppgaven er en 4,7 km lang tunnel gjennom Lieråsens drammensgranitt. I denne oppgaven vil det bli sett på bergmassekvalitet, bergspenningsforhold, svakhetssoner og andre stabilitetsproblemer som svelleleire og dypforvitring. Innlekkasje, krav til tetthet og bergsikring vil også bli vurdert. De ingeniørgeologiske vurderingene vil bli basert på litteratur, kartstudier, innhentet informasjon fra nærliggende anlegg, tidligere utførte undersøkelser og numerisk analyse.

For å vurdere bergmassekvalitet er det blitt utført feltkartlegging i terrenget rundt Vikertunnelen med hensikt å registrere Q-verdier og kartlegge hovedsprekkesett. Bergmassen inneholder stort sett tre sprekkesett pluss tilfeldige sprekker, som har gunstig orientering i forhold til tunnelaksen. Kartstudier, høydedata og litteratur i tillegg til feltundersøkelser er brukt for å avdekke de antatt mektigste svakhetssonene langs tunneltraseen, der det er funnet 14 antatt mektige svakhetssoner som vil krysse Vikertunnelen med en vinkel på 30-80°. Spesielt to soner utpeker seg som kritiske områder da de er tolket som sannsynlig dypforvitrede svakhetssoner. Disse kan medføre stabilitetsproblemer som følge av blokknedfall av oppknust materiale og innhold av svelleleire.

For å vurdere bergspenningsforhold langs tunneltraseen er det benyttet en tilbakeberegningmodell for å finne forholdet mellom vertikal- og horisontalspenning (k-verdi). Undersøkelsene viser at området preges av store horisontalspenninger, der k-verdi er beregnet til 3,5. For å vurdere Q-verdier og fordeling av bergmasseklasser langs Vikertunnelen er det benyttet resultater fra feltundersøkelser i tillegg til informasjon fra de nærliggende anleggene. Foreslått bergsikring er basert på Q-systemet og sikringsklasser fra håndbok N500, der fordelingen av Q-verdier langs Vikertunnelen er B = 14,5%, C = 37,3%, D = 41,4%, E = 3,5% og F = 3,2%.

Kvartærgeologisk kart og erfaringer fra nærliggende anlegg tilsier at innlekkasjer kan være kritisk for enkelte områder ved tunneldrivingen, og strenge krav til tetthet bør settes ved påhuggsområdene og ved passering av Skapertjern og Sprengstoffdammen. Det har også blitt utført laboratorietesting av bergprøver fra området rundt Vikertunnelen for å undersøke de bergmekaniske egenskapene til drammensgranitten. Resultatene fra testene er videre brukt for numerisk analyse av bergmassen for å undersøke om anslåtte sikringsmengder vil være tilstrekkelig ved tre utvalgte pelnr. i tunneltraseen.

Bergsikring av tunneltraseen ved ca. pel 5000 er vurdert til sikringsklasse I etter håndbok N500. Området er preget av høye horisontalspenninger, som fører til bergslag i hengen. I følge de numeriske analysene ble det derfor nødvendig med ett ekstra lag med fiberarmert sprøytebetong for å oppnå tilstrekkelig stabilitet. For pel nr. 5750, ble bergsikring iht. sikringsklasse V vurdert som tilstrekkelig. De numeriske analysene anslår også at bergsikring iht. sikringsklasse III er tilstrekkelig for ca. pel 6300. De numeriske analysene tilsier at senkning av traseen ikke vil medføre økt stabilitetsproblemer og sikring for pel nr. ca. 5000 og 5750. For ca. pel 6300, vil derimot en senkning av tunneltraseen medføre økt stabilitetsproblemer i hengen og dermed økt bergsikring.

Abstract

A new road tunnel is planned to substitute the road E134 between Dagslett and E18 in Viken County. This master thesis focuses on engineering geological issues at an early stage of planning of Vikertunnelen. The tunnel is 4.7 km long and goes through granite, more specific called drammensgranite. In this thesis the rock mass quality, rock stresses, weakness zones, and stability problems such as swelling clay and deep weathering will be investigated. Leakage and strategy for injection will also be part of this thesis' investigations. The engineering geological assessment will be based on accessible literature, map study, information from other constructions in the nearby area, former investigations from a similar project and numerical analysis.

The rock mass quality assessment is based on field observations and investigations by registration of Q-values and main joint sets. Three joint sets plus random joints with favorable orientation relative to the tunnel axis defines the rock mass. For detecting the main weakness zones that is expected to cross the tunnel, map study and high relief data has been used. 14 weakness zones that will cross the tunnel with angles of 30-80 ° are found. At least two of these zones are considered to be especially critical concerning deep weathering and the possibility of swelling clay.

The evaluation of the rock stresses in the area is based on a calculation method to estimate the correlation between the vertical- and horizontal stress component (k-value). The calculations of the rock stresses and literature suggest that the area is characterized by high horizontal stresses, where the k-value is estimated to 3.5. The evaluation of the rock mass quality for Vikertunnelen is based on registered Q-values and literature, and results in this distribution: B = 14.5%, C = 37.3%, D = 41.3%, E = 3.5% and F = 3.2%. The rock support is estimated based on the obtained Q-values and rock support classes from the Handbook N500.

Quaternary maps and literature are used to evaluate leakage and injection strategy. Areas where strict claims of leakage are necessary are predicted to be located at the tunnel entrance and the crossing of Sprengstoffdammen and Skapertjern. Laboratorial testing for obtaining mechanical properties of the rock mass have been done with the purpose to use in numerical analysis. To verify the estimated rock support, numerical analysis is used to evaluate the stability of three selected profile numbers of the tunnel length; ca. 5000, 5750 and 6300.

The numerical analyses show that the predicted rock support for profile no. 5750 and 6300 will provide sufficient support. High horizontal stresses cause spalling conditions in the tunnel roof for the tunnel at profile no. 5000, and a second layer of shotcrete should be applied to provide sufficient support. The numerical analyses suggest that the predicted rock support will be sufficient for profile no. 5000 and 5750 after lowering the tunnel line. A lowering of the tunnel line will increase the stability problems in the tunnel roof for profile no. 6300, and the estimated support will no longer be sufficient.

Forord

Denne masteroppgaven er utført ved Institutt for geovitenskap og petroleum ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet i Trondheim. Hovedveileder til oppgaven har vært Roger Olsson fra NTNU. Oppgaven er gjennomført i samarbeid med Statens vegvesen utbyggingsområde sørøst, med Nils Brandt som medveileder.

Jeg vil takke Roger Olsson for eksepsjonell veiledning, gode diskusjoner og hjelp med feltkartlegging. Jeg vil også takke Nils Brandt og Geir Gundersen Holm fra Statens vegvesen for hjelp med kart og informasjon fra nærliggende prosjekt.

Takk til Gunnar Vistnes og Jon Runar Drotninghaug fra bergmekanisk laboratorium ved NTNU for preparering og testing av bergprøver. Jeg vil også rette en stor takk til NGI og avdelingsleder for Ingeniørgeologi og bergteknikk, Arnstein Aarset, for lånet av kontorplass ved NGI, i tillegg til lån av PC og annet materiale.

Ikke minst vil jeg rette en takk til familie og venner for moralsk støtte og korrekturlesing av oppgaven. Tusen takk til gode studievenner for godt samhold og motiverende samtaler. Jeg vil også rette en stor takk til været i Trondheim som har gjort det mulig å gå på ski helt til mai, noe som har bidratt til enorm glede og motivasjon i en spesiell koronatid.

Trondheim 15.05.2020

Siri Engeskaug

Forsidebilde: "Stridens kjerne: Hvor skal veien gå?". Bildet er hentet fra Jansen (2020).

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	ii
Abstract	iii
Forord	i
Innholdsfortegnelse	iv
Figurliste	ix
Tabelliste	xii
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål	2
1.3 Fremgangsmåte	2
1.4 Begrensinger	3
1.5 Grunnlagsmateriale	4
2 Prosjektbeskrivelse	5
2.1 Prosedyre for ingeniøgeologiske undersøkelser	5
2.2 E134 Dagslett - E18	6
3 Berggrunnsgeologi	9
3.1 Oslofeltet	9
3.2 Bergarter	11
3.3 Bergmassens oppsprekking	13
3.4 Svakhetssoner	15
3.5 Dypforvitring	17
3.6 Sleppematerialer	19
3.7 Bergspenninger	20
3.8 Bergmasseklassifisering	23
3.9 Bergsikring	26

4	Vann i bergmassen	31
4.1	Måling av innlekkasje	33
4.2	Injeksjonsstrategi	34
5	Kvartærgeologi	37
6	Erfaringer fra nærliggende anlegg	41
6.1	Lieråstunnelen	42
6.2	Fosskolltunnelen	47
6.3	Strømsåstunnelen	48
6.4	Kleivenetunnelen	50
6.5	Kloakktunnel Dunkedalen - Fjell	51
6.6	Oppsummering	53
7	Ingeniørgeologiske undersøkelser	55
7.1	Ingeniørgeologisk feltkartlegging	56
7.2	Bergmekanisk testing i laboratoriet	71
7.2.1	Preparering av prøver	71
7.2.2	Enaksiell trykktesting	73
7.2.3	Analyse	76
7.3	Kartlegging av svakhetssoner	77
7.4	Tidligere utførte undersøkelser	78
7.4.1	Refraksjonsseismiske målinger	79
7.4.2	Geoelektriske målinger	80
7.4.3	Grunnboringer	81
7.4.4	Kjerneboringer	82
8	Ingeniørgeologiske vurderinger	85
8.1	Vurdering av stabilitet og sikring	85
8.1.1	Konsekvenser av sprekkesystemer	85
8.1.2	Konsekvenser av svakhetssoner og dypforvitring	88
8.1.3	Forventede bergspenningsforhold	95
8.1.4	Vurdering av bergoverdekning	100
8.1.5	Forventet fordeling av bergmassekvalitet og sikringsklasser	102
8.2	Vurdering av trasévalg	104
8.3	Vurdering av innlekkasje og injeksjon	106
9	Numerisk Analyse	109
9.1	Numerisk modellering	109
9.2	Oppbygging av modell	110
9.2.1	Geometri	110
9.2.2	Spenninger	111
9.2.3	Bruddkriterie	112
9.2.4	Materialparametere	112
9.2.5	Parametre for bergsikring	114

9.2.6	Kritisk tøyning	116
9.3	Analyse	117
9.3.1	Størst bergoverdekning (ca. pel 5000)	117
9.3.2	Svakhetszone D (ca. pel 5750)	121
9.3.3	Boligfelt ved Reistad (ca. pel 6300)	125
10	Avsluttende diskusjon	131
10.1	Spenningsforhold og bergspenningsproblemer	131
10.2	Stabilitet og bergsikring	133
10.3	Konsekvenser ved senkning av tunneltraseen	135
10.4	Usikkerheter	135
10.5	Forslag til videre undersøkelser	137
11	Konklusjon	139
	Referanser	141
	Vedlegg	147
A	Krav til forundersøkelser	147
B	Vikertunnelen: Anslagstegning plan og profil	151
C	Parametere og verdier for Q-systemet	153
D	Rv. 23 Dagslett-Linnes: Kart over planlagt tunneltrasé med undersøkelser	161
E	Resultater fra enaksiell trykkforsøk i bergmekanisk laboratorium	165
F	Geological Strenght Index (GSI)	169
G	Initialspenninger for numerisk analyse	171

Figurliste

1.1	Oversiktskart	2
2.1	Linjealternativer for E143 Dagslett - E18	7
2.2	Illustrasjon av profil T9,5	7
3.1	Geologisk kart over a) Oslofeltet og b) Drammensområdet.	10
3.2	Berggrunnsgeologisk kart	11
3.3	Enaksiell trykkstyrke for norske bergarter	12
3.4	E-modul for norske bergarter	12
3.5	Sprekkeflate med parameter	14
3.6	Forskjellige typer svakhetssoner	15
3.7	Lineamentskart over Sør-Norge	16
3.8	Dannelse av dypforvitring	17
3.9	Stabilitetsproblemer ved dypforvitring	18
3.10	Dypforvitring i Lieråstunnelen	18
3.11	Oppbygging av sleppematerialer	20
3.12	Horisontalspenninger i Norge	21
3.13	Spenningsfordeling rundt sirkulær åpning i bergmassen	22
3.14	Q-systemet: Bergmasseklassifisering og anbefalt sikring	25
3.15	CT-bolt	27
3.16	Sprøytebetong og stålfiber	28
3.17	Armerte sprøytebetongbuer	29
3.18	Forbolter	29
3.19	Sikringsklasser etter Statens vegvesen	30
4.1	Grunnvann i fjell	31
4.2	Hydraulisk konduktivitet i berg og løsmasser.	32
4.3	Prinsippskisse av måleterskler i grøft	34
4.4	Prinsipp for forinjeksjon	34
5.1	Kvartærgeologisk kart	38
6.1	Berggrunnsgeologisk kart med oversikt over nærliggende anlegg	42

6.2	Linjealternativer og geologisk oversikt over Lieråstunnelen	43
6.3	Lieråsen tunnel: geologi, sikring og utfordringer	45
6.4	Sprekkesett ved Fosskolltunnelen	47
6.5	Kartlegging av Kleivenetunnelen	51
6.6	Målte bergspenninger i drammensgranitt	52
7.1	Illustrasjon av stereografisk projeksjon	56
7.2	Kart over feltlokaliteter	57
7.3	Bilder fra feltlokalitet nr. 1-3	58
7.4	Stereonett fra feltlokalitet nr. 1-3	59
7.5	Bilder fra feltlokalitet nr. 4-5	60
7.6	Bilder fra feltlokalitet nr. 8, 10 og 11	62
7.7	Bilder fra feltlokalitet nr. 13, 14 og 15	63
7.8	Bilder fra feltlokalitet nr. 16 og 17	64
7.9	Stereonett fra feltlokalitet nr. 13-16	64
7.10	Bilder fra feltlokalitet nr. 19 og 20	65
7.11	Bilder fra feltlokalitet nr. 21	66
7.12	Bilder fra feltlokalitet nr. 22	67
7.13	Bilder fra feltlokalitet nr. 23	68
7.14	Stereonett fra feltlokalitet nr. 20-23	69
7.15	Bilder fra feltlokalitet nr. 24	70
7.16	Bergprøver hentet i felt	71
7.17	Radialbormaskin for boring av kjerneprøver	72
7.18	Kjerneprøver til enaksiell trykktest	72
7.19	Apparat for måling av lyd hastighet	73
7.20	Apparat for enaksiell trykktest	74
7.21	Kjerneprøver etter enaksiell trykktesting	76
7.22	Høydekart med svakhetssoner	77
7.23	Kart over tidligere utførte undersøkelser	78
7.24	Prinsipp for refraksjonsseismiske undersøkelser	79
7.25	Resultater fra refraksjonsseismiske undersøkelser	80
7.26	Prinsipp for geoelektriske målinger	80
7.27	Resultater fra resistivitetsmålinger	81
7.28	Prinsipp for totalsondering	82
7.29	Kjerneborhull KB-1 fra prosjektet rv. Dagslett - Linnes	83
8.1	Sprekker registrert i granitt langs Vikertunnelen	86
8.2	Sone med oppsprukket diabas langs den eldre jernbanelinja for Drammensbanen	87
8.3	Kart over tunneltraseen med tilhørende sprekerose	88
8.4	Vikertunnelen: Oversikt over forventede svakhetssoner i plan	89
8.5	Vikertunnelen: Oversikt over forventede svakhetssoner i profil	89
8.6	Faktorverdier for A og B for forskjellige typer åpninger i undergrunnen	96
8.7	Kloakktunnelen fra Dunkedalen til Fjell med punkt for spenningsmålinger	96
8.8	Vikertunnelen: Forslag til ny tunneltrasé	105
8.9	Dypforvitring og forventede driveforhold gjennom svakhetszone D	105

9.1	Geometrien til de to tunnellopene for Vikertunnelen i programmet RS2 fra Rock-science.	111
9.2	Modellering av sprøytebetongbuer i RS2	116
9.3	Numerisk analyse av ca. pel 5000, opprinnelig trasé (σ_1)	118
9.4	Numerisk analyse av ca. pel 5000, opprinnelig trasé (forskyvninger)	119
9.5	Numerisk analyse av ca. pel 5000, opprinnelig trasé (flyteelementer)	119
9.6	Numerisk analyse av ca. pel 5000, senket trasé (σ_1)	120
9.7	Numerisk analyse av ca. pel 5000, senket trasé (forskyvninger)	120
9.8	Numerisk analyse av ca. pel 5000, senket trasé (flyteelementer)	121
9.9	Numerisk analyse av ca. pel 5750, opprinnelig trasé (σ_1)	122
9.10	Numerisk analyse av ca. pel 5750, opprinnelig trasé (forskyvninger)	122
9.11	Numerisk analyse av ca. pel 5750, opprinnelig trasé (flyteelement)	123
9.12	Sikkerhetsfaktor for RRS i svakhetszone D, opprinnelig trasé	123
9.13	Numerisk analyse av ca. pel 5750, senket trasé (σ_1)	124
9.14	Numerisk analyse av ca. pel 5750, senket trasé (forskyvninger)	124
9.15	Numerisk analyse av ca. pel 5750, senket trasé (flyteelement)	125
9.16	Sikkerhetsfaktor for RRS i svakhetszone D, senket trasé	125
9.17	Numerisk analyse av ca. pel 6300, opprinnelig trasé (σ_1)	126
9.18	Numerisk analyse av ca. pel 6300, opprinnelig trasé (forskyvninger)	127
9.19	Numerisk analyse av ca. pel 6300, opprinnelig trasé (flyteelementer)	127
9.20	Numerisk analyse av ca. pel 6300, senket trasé (σ_1)	128
9.21	Numerisk analyse av ca. pel 6300, senket trasé (forskyvninger)	128
9.22	Numerisk analyse av ca. pel 6300, senket trasé (flyteelementer)	129
10.1	Konsentrasjon av tangentialspenninger rundt tunnel	132
A.1	Krav til forundersøkelser for tidlig planfase	148
A.2	Krav til forundersøkelser for kommunedelplan / fylkesdelplan	149
B.1	Anslagstegning plan og profil, Vikertunnelen	152
C.1	Tabell for RQD-verdier	153
C.2	Tabell for antall sprekkesett	154
C.3	Tabell for sprekkeruhetstall	155
C.4	Tabell for sprekketrylling	156
C.5	Tabell for sprekketrylling	157
C.6	Tabell for bergspenningsfaktor SRF	158
C.7	Tabell for type undergrunnsanlegg ESR	159
D.1	Dagslett-Linnes: plan og profil	162
D.2	Dagslett-Linnes: plan og profil	163
D.3	Dagslett-Linnes: plan og profil	164
E.1	Resultater fra enaksiell trykktest av prøvene 5.1 til 5.4	166
E.2	Resultater fra enaksiell trykktest av prøvene 24.1 til 24.4	167
F.1	Klassifisering av bergmassen etter GSI-systemet	170

G.1	Initialspenninger for numerisk analyse av ca. pel 5000	172
G.2	Initialspenninger for numerisk analyse av ca. pel 5750	172
G.3	Initialspenninger for numerisk analyse av ca. pel 6300	173

Tabelliste

2.1	Planfaser etter Statens vegvesen håndbok N500 Vegtunneler	6
3.1	Bergmassens detaljoppsprekking	14
3.2	Fri svelling og svelletrykk	20
4.1	Tetthetskrav ved berginjeksjon	33
6.1	Bergmekanisk testing av drammensgranitt	43
6.2	Innlekkasjer ved driving av Kleivenetunnelen	50
6.3	Q-verdier fra Kleivenetunnelen	51
7.1	Q-verdier registrert ved feltlokalitet nr. 1-3.	60
7.2	Q-verdier registrert ved feltlokalitet nr. 20-23.	69
7.3	Dimensjoner og lydastighet av kjerneprøver	73
7.4	Resultater fra testmaskin ved enaksiell trykktesting	75
8.1	Klassifisering av spekkenes karakter etter Q-systemet	87
8.2	Vikertunnelen: Forventede svakhetssoner	90
8.3	Vikertunnelen: Beskrivelse av forventede svakhetssoner	91
8.4	Klassifisering av svakhetssoner etter Q-systemet	94
8.5	Beregning av k-verdi	97
8.6	Beregning av tangentialspenninger	98
8.7	SRF-verdi basert på beregnede spenninger	100
8.8	Q-verdier for områder med liten bergoverdekning	101
8.9	Q-verdier for påhuggsområde.	101
8.10	Q-verdier for antatt gode bergforhold.	102
8.11	Vikertunnelen: Forventede bergmasseforhold	103
8.12	Vikertunnelen: Prosentvis fordeling av bergmasseklasser og sikringsklasser	104
9.1	Tabell for k-verdi	112
9.2	Materialparametre for bruk i numerisk modellering.	113
9.3	Inngangsverdier for kamstålbolter i RS2.	115
9.4	Inngangsverdier for fiberarmert sprøytebetong i RS2.	115
9.5	Ekvivalent dimensjoner og inngangsparameter for betong og armeringsjern i RRS .	116

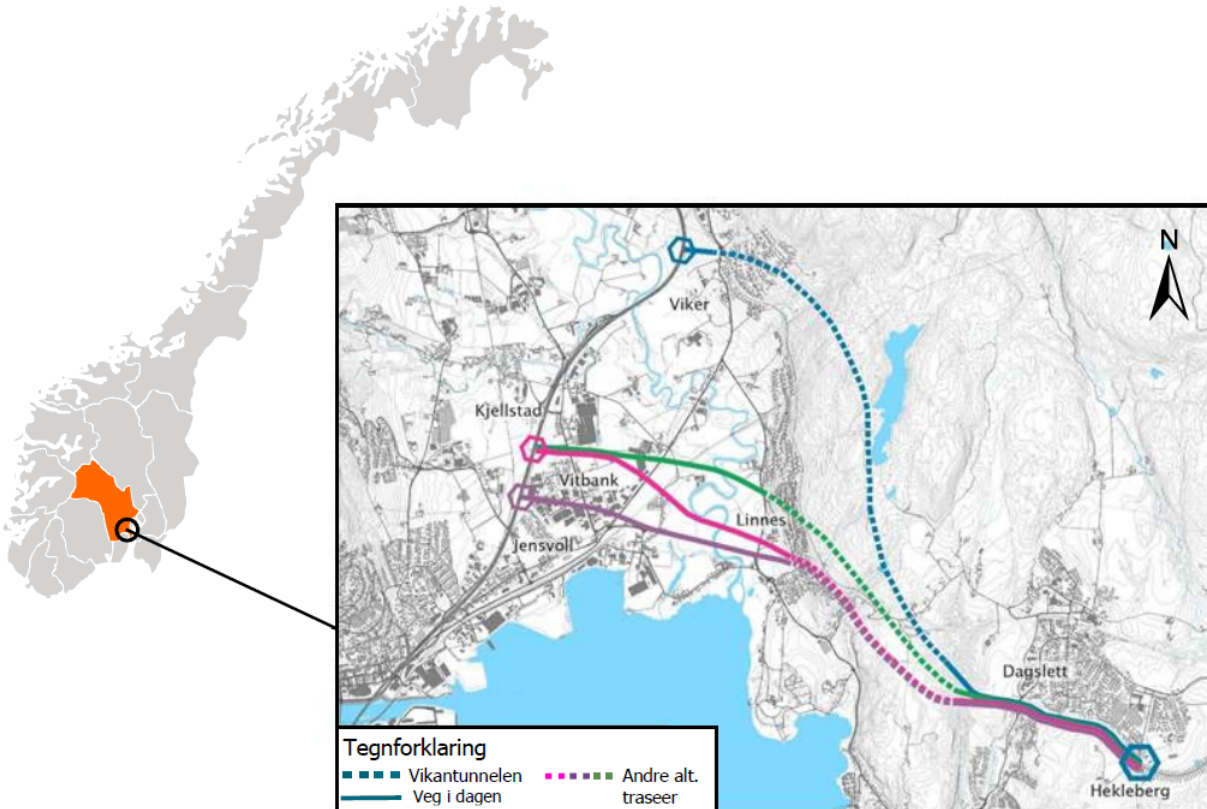
9.6	Tabell for kritisk tøying	116
9.7	Bergoverdekning ved områder for numerisk analyse	117

Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Det skal bygges ny E134, tidligere rv. 23, mellom Dagslett i Røyken og E18 i Lier i Buskerud fylke. I følge Statens vegvesen (2019) oppfyller ikke dagens veg de gjeldende kravene til vegbredde, fartsgrense, kryssløsninger og avkjørsler. Vegen er også i dårlig stand, i tillegg til at lokal- og gjennomgangstrafikk skaper store problemer for miljø og trafikksikkerhet. 1. Januar 2020 ble Røyken en del av Asker kommune, i tillegg til at Buskerud ble slått sammen med Akershus og Østfold til Viken fylkeskommune.

Det har tidligere blitt utført prosjektering av vegtunnel i byggefase for rv. 23 mellom Dagslett og Linnes, og veg i dagen fra Linnes til E18. Det ble i mai 2018 bestemt at disse to prosjektene skulle slås sammen, og at alle relevante linjer mellom Dagslett og E18 skal utredes av Statens vegvesen. Disse veitraseene er vist i figur 1.1. Et av alternativene for videre planlegging av prosjektet E134 Dagslett - E18 er en 4,7 km lang bergtunnel, som omtales som Vikertunnelen i denne oppgaven. Vikertunnelen skal følge Lieråsen fra Dagslett til Viker, og er markert med blå farge i figur 1.1. Vegtunnelen vil krysse over eksisterende jernbanetunnel, Lieråstunnelen, som tilhører BaneNor.



Figur 1.1: Oversiktskart over alternative traseer mellom Dagslett og E18. Figuren er modifisert etter Statens vegvesen (2019).

1.2 Formål

Hovedmålet med denne masteroppgaven er å gjøre ingeniørgeologiske vurderinger og analyser av den planlagte vegtunnelen for å kartlegge forventet vanskelighetsgrad av prosjektet. Det vil derfor være viktig å avdekke områder langs tunneltraseen som potensielt kan skape utfordringer ved drifning av tunnelen. Spesielt vil det bli lagt vekt på utfordringer knyttet til stabilitet og bergsikring. Et nytt alternativ for trasévalg vil også bli presentert og vurdert. Basert på de ingeniørgeologiske vurderingene og analysene vil oppgaven presentere fordeling av bergmasseklasser og sikringsklasser langs Vikertunnelen.

1.3 Fremgangsmåte

Først vil prosjektet Dagslett-E18 bli presentert, der det blir gjort rede for krav til forundersøkelser. Deretter vil grunnforholdene i området rundt Vikertunnelen bli presentert på grunnlag av innhentet informasjon fra kart og annen litteratur. Her vil områdets geologiske historie og bergarter bli presentert. I tillegg vil bergmassens defekter som oppsprekking, svakhetssoner, dypforvitring og sleppematerialer bli teoretisk fremstilt. Kapittelet dekker også bergspenningene i området, i tillegg til bergmasseklassifisering og de viktigste prinsippene for bergsikring i Norge.

Neste kapittel vil ta for seg nyttig informasjon fra de nærliggende anleggene, Lieråstunnelen, Strømsåstunnelen, Fosskolltunnelen, Kleivenetunnelen og kloakktunnelen fra Fjell til Dunkedalen i Drammensområdet. Her blir informasjon om berggrunnen presentert, der det blir lagt vekt på utfordringer knyttet til stabilitet og innlekkasje og bergsikring. Deretter vil de utførte undersøkelsene bli presentert ved metode, resultat og analyse. Dette innebærer feltundersøkelser utført av forfatteren av oppgaven, tidligere utførte undersøkelser for den prosjekterte traseen mellom Dagslett og Linnes og bergmekanisk testing i laboratoriet.

På grunnlag av innhentet informasjon fra litteratur og egne undersøkelser vil de ingeniørgeologiske vurderingene bli presentert i neste kapittel. Dette innebærer vurdering av stabilitet og sikring i tunnelen, der sprekkesystemer, svakhetssoner og bergspenningsforhold blir diskutert. Vurdering av stabilitet og sikring resulterer i en fordeling av bergmasseklasser og sikringsmengder langs tunneltraseen. Kapitlet tar også for seg innlekkasje og injeksjon langs tunneltraseen. I tillegg blir en eventuell senkning av tunneltraseen diskutert.

For å verifisere de ingeniørgeologiske vurderingene er det valgt ut tre strekninger langs tunneltraseen der stabilitetsproblemer kan forventes. Numerisk analyse er brukt for å vurdere om anslått bergsikring vil være tilstrekkelig for de utvalgte strekningene. Kapitlet tar for seg en teoretisk fremstilling av numerisk analyse, metode for modellering og resultater. I den avsluttende diskusjonen vil resultater fra de ingeniørgeologiske vurderingene og de numeriske analysene sammenstilles, for å vurdere stabilitet og bergsikring av opprinnelig og senket tunneltrasé for de tre tunnelprofilene. Oppgavens usikkerheter og forslag til videre undersøkelser vil også bli presentert i dette kapitlet. Til slutt vil en oppsummering av oppgavens viktigste funn bli presentert.

1.4 Begrensinger

Prosjektet er i en tidlig planfase, og det er derfor ikke blitt utført grunnundersøkelser for Vikertunnelen. Vurdering av tunneltraseen er derfor begrenset til forundersøkelser utført av forfatteren, i tillegg til eksisterende grunnlagsmateriale fra nærliggende anlegg og fra ingeniørgeologisk rapport for byggeplan for rv. 23 Dagslett-Linnes. Siden tolkning av berggrunnen kun er gjort fra litteratur, kart og observasjoner på overflaten, vil det medføre store usikkerheter ved tolkning av bergmassens forløp mot dypet.

Oppgavens problemstilling omfatter et bredt spekter av faget ingeniørgeologi. Det er de antatt viktigste ingeniørgeologiske problemstillingene for Oslofeltet som inngår i denne oppgaven. Dette omfatter berggrunnsgeologien, svakhetssoner, dypforvitring, svelleleire og bergspenninger. I tillegg vil kvartærgeologi og hydrogeologi bli involvert i oppgaven. Det er valgt å fokusere spesifikt på bergspenninger, bergmasseklassifisering og bergsikring ved hjelp av numeriske analyser i denne oppgaven.

1.5 Grunnlagsmateriale

Kartgrunnlag som er benyttet i oppgaven:

- Berggrunnskart 1:50 000, NGU web karttjenester
- Berggrunnskart 1:250 000, NGU web karttjenester
- Løsmassekart, NGU web karttjenester
- DTM skyggerelieff 10m, Høydedata

Rapporter som utgjør grunnlagsmateriale i oppgaven:

- E134 Dagslett - E18, Planprogram for kommunedelplan med konsekvensutredning, høringsutgave
- Ingeniørgeologisk rapport for byggeplan, Dagslett-Linnes.
- Detalj- og reguleringsplan for rv. 23 Dagslett - Linnes, fagrapport ingeniørgeologi

Prosjektbeskrivelse

Denne oppgaven er selvstendig arbeid, som kan brukes videre av Statens vegvesen ved utredning av kommunedelplanen for E134 Dagslett - E18. Etter Statens vegvesens håndbok N500 Vegtunneler skal utredning av nye tunneler følge krav til innhold og oppsett etter prosjektets planstadie (Vegdirektoratet, 2016). Siden dette er en masteroppgave, vil ikke oppgaven nøyaktig følge disse kravene, selv om formålet vil være det samme. Det er likevel viktig å presentere teori for de forskjellige planstadiene da hensikten med utredningene vil variere etter planstadie.

2.1 Prosedyre for ingeniøgeologiske undersøkelser

For å gjennomføre bygging av berganlegg som er teknisk og økonomisk gunstig, kreves det god planlegging. Planleggingen baserer seg på ingeniøgeologisk kunnskap som bakgrunnsinformasjon, grunnundersøkelser, evalueringer og analyser som innhentes ved flere planstadier. Det er vanligvis fire hovedprosesser som må gjennomgås fra et prosjekt blir vedtatt til anlegget står ferdig:

1. Forundersøkelser
2. Planleggingsfase
3. Anbudsfase
4. Byggefase

Ingeniøgeologi er en viktig del av alle stegene, der en i byggeprosessen får “svar” på grunnforholdene som er tolket ut i fra forundersøkelsene utført på overflaten. Undersøkelsesomfanget i de forskjellige stadiene er avhengig av type anlegg, anleggets kompleksitet og geologien i området. For eksempel vil et stort berganlegg som skal brukes til svømmehall kreve grundigere forundersøkelser og planlegging enn en vann- og avløpstunnel der mennesker ikke skal oppholde seg over lengre tid.

Forundersøkelses stadiet er igjen delt inn i tre planfaser for vegtunneler etter Vegdirektoratet (2016), og vises i tabell 2.1.

Tabell 2.1: Planfaser etter Statens vegvesen håndbok N500 Vegtunneler (Vegdirektoratet, 2016).

	Planfase	Formål
1	Tidlig planfase / Gjennomførbarhetsstudie	Skaffe kunnskaper om grunnforhold, vurdere alternative plasseringer, skaffe oversikt over kritiske områder mtp. kostnad og risiko, evaluere gjennomførbarheten.
2	Oversiktsplan / Kommunedelplan / Fylkesdelplan	Danne det geologiske grunnlaget for valg av plassering av tunnelen og gjøre en kostnadsestimering med en nøyaktighet på $\pm 25\%$.
3	Detaljplan / Reguleringsplan	Legge grunnlaget for planlegging av bestemt alternativ med ferdig design og gjøre en kostnadsestimering med en nøyaktighet $\pm 10\%$.

Denne oppgaven kan sees på som en kombinasjon av tidlig planfase og kommunedelplan, der gjennomførbarheten av prosjektet blir evaluert, i tillegg til at vurderingene vil resultere i en anbefaling av trasevalg basert på det geologiske grunnlaget. Vedlegg A viser krav til innhold og oppsett i tidlig planfase og kommunedelplan, til en sammenlikning av denne oppgavens innhold.

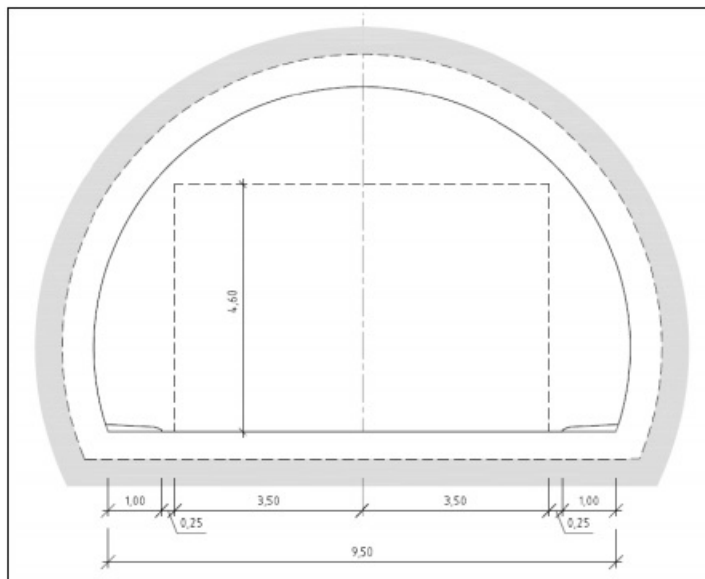
2.2 E134 Dagslett - E18

I følge Statens vegvesen (2019) ble reguleringsplanene for prosjektet rv. 23 Dagslett-Linnes vedtatt i 2014 både for Røyken- og Lier kommune. I 2017 ble det gjort et byggherreoverslag som viste at prosjektet ville komme til å bli mye dyrere enn antatt, og prosjektet ble derfor stoppet. I september 2017 ble planprogram for kommunedelplan for rv. 23 Linnes-E18 vedtatt, men planen ble stoppet da prosjektet for Dagslett-Linnes ikke lenger var aktuelt. Etter at prosjektene ble gjenopptatt som et samlet prosjekt i mai 2018, skiftet rv. 23 navn til E134, og prosjektet heter nå E134 Dagslett - E18.

Prosjektet skal utarbeides i en kommunedelplan, der grunnlag og erfaringer fra de tidligere prosjektene rv. 23 Linnes – E18 og rv. 23 Dagslett – Linnes blir tatt med videre. Prosjektet er nå i en planfase der Statens vegvesen skal utrede fire alternative vegtraseer som vist i figur 2.1: Jensvollkorridoren (lilla), Vitbankkorridoren (rosa), Husebykorridoren (grønn) og Vikerkorridoren (blå). I kommunedelplanen vil disse utredningene resultere i en anbefaling til hvilken korridor som er best egnet som ny veg mellom E134 ved Dagslett og E18.



Figur 2.1: Linjealternativer for E143 Dagslett - E18 (Statens vegvesen, 2019).



Figur 2.2: Illustrasjon av profil T9,5 for hvert løp (Vegdirektoratet, 2016). Tunnelprofilen for T9.5 er vist i figur 2.2.

Vikerkorridoren består av en ca. 2 km lang veg i dagen fra E134 ved Dagslett til tunnelpåhugget. Deretter følger vegen Vikertunnelen bestående av to løp fra Dagslett til Vik, før vegen går videre i dagen fra påhugget ved Reistad til E18-krysset ved Vik. Vedlegg B viser anslagsteining for den planlagte tunneltraseen. I følge Statens vegvesen (2020b) har vegen mellom Dagslett og E18 et gjennomsnittstall for daglig trafikkmengde (årsdøgntrafikk) på 10500 - 18600 kjøretøy. Med en fartsgrense på 80 km/t, vil tunnelens dimensjoneringsklasse tilsvare H7, som vil si at tunnelprofilen må være 2 x T9,5 (Vegdirektoratet, 2016).

Berggrunnsgeologi

Bergmassen utgjør det totale systemet av bergarter, diskontinuiteter, bergtrykk og grunnvann. Bergmassens ingeniørgeologiske egenskaper avhenger derfor av bergartstype og prosessene de har vært utsatt for gjennom geologisk tid. Tektoniske forskyvninger med fjellkjededannelse, isbreenes erosjon og landheving har påvirket bergmassen gjennom flere millioner år. Disse prosessene har skapt det karakteristiske landskapet vi kjenner i dag, med fjellmassiver, dalfører og kystlinjer. For å gjøre ingeniørgeologiske vurderinger av berggrunnen er det derfor viktig å starte med den generelle geologien i området.

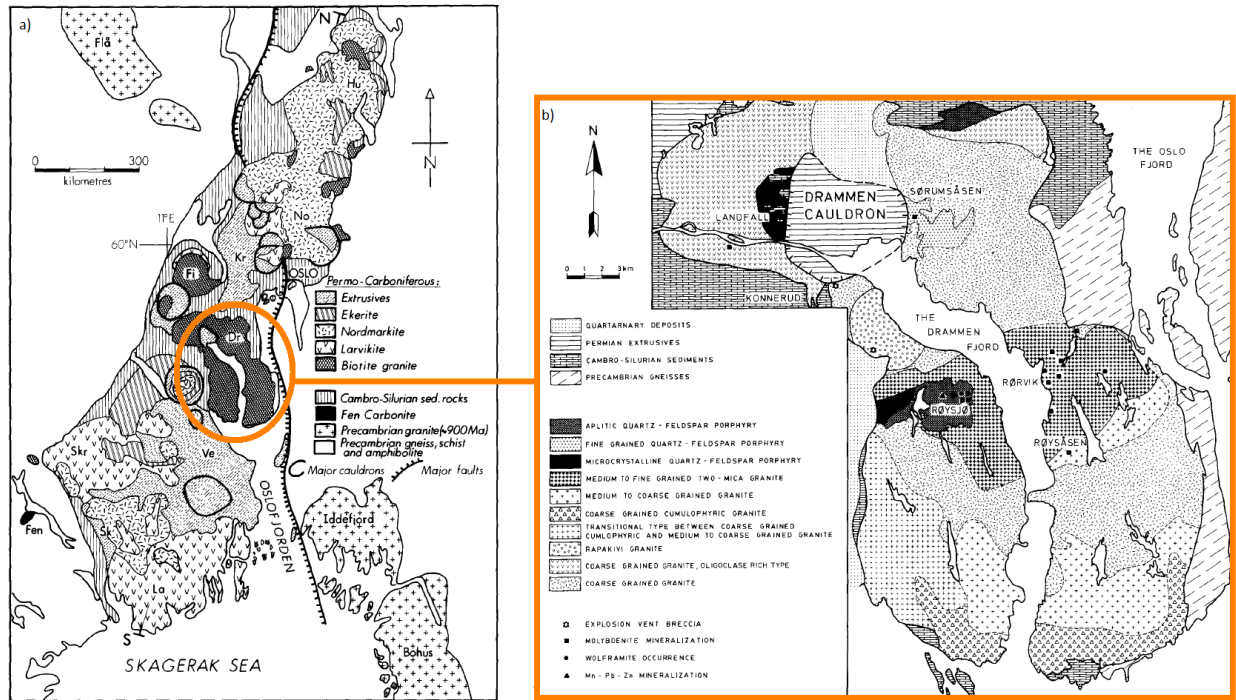
Dette kapittelet vil derfor gi en presentasjon av berggrunns dannelsen og bergartene i området, etterfulgt av en teoretisk fremstilling av defekter i bergmassen som oppsprekking, svakhetssoner, dypforvitring og sleppematerialer. Kapittelet vil ta for seg hvordan disse defektene påvirker tunnelstabiliteten. Kapittelet beskriver også bergspenninger og bergspenningsproblemer, før metoder for bergmasseklassifisering og prinsipper for bergsikring blir presentert.

3.1 Oslofeltet

Berggrunnen i Røyken og Lier er en del av Oslofeltet som strekker seg fra Brummunddal i nord til Langesund i sør. Fra Prekambrium til Karbontiden (ca. 1200 mill. til 300 mill år siden) lå Oslofeltet mer eller mindre under vann, slik at en rekke sedimentpakker med organisk innhold ble avsatt, og senere omvandlet til fossilrike leirskifre, kalksteiner og sandstein. Virkningen av den kaledonske fjellkjedefoldingen for ca. 420 mill. år siden (Bryhni, 2019) førte senere til en skråstilling og folding av de sedimentære bergartslagene.

I Karbon-Perm tiden (295-245 mill. år siden) ble Oslofeltet preget av stor geologisk aktivitet. Horisontale strekkspenninger førte til at området sprakk opp og sank ned i forhold til landmassene rundt, i en såkalt grabendannelse. På denne måten ble Oslofeltet til et innsynkningsområde, der geologiske egenarter som fossiler ble godt bevart. Oppsprekkingene førte til at store blokker forflyttet seg, og dannet forkastninger i bruddlinjene. De største strekkbevegelsene var orientert vest-øst retning, slik at de største forkastningene i området går omtrent nord-sør.

Riftingen av Oslofeltet førte til stor vulkansk aktivitet, der basalt- og rombeporfyrlavaer rant ut i overflaten og dannet lavaplataer som finnes i dag ved Krokskogen, Nordmarka og Vestfold. Lavatilførselen til disse dekkene kom fra kanaler, som i dag definerer de steiltsående åsveggene som er lett gjenkjennelige i terrenget. Oslofeltet kjennetegnes også ved flere store kalderaer som står igjen etter at vulkanene kollapset i perm tiden (Huseby, 1966). Figur 3.1 viser berggrunnen i Oslofeltet, der Drammenskalderaen grenser til Lieråsen.



Figur 3.1: Geologisk kart over a) Oslofeltet, der Drammensbatolitten er ringet rundt. b) Drammensområdet, med de forskjellige petrografiske sammensetningene av drammensgranitt og Drammenskalderaen. Mesteparten av Sørumsåsen er grovkornet granitt, mens den vestre delen mot drammenskalderaen er beskrevet som finkornet kvart-feltpat porfyr. Figuren er modifisert fra Trønnes og Brandon (1992).

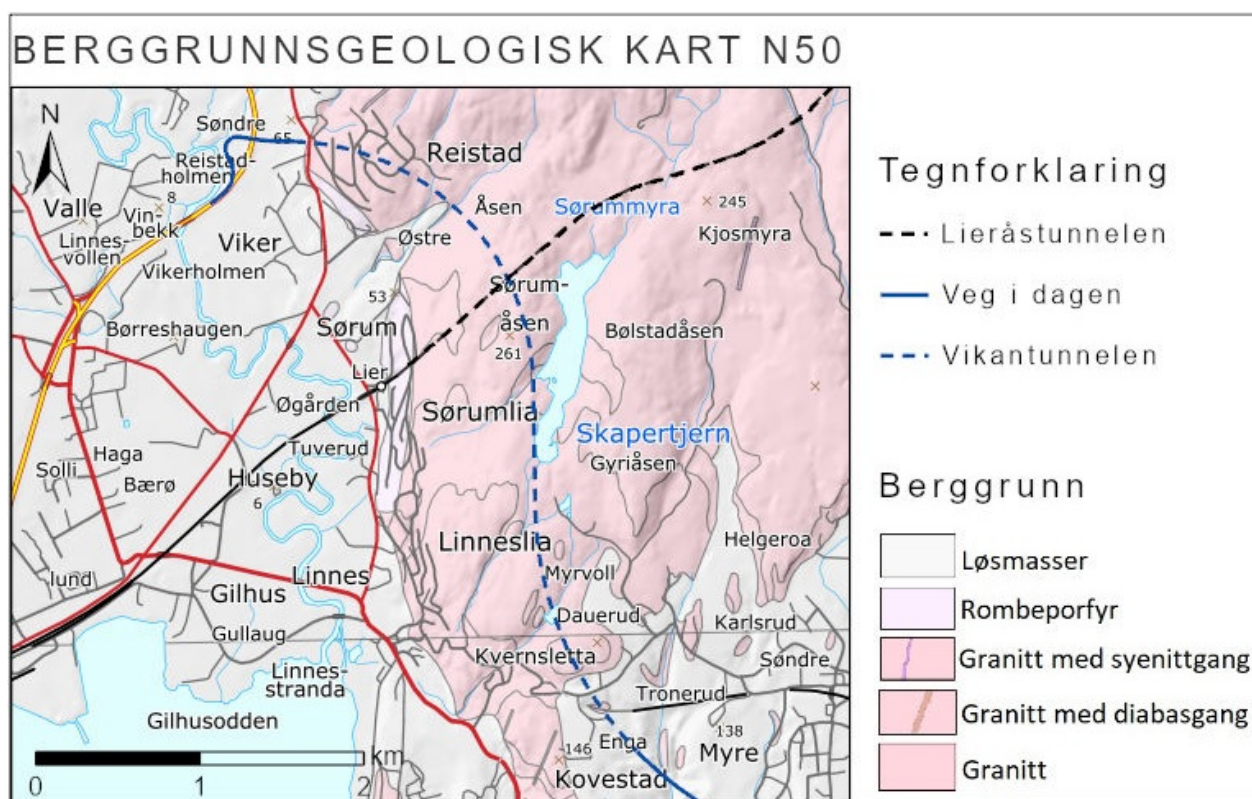
Magmatiske smeltmasser trengte opp mot jordkorpen under riftingen i permtiden, og størknet til bergartspartier som nordmarkitt, larvikitt og drammensgranitt i dybet. Disse inntrengingene kalles for batolitter, og har blitt blottlagt etterhvert som de overliggende sedimentære bergartene har blitt erodert bort. Smale intrusjoner av diabas og syenitt står igjen som gangbergarter etter at magma trengte seg gjennom sprekker under riftingen. Disse kjennetegnes som mørke eller rødlige steiltstående bergarter, som ofte stikker ut fra omkringliggende bergmasse grunnet større motstand mot forvitring

I kontaktsonen mellom smeltmassene fra magmaen og eksisterende bergarter, førte varmevirkningen til en omdannelse av eksisterende bergarter, såkalt metamorfose. I sonen mellom Drammensbatolitten og de sedimentære bergartene, ble berggrunnen omdannet til hornfels og marmor. I kontaktsonen mellom Drammenskalderaen og granitt-batolitten har smeltmasser revet med seg sidebergarten, slik at breksje med skarpkantede granittbiter har blitt dannet (Huseby, 1966). Var-

men fra smeltemassen kan også ha påvirket omliggende bergarter på den måten at forskjellige stoffer blir utfelt i gassformig tilstand. På grenseflatene i granitten kan mineraler som sinkblende, blyglans og molybdenglans bli krystallisert på denne måten (Turorientering, 2019).

3.2 Bergarter

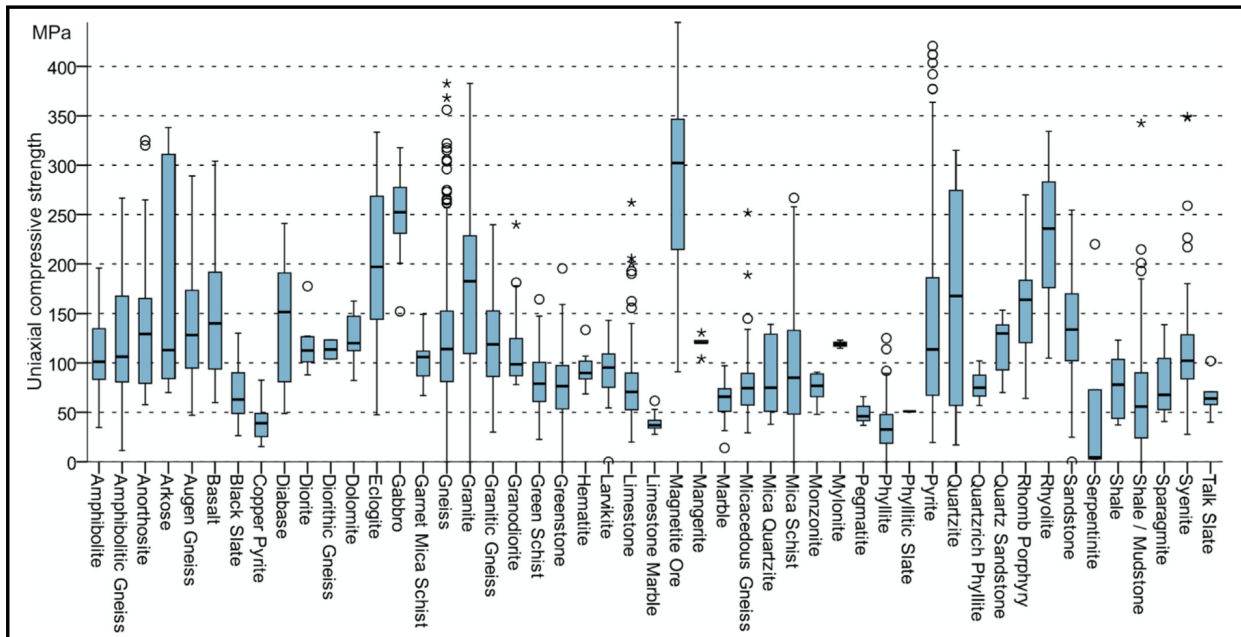
Berggrunnen langs Vikertunnelen vil i hovedsak bestå av drammensgranitt, som vist i figur 3.2. Trønnes og Brandon (1992) beskriver drammensgranitt som en rødlig biotittgranitt som varierer i sammensetning fra grovkornig til finkornig. Dersom bergarten er meget finkornig kalles den ofte for aplitt. Den er også enkelte steder mer porfyrisk utviklet med store fenokrystaller på ca 5-15 mm av feltspat og kvarts i en finkornig grunnmasse (kvart-feltspat porfyr).



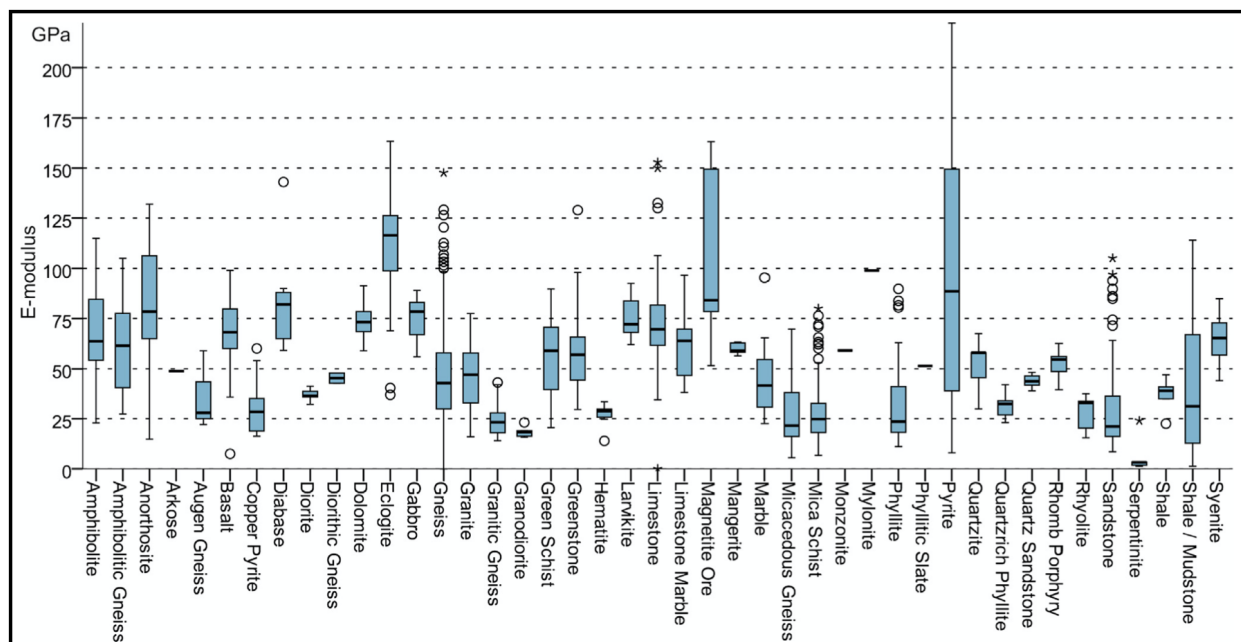
Figur 3.2: Berggrunnsgeologisk kart over området. Figuren er utarbeidet i ArcGIS pro med kartlag Berggrunn N50 fra Norges Geologiske Undersøkelse.

Granitt er på grunn av kvartsinnholdet, harde og motstandsdyktige, men de er i tillegg sprø og har lite fasthet ovenfor slitasje og slag. På grunn av dårlig kornsammensetning er de derfor lette å splitte langs plan som omtrent er usynlige. Drammensgranitt har i historisk tid vært en av de viktigste natursteinførekomstene, og ved Høgåsen i Røyken er et dagbrudd fremdeles i drift (NGU, 2019b). Figurene 3.3 og 3.4 viser styrkeparameteren, enaksial trykkstyrke (UCS), og elastisitetsparameteren, E-modul, for bergarter i Norge (Høien et al., 2019). Typiske verdier for granitt er UCS mellom ca. 110 og 225 MPa, mens E-modul kan variere fra ca. 35 til 57 GPa. For skandinaviske bergarter

testet hos NTNU/SINTEF, ble 20 tester av granitt utført, der gjennomsnittlig UCS og E-modul er målt til henholdsvis 169 MPa og 42 GPa (Nilsen og Palmström, 2000).



Figur 3.3: Enaksiell trykkstyrke (UCS) for norske bergarter fra SINTEF bergmekaniske laboratorium (Høien et al., 2019).



Figur 3.4: E-modul for norske bergarter fra SINTEF bergmekaniske laboratorium (Høien et al., 2019).

Hovedmineralene i Drammensgranitten er kvarts, biotitt og feltspat. Den grovkornde utgaven har

en kornstørrelse på ca 3-5 mm, og inneholder ca. 60-65% alkaliefeltspat, 30-35% kvarts og ca 3-5% tidlig krystallisert oligoklas (plagioklas-feltspat). Oligoklasen har ofte gjennomgått hydrotermal bleking, og blir gjenkjent ved innhold av rød jernoksid (hematitt) langs sprekker i mineralkrystallene i mikroskopet. Granitten kan også inneholde små mengder av amfibol og epidot, i tillegg til at mineralene titanitt, zirkon og apatitt også kan opptre i bergarten (Trønnes og Brandon, 1992).

Figur 3.1 viser at det finnes forekomst av molybdenglans i nærheten av den planlagt tunneltraseen ved Sørumsåsen. I følge Turorientering (2019) ble det i 1918 startet gruvedrift i dette område for å utvinne malmen. Molybdenglans er et sølvaktig metall med blågrå farge, som finnes i soner på opptil 2 m vest for Skapertjern i Sørumsåsen. Mineralet er bløtt og mykt og opptrer som en bestanddel på rundt 0,2-0,3 % i leiraktige slepper som stryker nord-sør og øst-vest (Bugge, 1963).

Eruptivganger bestående av diabas og syenittiske bergarter gjennomsetter ofte bergartene i Oslofeltet. Figur 3.2 viser at det er opptreden av diabas i området rundt Vikertunnelen. Diabas er en mørk gangbergart som hovedsakelig består av mineralene feltspat og pyroksen. Diabasen kan oppetre som ganger, linser og uregelmessige soner i bergmassen. Ofte varierer bredden på gangene fra desimeter til noen meter, mens lengden kan være flere kilometer. Diabas er en sterkere bergart enn granitt og sonene opptrer oftest i samme retning som hovedsprekkeretningen (Løset, 2006).

3.3 Bergmassens oppsprekking

Bergmassen består av bergarter og diskontinuiteter i form av svake lag og sprekker. Bergmassen er derfor anisotrop og inhomogen, og utgjør et komplekst system, der diskontinuitetenes egenskaper ofte har større betydning enn bergartens styrke. Diskontinuitetene har oppstått som følge av tektoniske prosesser som skjær- eller strekkbevegelse i jordskorpen, og kan senere ha blitt reaktivert ved andre påkjenninger, som spenningsavlastning fra isens tilbaketrekking, eller erosjon av overliggende bergmasse.

Bergmassens oppsprekingsgrad avhenger av bergartens styrke og hvilke påkjenninger den har vært utsatt for. Generelt vil bergmassen være mer oppsprukket nær overflaten, og danne det som kalles dagbergsonen. Denne sonen ligger over grunnvannsspeilet, der tilførsel av luft av overflateavrenning bidrar til forvitring og svekking av sprekkenes friksjon. Ved sprekkkartlegging er det derfor viktig å ha i bakhodet at sprekkenes karakter er annerledes i overflaten, enn ved tunnelstufen ved driving av tunnel.

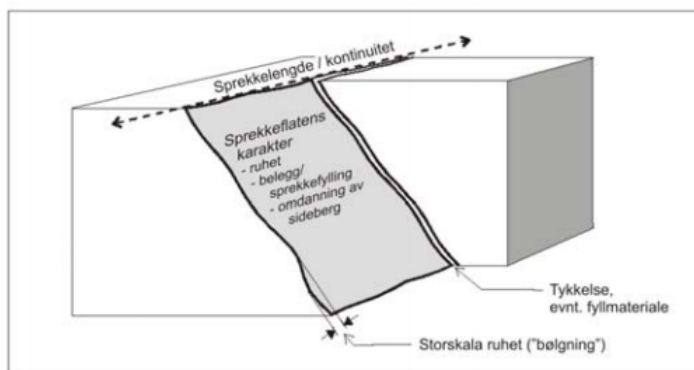
De diskontinuitetene som medfører liten eller ingen bevegelse langs bruddflaten, betegnes som bergmassens detaljoppsprekking. Riss, stikk, sprekker eller slepper kan være primært dannet fra naturlige påkjenninger, mens sprekker og riss kan bli dannet sekundært ved f.eks. sprengning. Det kan også oppstå sprekker nær overflaten som følge av temperaturforandringer med frostsprengning. Diskontinuitetene betegnes etter dannelsesmåte, mineralinnhold og størrelse som vist i tabell 3.1.

Tabell 3.1: Diskontinuitetstyper som utgjør bergmassens detaljoppsprekking (Nilsen, 2016).

Diskontinuitet	Dannelsesmåte	Egenskaper
Stikk	Primært dannet	Små og ofte lite synlige diskontinuiteter som sjeldent gjennomsetter bergmassen. Overflaten er gjerne ru uten mineralfyll, men de kan også opptre som glidespeil.
Riss	Sekundært dannet	Samme egenskaper som stikk, men følger gjerne bergartens kløvretning. Riss får ofte navn etter dannelsesmåte, som for eksempel sprengningsriss.
Sprekker	Primært eller sekundært dannet	Gjennomsettende diskontinuiteter uten mineralbelegg eller innfylling. Sprekkene kan være åpne og inneholde materiale fra overflaten som is og vann. Sprekker navnesett også etter dannelsesmåte som f.eks. eksfoliasjonssprekker
Slepper	Primært dannet	Gjennomsettende diskontinuiteter med innhold av mineralbelegg eller innfylling opp til noen cm tykkelse. Slepper navnesett på grunnlag av type mineralfyll, som for eksempel klorittsleppe, leirsleppe eller kalkspatsleppe.

Bergmassens sprekkemønster beskrives på grunnlag av antall sprekkesett. Sprekker som er tilnærmet parallelle og som opptrer med en regelmessig avstand definerer et sprekkesett. Granitter har ofte to vertikale sprekkesett i tillegg til et horisontalt sprekkesett. Mineralene som bygger opp granitt har lite eller ingen orientering, noe som fører til at granitten sprekker opp i nær kubiske blokker. Sprekkenes egenskaper har betydning for stabiliteten ved bygging av bergrom, og ved prosjektering og forarbeid er det viktig å finne ut mest mulig om sprekkenes avstand, lengde, mønster, ruhet og fylling.

Sprekkenes avstand og lengde definerer bergmassens oppsprekingsgrad, og beskrives ofte som antall sprekker per m³ eller som blokketørrelse (Løset, 2006). Generelt blir stabiliteten dårligere når sprekkavstanden minker og antall sprekkesett øker (NGI, 2015a). Sprekkenes ruhet og fylling definerer sprekkeflatens karakter (figur 3.5), og er avgjørende for sprekkenes friksjon. Sprekkeflatens ruhet er et mål for hvor ujevn flaten er, der storskala ruhet beskriver om flaten er hakket, bølget eller plan, mens småskala ruhet blir delt inn i glidespeil, glatt eller ru.

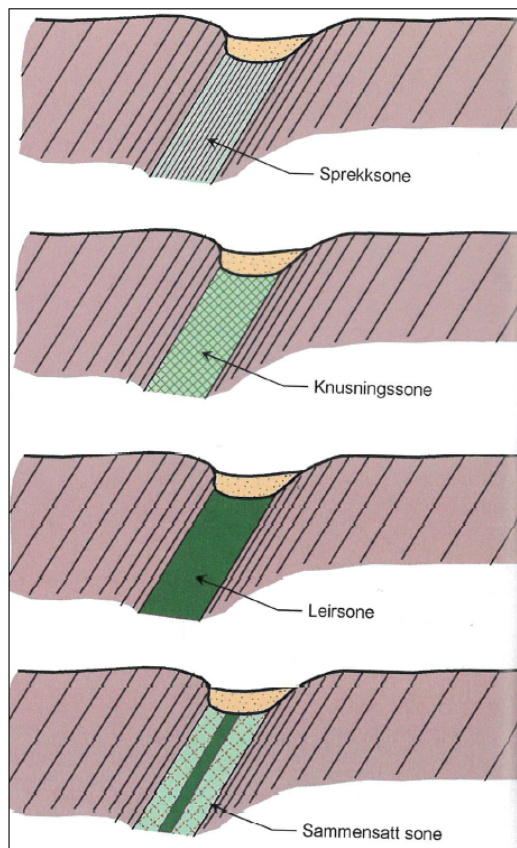

Figur 3.5: Illustrasjon av sprekkeflate med parametre som bør inngå i sprekkkartlegging. Figuren er modifisert fra Nilsen (2016).

Sprekkeflatens karakter eller friksjon er avgjørende for bergmassens stabilitet, fordi deformasjon av harde bergarter oppstår som forskyvninger langs sprekker. I bergmasser med ru sprekker, sprekk-

ker uten fyllmateriale eller sprekker med tynn mineralinnfylling, vil friksjon mellom sprekke-
være stor, noe som er gunstig for stabiliteten. Bergmasser som inneholder sprekker med glatte
glideplan eller slepper med myke mineraler som leire, vil ha lav friksjon mellom sprekker eller
slepper, noe som medfører dårligere stabilitet (NGI, 2015a).

3.4 Svakhetssoner

I bergmassen forekommer det ofte soner der berget er mer oppknust enn sideberget. Disse sonene
kan betegnes som svakhetssoner da de har betydelig lavere bergmassekvalitet. Svakhetssonene er
ofte mest oppknust i midtre del, deretter blir bergmassekvaliteten gradvis bedre utover på begge
sidene til upåvirket berg påtreffes. Svakhetssonene kan variere i størrelse og utstrekning fra en me-
ter til mange titalls.



Figur 3.6: Illustrasjon av forskjellige typer svakhetssoner (Løset, 2006).

en mer gradvis overgang mellom oppknust materiale og sideberg.

Ofte kan svakhetssonene ha forskjellige karakter, og inneholde både oppknust berg og forvitret ma-
teriale, i tillegg kan sonen være sammenvokst med mineralisering, og danne forkastningsbrekksjer. For-
skjellige typer svakhetssoner er vist i Figur 3.6. For å skaffe informasjon om svakhetssonenes inn-
hold, vil det være nødvendig å gjøre boringer dersom det ikke finnes en frisk skjæring (Løset, 2006).

I følge Nilsen (2016) Svakhetssonene kan i prin-
sippet opptre som tektoniske bruddsoner med tett oppsprukket berg eller som svake bergart-
slag. De svake bergartslagene kan være primært dannet svakere enn sidebergartene der-
som mineralinnholdet er dominert av svake mi-
neraler som talk, kloritt eller glimmer. Svake bergartslag kan også bli sekundært dannet ved
omvandling av mineraler på grunn av forvit-
ring.

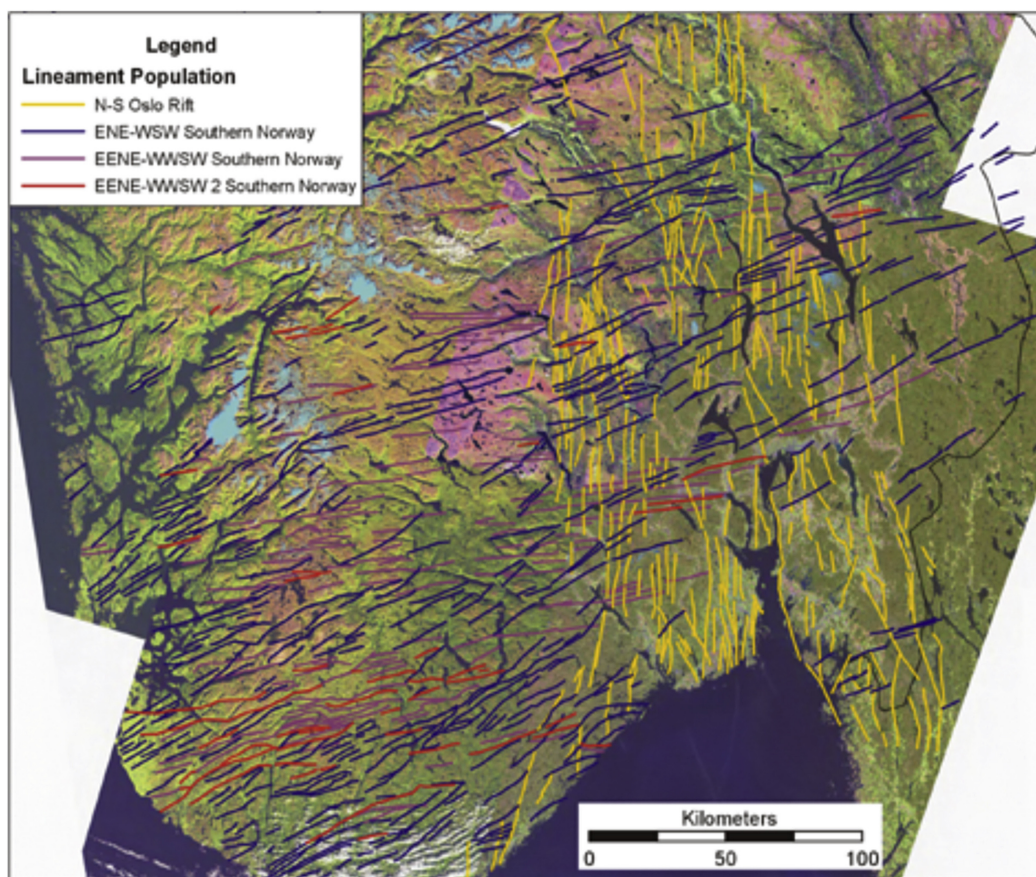
Tektoniske bruddsoner har ofte blitt til ved forkast-
ninger, der skjærbevegelser har gjort forflytninger
av bergpartier. Bruddsonene kan igjen deles opp i
spaltesoner og knusingssoner, der spaltesoner har
en definert oppknust sone som grenser til lite opp-
sprukket og uforvitret sideberg. Knusingssoner har

Tektoniske bruddsoner vil på samme måte som bergmassens detaljoppsprekking danne et mønster
som er synlig i regional skala. De regionale bruddmønsterene kan identifiseres på kart, flyfoto og

satellittbilder, som parallelle fordypninger eller lineamenter. Det vil si at de er dannet på samme tid, med like spenningsforhold. Figur 3.7 viser lineamentskart over Sør-Norge, der Oslofeltet tydelig skiller seg ut med bruddmønstre i N-S retning fra dannelsen av Oslograbben, i tillegg til tektoniske bruddsoner orientert i ØNØ-VSV retning (Gabrielsen et al., 2018).

På grunn av isbreens og vannets erosjonskraft, er det ofte lett å kjenne igjen svakhetssonene som innsynkninger eller kløfter i terrenget, ofte i forbindelse med elver, bekker eller innsjøer. Depresjonene som følger svakhetssonene vil være dypest der isbreens bevegelse er parallell med svakhetssoene. Her kan isens erosjonskraft ha utgravd selv mindre oppkjust bergmasse, og slike soner kan derfor bli tolket som svakere enn realiteten tilsier.

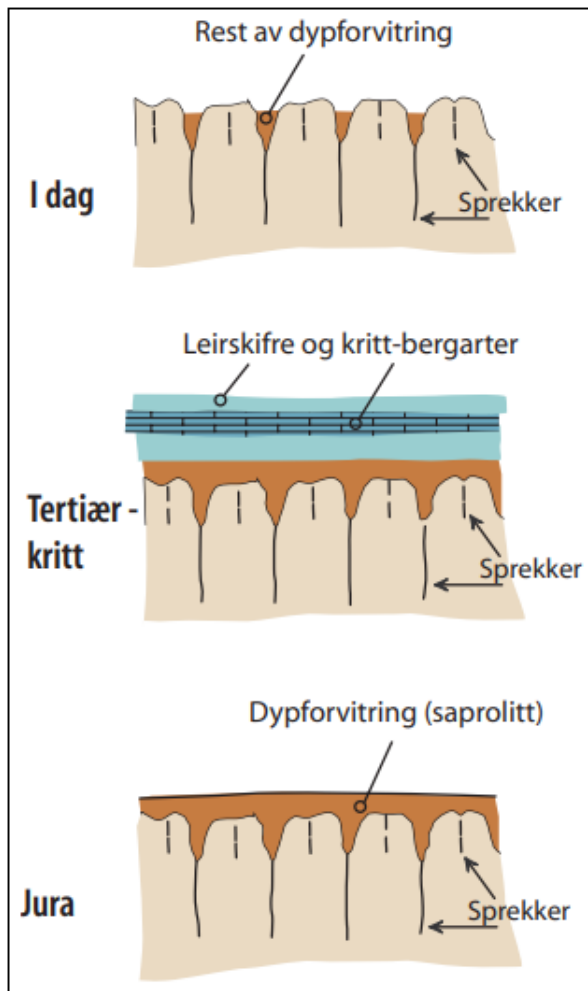
Siden svakhetssoner er betegnet som soner med lavere bergmassekvalitet, er det naturlig at slike soner vil ha stor innvirkning på tunnelstabiliteten. Generelt vil svakhetssoner medføre kraftigere oppsprukket berg, ofte i kombinasjon med sleppematerialer, noe som reduserer stabiliteten betraktelig. Det vil derfor være avgjørende å avdekke mulige svakhetssoner i tidlig planstadiet for å være forberedt på eventuelle stabilitetsproblemer ved driving av tunnel.



Figur 3.7: Lineamentskart over Sør-Norge, der N-S og ØNØ-VSV orienterte bruddmønstre er mest fremtredende i Oslofeltet (Gabrielsen et al., 2018).

3.5 Dypforvitring

Svakhetssonenes forløp mot dypet er varierende, men ved 10-15 m dyp vil sonen ofte bli smalere. Denne innsnevringen av svakhetssonen omtales som forvittringsrot, og vil i mange tilfeller være av interesse for planlegging av tunneler. For ca. 150-200 mill. år siden i Jura-tid, lå Østlandet på samme breddegrad som Kina ligger i dag. Klimaet var derfor subtropisk, og forholdene for kjemisk forvitring var svært gunstig. På denne måten ble forvittringsroten forlenget mot dypet i de allerede dannede svakhetssonene, og førte til dypforvitring ned mot 200 meters dybde.



Figur 3.8: Illustrasjon av dannelseshistorien til dypforvitring fra Jura-tid til i dag (Olesen et al., 2004).

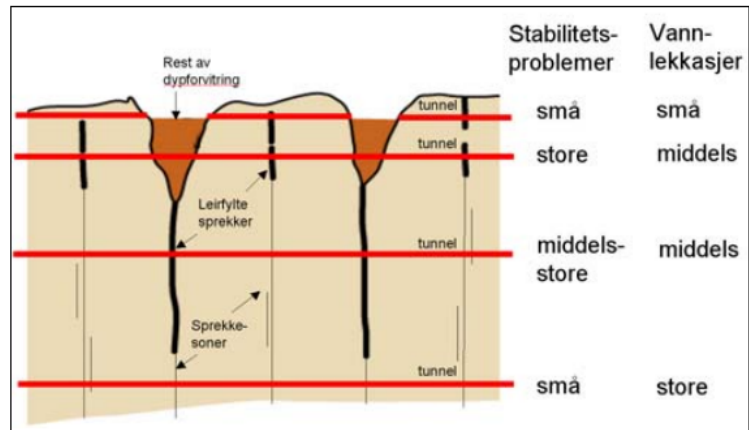
vannlekkasjer. Det er avgjørende for stabiliteten hvor i forvittringsroten tunnelen treffer, og dette bør avklares ved hjelp av for eksempel geofysiske undersøkelsesmetoder. Figur 3.9 viser typiske stabilitetsproblem nedover i forvittringsroten, der en tunnel med varierende overdekning kan treffe på flere typer problem.

Det aggressive miljøet i Jura-tid kan forklares med surt grunnvann fra humussyre fra råtne trær og planter kombinert med varme temperaturer (Olesen et al., 2007). Dette resulterte i oppsprukket, finmalt og leirig berggrunn i overflaten, kalt sapsprolitt, mens forvittringsprodukter som kaolinit og smektit ble utfelt som dypforvitring i sprekkene (NGU, 2015b). I Kritt-tiden (ca. 140-65 mill. år siden), steg havet 300-400 meter og sedimentære bergarter ble avsatt over sapsprolitt og dypforvitringen som vist i figur 3.8.

Mot slutten av Tertiær-tiden for ca. 10-20 mill. år siden begynte hevingen av Østlandet, og følgende erosjon av de sedimentære bergartene. Istidene som inntraff for ca. 1 mill. år siden herjet deretter med berggrunnen og fjernet de bløte, sedimentære bergartene som beskyttet de forvitrede bergartene. Isens eroderende krefter nådde ikke ned til de dypforvitrede svakhetssonene, og som vist i Figur 3.8 ligger tropiske forvittringsleirer igjen i dypforvitringssonene. Tunneler i dyp på 50-200 meter under fjelloverflaten, vil kunne møte på disse sonene.

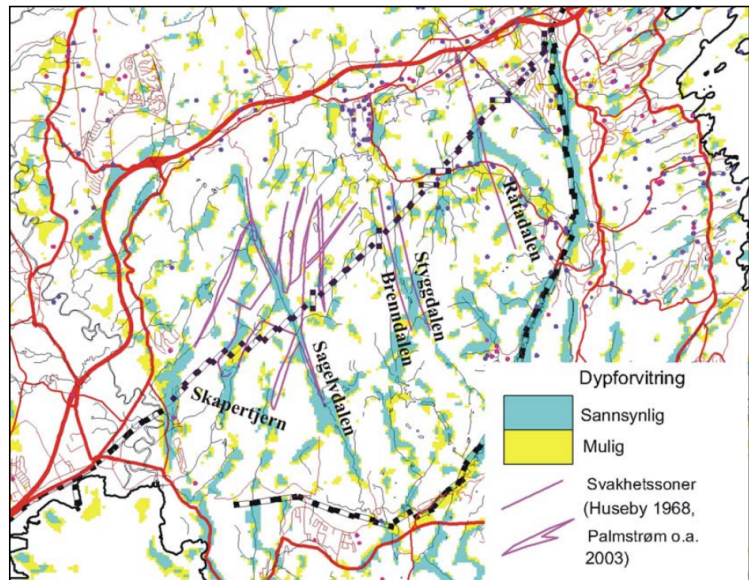
I følge Olesen et al. (2007) er dypforvitring et gjentakende problem ved tunnelbygging på Østlandet, da det ofte fører til stabilitetsproblemer og

Siden dypforvitring er en forlengelse av svakhetssoner, vil stabilitetsproblemer som sterkt oppkjust berg og sleppematerialer ofte også være hovedutfordringen ved tunneldriving gjennom dypforvitningssoner. Omvandlende mineraler og svelleleire, som beskrives i neste avsnitt, er også en av hovedutfordringene ved kryssing av soner med dypforvitring. Tett oppsprukket berg mot 200 m dyp, vil også potensielt føre til at sonene er svært vannførende, noe som er viktig å undersøke før driving av tunnel.



Figur 3.9: Typiske stabilitetsproblemer ved tunneldriving gjennom dypforvitningsrot (Olesen et al., 2007).

I forbindelse med satsing på geologi i Oslo-regionen i 2007 (GEOS), ble en metode for å påvise dypforvitring utarbeidet. Metoden som ble utviklet kalles AMAGER (AeroMagnetiske og GEomorfolo-giske Relasjoner). AMAGER metoden går ut å bruke magnetiske målinger for å finne soner der magnetitt er blitt forvitret til mindre magnetiske mineraler, og dermed svekker magnetfeltet. Der de svekkede magnetfeltene sammenfaller med depresjoner i terrenget, tolkes dette som mulig eller sannsynlig dypforvitring, avhengig av styrken på signalet.



Figur 3.10: Tolkning av mulig og sannsynlig dypforvitring basert på driving av lieråsen tunnel (Olesen et al., 2007).

Metoden er verifisert med fire tunneltraseer i Oslofeltet: Lieråstunne-

len, Romeriksporten, Oslofjordtunnelen og Hvalertunnelen. Metoden ga gode resultater, og mer enn 90% av de kjente svakhetssonene ble påvist. Figur 3.10 viser tolkningen av dypforvitring for Lieråstunnelen, der påvisning av sannsynlig dypforvitring samsvarer meget godt med svakhetssonene som ble truffet ved driving av tunnelen. Metoden kan sees på som en grovkartlegging av dypforvitring, og kan brukes i et tidlig stadiet for planlegging av berggrunnsanlegg og tunneler, for å avdekke områder som kan medføre utfordringer og som bør undersøkes nærmere.

3.6 Sleppematerialer

Sleppemateriale betegnes som løst materiale i slepper og svakhetssoner, og inngår derfor som en defekt i bergmassen. Knusningssoner med innhold av leire er et av de vanligste stabilitetsproblemer i Norge, og medfører ofte store utfordringer for tunneldriving og bygging av andre berganlegg. Der sikringsarbeidene ikke har vært tilstrekkelig kan også sleppematerialer i verste fall medføre ras i tunneler

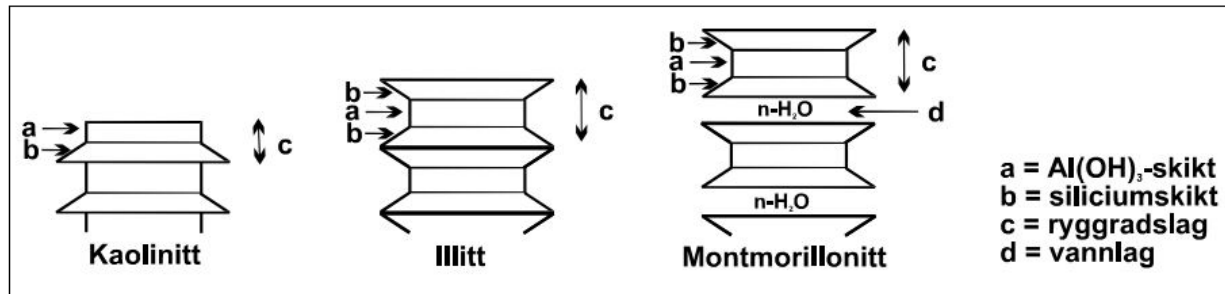
Sleppematerialets egenskaper er avhengig av mineralinnholdet. Inaktive leirmineraler som kaolinitt, illitt, limonitt og zeolitt utgjør den største andelen av sleppematerialer. Kloritt, talk og grafitt er eksempelvis mineraler som har lav indre friksjon særlig i våt tilstand. Karbonater er en gruppe lett oppløselige mineraler, som kan danne større hulrom og kanaler i bergmassen. Mineralgruppen som ofte fører til de største stabilitetsproblemer er smekttitt, som er en svellende leire med innhold av det sterkt svellende mineralet montmorillonitt.

Svelleleire kan opptre på forskjellige måter i bergmassen. Ofte finnes svelleleire i slepper og soner med ren leire opptil flere meter. Svelleleire kan også opptre som tynt leirbelegg på sprekke i svakhetssoner. I tillegg kan svelleleire opptre i uregelmessige former der bergarten har blitt delvis omvandlet til montmorillonitt. Løset (2006) beskriver at sistnevnte ofte er tilfelle i feltspatrike bergarter som granitt.

Dannelsen av svelleleire er avhengig av bergartstype og prosesser bergmassen har vært i gjennom. Svelleleire kan dannes ved omdanning av bergarter til leirmineral. Gjennom den kjemiske forvittringsprosessen hydrolyse kan plagioklas-feltspat omdannes til montmorillonitt og alkaliefeltspat kan omdannes til illitt. Svelleleire kan også bli dannet ved hydrotermal tilførsel, der vann blir presset gjennom sprekker i bergmassen ved høye trykk- og temperaturforhold, og omvandler berg til svelleleire. Denne dannelsesmåten oppstår gjerne i forbindelse med stor forkastningsaktivitet.

Mineralene som er utfelt har ikke alltid noen sammenheng med sideberget, og det er vanlig at en kan finne alle typer leirmineraler i slepper og svakhetssoner. Slepper og svakhetssoner som er parallele er gjerne blitt dannet under samme tid, og inneholder ofte de samme sleppematerialene. Dette er viktig informasjon dersom en møter på en sone med svelleleire, fordi parallele soner vil kunne inneholde det samme sleppematerialet.

Leirmineraler er bygget opp av silisiumsjikt som danner ryggradslag. Disse ryggradslagene har svært store overflateareal, og kan potensielt trekke til seg mye fuktighet. I kaolinitt bindes ryggradslagene sammen av hydrogenbindinger, mens kalium-ioner binder sammen ryggradslagene i illitt (figur 3.11). I montmorillonitt finnes det ingen sterke bindinger mellom ryggradslagene, noe som gjør at flere vannmolekyllag kan trenge inn i mellom ryggradslagene og skape en gitterekspansjon som vist i figur 3.11.



Figur 3.11: Oppbygging av leirmineralene kaolinitt, illitt og montmorillonitt. Figuren er modifisert fra Nilsen (2016).

Dersom montmorillonitten har gode svulleegenskaper i tillegg til tilstrekkelig vanntilførsel, kan leira trekke til seg store mengder vann, svulle ut og skape et stort svulletrykk som kan medføre stabilitetsproblemer. Tabell 3.2 klassifiserer leiras svullende egenskaper fra lav til høy etter målinger av fri svelling og svulletrykk. Inaktive sleppematerialer har ofte et svulletrykk under 0,15 MPa, mens aktivt sleppemateriale har et svulletrykk på 0,3 MPa og oppover. Det er vanskelig å påvise svulleleire in situ, og det blir derfor benyttet laboratoriske undersøkelser for å vurdere sleppematerialets svulleegenskaper. Mineralogisk analyse i form av røntgendiffraksjonsanalyse (XRD-Analyse) og fri svulletest er ofte brukt i disse sammenhengene. Fri svulletest gir en rask vurdering av leiras svulleegenskaper, da det måles i hvor mye volum materialet inntar etter å ha fått svulle fritt i sedimentasjon.

Tabell 3.2: Klassifisering av fri svelling og svulletrykk. Tabellen er hentet fra NBG (1985).

Klassifisering	Fri svelling [%]	Svulletrykk [MPa]
Meget høy	> 200	> 0,75
Høy	140 - 200	0,30 - 0,75
Middels	100 - 140	0,10 - 0,30
Lav	< 100	< 0,10

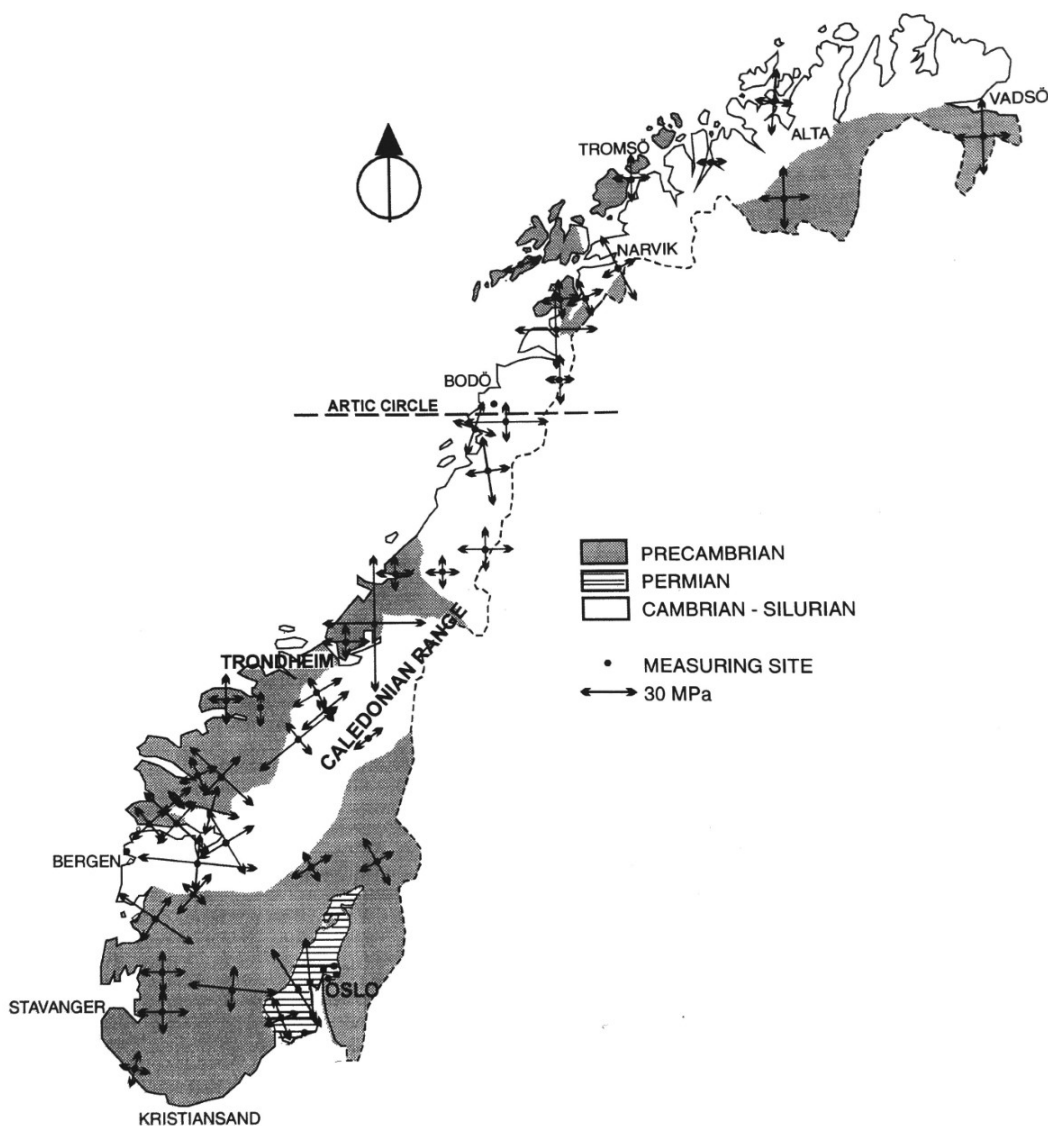
3.7 Bergspenninger

I bergmassen finnes det bergspenninger med forskjellig størrelse og retning, som et resultat av dannelsesmåte og andre påvirkninger som bergmassen har gjennomgått. Dersom terrenget er plan og horisontal, vil spenningene til underliggende bergmasse være et resultat av gravitasjonskraften, der horisontalspenningene teoretisk vil være 1/3 av vertikalspenningene. I Norge er terrenget langt fra flatt, og topografiske betingede gravitasjonsspenninger vil i stor grad påvirke spenningene. Ofte omtales disse spenningene som dalsidespenninger, der den største hovedspenningen faller parallelt med dalsiden.

I tillegg vil horisontalspenningene mange steder være betydelige på grunn av tektoniske spenninger som et resultat av storskala platetektonikk. Den kaledonske fjellkjededannelsen og subduksjon fra den Mitd-Atlantiske spredningsryggen er eksempler på dette. Inhomogeniteter i bergmassen som svakhetssoner kan også påvirke spenningsbildet, der hovedspenningenes retning og størrelse i nærliggende bergmasse vil bli endret.

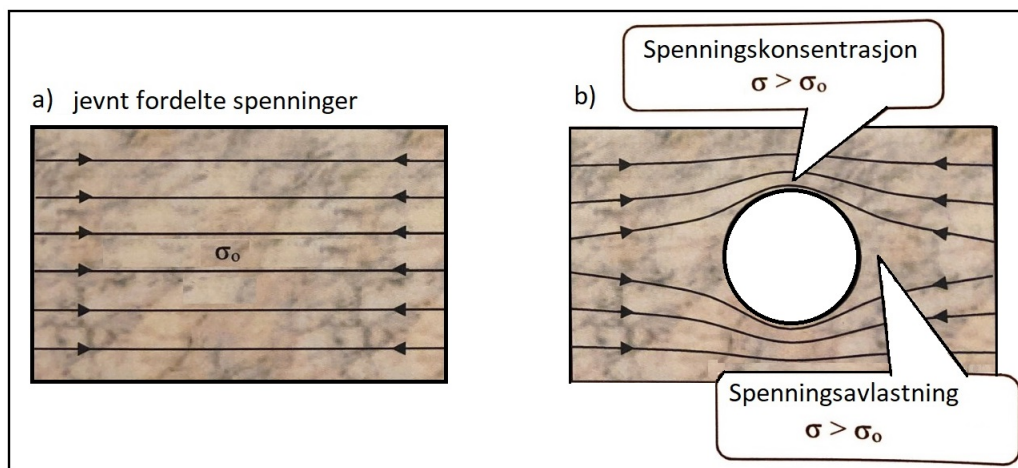
Spenninger som har oppstått under bergartens dannelse, kalles residualspenninger, og vil kunne føre til høye horisontalspenninger. Høye residulaspenninger er spesielt vanlig i dyperuptive, homogene bergarter som granitt og dioritt. Spenningene kan ha oppstått som følge av hurtig volumendring av bergarten under størkningsprosessen da bergarten ble dannet. Erosjon og avlastning etter siste istid kan også forårsake residualspenninger i bergmassen.

Figur 3.12 viser retning og størrelse på horisontalspenninger i Norge, hvor største horisontalspenningene σ_H i Oslofeltet er orientert N-S til NV-SØ. Det vil si at tensjonskreftene som dannet Oslograbene definerer orienteringen av den minste horisontale hovedspenningen σ_h i Ø-V retning (NGI, 2016). Fra figur 3.12 er det også tydelig at Oslofeltet generelt er preget av høye horisontalspenninger.



Figur 3.12: Horisontalspenninger i Norge med størrelse og retning (Løset, 2006).

Ved åpning av et bergrom vil spenningene fordele seg rundt åpningen avhengig av bergrommets geometri, og skape sekundærspenninger i form av radial- og tangentialspenninger langs tunnelkonturen. Det vil si at spenningsbildet blir endret fra jevnt fordelte spenninger i bergmassen som vist i figur 3.13a. Endringen fører til spenningskonsentrasjon normalt på største horisontalspenning og spenningsavlastning parallelt med største horisontalspenninger. Dette er illustrert i figur 3.13b.



Figur 3.13: Fordeling av horisontale spenninger ($\sigma_1 = \sigma_H$) i en homogen og isotrop bergmasse ved a) før åpning av bergrom og b) etter åpning av bergrom. Figuren er modifisert fra Li (2018).

Det er størrelsene på største- og minste hovedspenning som vil være avgjørende for hvor store tangentialspenninger det vil bli i spenningskonsentrasjons- og spenningsavlastningsområdet. Ved store forskjeller i største og minste hovedspenning, vil det kunne bli bergspenningsproblem. Kirschhoff's formel for største og minste tangentialspenning i konturen på en sirkulær åpning er gitt i 3.1 og 3.2.

$$\sigma_{\theta max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.1)$$

$$\sigma_{\theta min} = \sigma_1 - 3\sigma_3 \quad (3.2)$$

I følge Nilsen (2016) vil det som oftest være forholdet mellom bergartens styrke og størrelsen på bergspenningene som avgjør stabiliteten av et bergrom. Stor spenningskonsentrasjon kan føre til bergbrudd ved sprak eller bergslag. Sprak defineres som mindre avskallinger eller nedfall, mens bergslag betegnes som store nedfall. Lave spenninger i spenningsavlastningsområdet kan resultere i manglende innspenninger, og gi problemer med blokknedfall og vannlekkasjer. Ved moderate spenninger vil stabiliteten være mest gunstig.

Erfaringstall fra Norge viser at bergslag kan forekomme dersom største hovedspenning er omtrent 1/5 av bergartens trykkfasthet. Bergspenningsproblem i form av skvising kan oppstå dersom de tangentielle spenningene overskrider bergartens trykkfasthet (NGI, 2015a). Svake bergarter kan deformeres med skvising ved relativt lave spenninger, mens sterkt berg ofte tåler høye spenninger

før problemer inntreffer. Bergspenningsproblemer avhenger av bergartens styrke, der høye spenninger kan føre til plutselige brudd som sprak og bergslag i lite oppsprukket, massiv bergmasse. I mer oppsprukket bergmasse vil sprakingen være roligere da brudd utvikler seg langs eksisterende sprekker (Løset, 2006).

3.8 Bergmasseklassifisering

Det blir ofte brukt forskjellige metoder for å klassifisere bergmassens kvalitet helt fra tidlig planstadiet til byggeprosessen er ferdig. Bergmasseklassifisering kan helt enkelt brukes som en sjekkliste for å skaffe en oversikt over hva som bør undersøkes, men det kan også bli brukt til å danne et helhetlig bilde av bergmassen som kan brukes videre til å estimere nødvendig bergsikring. I følge Hoek (2007) finnes det flere typer bergmasseklassifiseringsmetoder, der de ulike typene tar utgangspunkt i forskjellige egenskaper i bergmassen. Terzaghi's klassifikasjonssystem inndeler bergmassen etter grad av oppsprekking, der utgangspunktet er at sikringen skal bestå av stålbuer som dimensjoneres etter hvor mye last den skal tåle. Ved tett oppsprukket bergmasse vil stålbuen måtte bære mer last enn dersom berget er mer eller mindre selvbærende.

Rock Quality Designation Index (RQD) er en annen metode som kvantitativt estimerer bergmassekvalitet basert på borekjerner, der prosentvis intakte kjernelengder lengre enn 100 mm av den totale prøven utgjør en RQD verdi som beskriver prøvens oppsprekkningsgrad. Metoden brukes alene, men inngår også som parameter i flere klassifikasjonssystemer som RMR og Q-systemet. Rock Mass Rating System (RMR) er en geomekanisk klassifiseringsmetode, der 6 parameter for bergmassens egenskaper inngår (Singh og Goel, 1999). Disse parameterne beskriver bergartens styrke (UCS), oppsprekkningsgrad (RQD), sprekkens karakter, grunnvannsforhold og orientering av sprekker i forhold til applikasjonen (tunnel, fundament eller skråning). Hver parameter får en verdi, der den totale summen (RMR-verdien) blir tatt med videre til skjema. Dersom applikasjonen er en tunnel, vil dette skjemaet foreslå prosedyre for driving og sikring av tunnelen.

I følge NGI (2015a) er det som oftest Q-systemet (Rock Mass Quality Index) som blir brukt til å klassifisere bergmassen i Norge. Q-systemet ble utviklet av Barton, Lien og Lunde ved Norges Geotekniske Institutt i 1974, med formål om å bestemme bergmassens kvalitet og bedømme sikringsomfanget. Metoden går ut på å beregne en numerisk Q-verdi som varierer med en logaritmisk skala fra 0,001 til 1000 ut i fra 6 forskjellige parameter:

$$Q = \frac{RQD}{j_n} * \frac{j_r}{j_a} * \frac{j_w}{SRF} \quad (3.3)$$

Der *RQD* er *Rock Quality Designation* (oppsprekkingstall), *j_n* definerer antall sprekesett, *j_r* er sprekkeruhetstall, *j_a* er tall for sprekketrylling, *j_w* er sprekketryllingstall og *SFR* (*Stress Reduction Factor*) er bergspenningsfaktor (NGI, 2015a).

Vedlegg C viser parameterne med tilhørende verdier for beregning av av Q-verdi. Det første leddet

i likning 3.3 beskriver bergmassens oppsprekkingsgrad, der antall sprekkesett definerer blokkestørrelsen. En svært oppsprukken bergmasse vil dermed få en lav verdi i det første leddet, mens en massiv bergmasse uten definerte sprekkesett vil tilhøre en svært høy verdi på ca 100-200. Neste ledd i likningen beskriver sprekkeflatens karakter, der blokkenes interne skjærstyrke blir vurdert. Diskontinuerlige sprekker med hard mineralfylling, har størst friksjon og vil dermed være mest gunstig. Glatte sprekker med innhold av svelleleire vil være minst gunstig for stabiliteten og gi den laveste verdien i dette leddet.

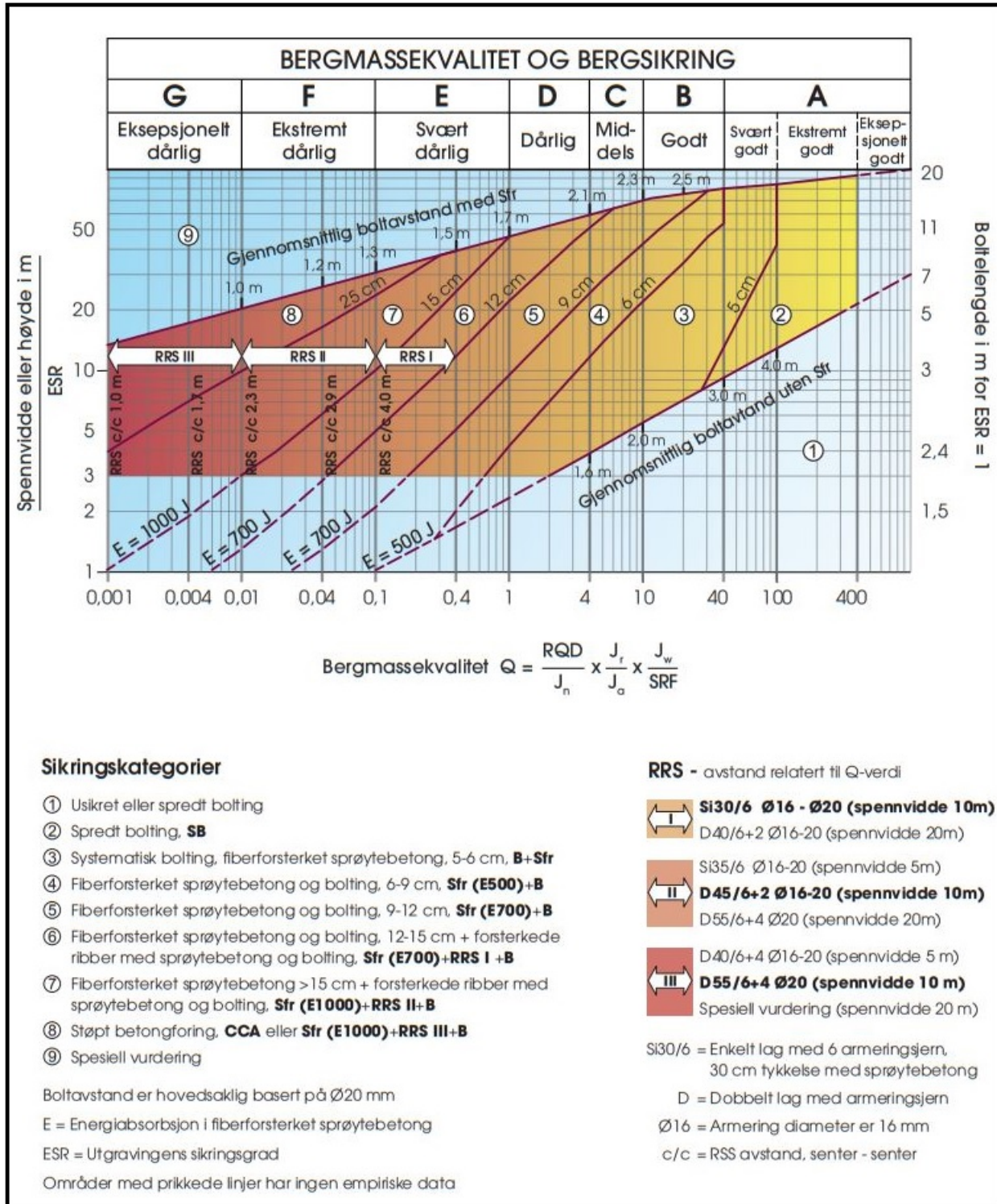
Det siste leddet i likning 3.3 beskriver de aktive spenningene i bergmassen, der vanntrykk kan redusere sprekkeflatens normalspenning slik at blokker kan gli ut. SRF parameteren beskriver forholdet mellom bergspenningene og bergartens styrke, og bestemmes ved fremtreden av svakhetssoner, svellende egenskaper, sprakeberg og skviseberg. Dersom bergmassen er mer eller mindre tørr og har moderate spenninger og gunstige spenningsforhold, vil leddet få den beste verdien i henhold til vedlegg C, figur C.5 og C.6 og stabiliteten vil være mest gunstig.

For å bruke Q-systemet til å vurdere bergsikring av en tunnel eller et bergrom, er det i tillegg til bergmassens Q-verdi, to andre faktorer som er avgjørende for sikringsomfanget. Disse faktorene er bergrommets dimensjon (spennvidden eller høyden) og sikkerhetskravene til bergrommet. Sikkerhetskravene avhenger av bergrommets formål, der en vegtunnel vil ha strengere krav til sikkerhet enn en vanntunnel. Når det gjelder bergrommets dimensjon, vil sikringsomfanget generelt øke med økende spennvidde eller økende vegghøyde i bergrommet. Sikkerhetsomfanget beskrives i Q-systemet med en ESR-faktor (Excavation Support Ratio), der forskjellige typer underjordsanlegg har egne ESR verdier. Disse verdiene er vist i vedlegg C, figur C.7. Større veg- og tog tunneler har en ESR verdi = 1,0. Bergrommets dimensjon koblet sammen med ESR-faktoren gir en "Ekvivalent Dimensjon" som følger likning 3.4:

$$\text{Ekvivalent Dimensjon} = \frac{\text{Spennvidde} / \text{Høyde(m)}}{\text{ESR}} \quad (3.4)$$

Bergrommets ekvivalente dimensjon vil sammen med Q-verdi klassifisere bergmassen etter klasser fra A til G i bergsikringsdiagrammet. Klasse A tilsvarer ekstremt godt berg, mens G tilsvarer eksepsjonelt dårlig berg. Bergsikringdiagrammet er basert på empirisk data, der flere typer anlegg og sikringsomfang er analysert på grunnlag av ekvivalent dimensjon og Q-verdi. Bergsikringsdiagrammet er vist i figur 3.14, der ekvivalent dimensjon er tegnet inn langs den vertikale aksene, mens Q-verdiene er tegnet horisontalt.

Gjennom bergsikringsdiagrammet vil en få opplysninger om anbefalt boltelengde- og avstand, i tillegg til tykkelse på sprøytebetong. Diagrammet gir også opplysninger om dimensjonering av armerte sprøytebetongbuer, i tillegg blir også energiabsorpsjonsklasse for fiberarmert sprøytebetong angitt. Omfanget av bergsikring angitt av dette systemet er veiledende, og spesielle problemstillinger krever ofte egne vurderinger. Systemet gir likevel et godt utgangspunkt for å bestemme permanent sikring av et bergrom og brukes ofte helt fra tidlig planstadiet til byggeprosessen er ferdig.



Figur 3.14: *Q*-systemet med bergmasseklasser og anbefalt permanent bergsikring basert på *Q*-verdier og ekvivalent dimensjon. Figuren er modifisert fra NGI (2015a).

Ved tidlig planstadiet av underjordsanlegg, blir ofte Q-systemet benyttet i forbindelse med forundersøkelser. Detaljerte beskrivelser av bergmassen vil kunne gi gode estimater for bergsikring og kostnader, men det er viktig å ta i betraktning at bergmassens egenskaper vil variere fra overflaten og kjerneboringer til faktisk driving av tunnel eller bergrom. Det vil si at parameterne som J_w og SRF ikke bør brukes direkte i Q-systemet uten at bergrommet er åpnet.

Bergmassen som blir kartlagt i dagen er også mer oppsprukket og forvitret enn bergmassen på større dyp. Sprekkefyllinger kan også være vasket bort, og kan gi feil vurdering av sprekketrykkestallet. Forvitring kan også ha slipt bort eksisterende sprekker, og antall sprekkesett eller oppsprekingsgrad kan derfor avvike fra overflaten til det større dyp. SRF faktoren er ofte vanskelig å vurdere, men informasjon fra nærliggende anlegg og geologien i området vil i tillegg til topografien kunne gi gode indikasjoner på spenningsforholdene.

Dimensjonering av sikring i bergrom er ikke bare avgrenset til klassifiseringssystemer. Andre metoder og hjelpemidler som observasjoner og vurderinger in situ og beregningsmodeller blir også ofte benyttet. Beregningsmodeller kan utføres ved hjelp av numerisk modellering eller ved rene likevektsberegninger. På denne måten blir belastninger fra berget på bergsikringen beregnet, og dermed vil en finne ut hvor mye bergsikring som trengs for å motstå belastningen fra berget.

3.9 Bergsikring

For å forhindre stabilitetsproblemer i underjordsanlegg, blir bergsikring eller bergforsterkning brukt. Bergsikring betegnes som støtte som påføres utenpå bergmassen for å hindre deformasjon som f.eks. sprøytebetong, mens bergforsterkning er støtte som blir installert inni bergmassen som f.eks. bergbolter (Li, 2018). Dette avsnittet gir en beskrivelse av de vanligste sikringsmetodene som brukes i Norge ved konvensjonell driving.

Dimensjonering av sikring basert på klassifikasjonssystemer eller andre metoder gir ofte en god indikasjon på type- og mengde sikring, men det er som regel observasjoner ved stoff under driving av bergrommet som bestemmer sikringstiltakene. Kontinuerlig geologisk kartlegging kjent som “byggherrens halvtime” og informasjon om driveforholdene fra sonderboring foran stoff er de viktigste undersøkelsene under bygging, der forventet bergmassekvalitet vil bli bekreftet eller avkreftet.

Hovedprinsippet for bergsikring baseres på tidsfaktoren for deformasjon, der hurtig deformasjon ved sprakeberg bør sikres med stiv sikring, mens langsom deformasjon ved f.eks. svellende leire bør håndteres med fendrende sikring. Fendrende sikring tillater en viss deformasjon før full last opptas, slik at deformasjonen holdes kontrollert. Eksempler på fendrende sikring er sprøytebetong med mineralull over leirsoner og boltetyper som f.eks. endeforankrede bolter. Formålet med stiv sikring er å låse berget fast før deformasjonen starter, slik at sprekkens skjærfasthet (evne til å motstå brudd) ikke overvinnes. Dette kan løses ved hjelp av sprøytebetong direkte på bergoverflaten etter utsprenging i tillegg til innstøpte bolter.

Rensk

Den første delen av sikringsarbeidene omfatter rensk av bergoverflaten for å fjerne løst berg. Dette gjøres som regel ved hjelp av en mekanisk pigghammer montert på en maskin, og avsluttes med manuell spettrensk. Rensk reduserer ofte behovet for øvrig sikring, men ved manuell spettrensk er dette en nokså farlig arbeidssituasjon.

Bergbolter

Bergbolter installeres som bergforsterkning etter prinsippet spredt bolting for sikring av ustabile enkeltblokker, eller systematisk bolting etter et forhåndsbestemt mønster. I følge Vegdirektoratet (2000) finnes det tre hovedtyper bergbolter, endeforankrede bolter, fullt innstøpte bolter og kombinasjonsbolter. Bestemmelse av type bergbolter baseres på tunnelens langtidsstabilitet og korttidsstabilitet av bergrommet, der entreprenøren har ansvar for den midlertidige sikringen eller arbeidssikringen slik at det skal være trygt å arbeide på stoff. Permanent sikring er byggherrens ansvar, og skal sørge for langtidsstabilitet av tunnelen.

De endeforankrede boltene består av et ekspansjons-anker som presses mot hullveggen, i tillegg til mutter og plate som strammes opp og gjør bolten lastbærende rett etter installasjon. Endeforankrede bolter kan forspennes, slik at innspenningen av berget øker. Ved høye spenninger forspennes bolten vanligvis ikke, da bolten spennes i takt med bergets deformasjoner. De endeforankrede boltene må etter-innstøpes for å bli godkjent som permanent sikring. De innstøpte boltene er ofte kamstålbolter som omsluttet fullstendig av sementmørtel, vanligvis uten forspenning og bruk av plate og mutter. Herdingstiden gjør at bolten ikke er umiddelbart lastbærende, og de fungerer dårlig som arbeidssikring.



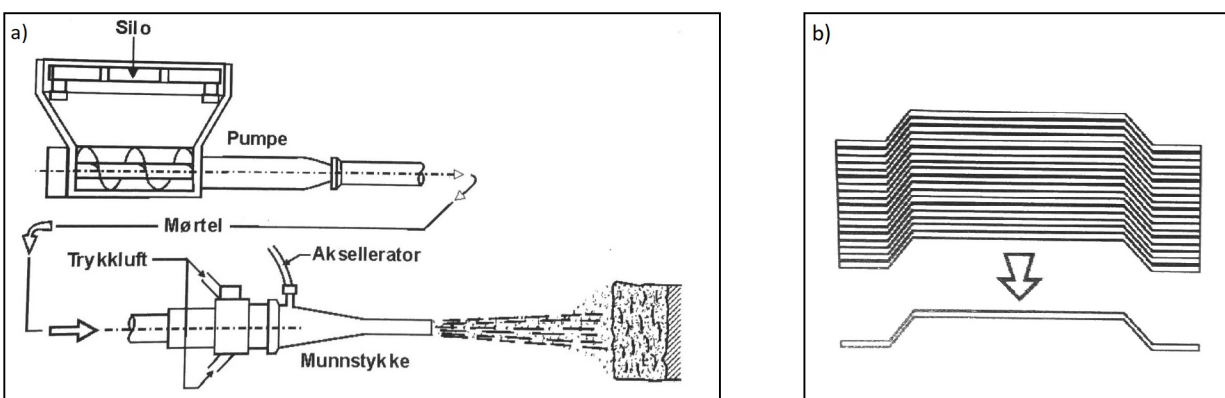
Figur 3.15: *CT-bolt fra Vik-Ørsta (Vik-Ørsta, 2019).*

Kombinasjonsbolter er bolter som først endeforankres, og deretter innstøpes, slik at bolten er godkjent som både arbeidssikring og permanent sikring. Kombinasjonsbolten brukes ved de fleste bergforhold med unntak at berg med svært høye spenninger, da bolten blir for stiv. Figur 3.15 viser kombinasjonsbolten CT-bolt fra leverandøren Vik Ørsta. Boltens diameter er oftest 20mm, men ved for eksempel forbolting kan også diameter på 25 og 32 mm benyttes.

Sprøytebetong

Sprøytebetong er en miks av sement, sand, tilslagsmaterialer, fiber og vann som sprutes på bergoverflaten med høy hastighet (Li, 2018). Prinsippet for våtsprøytemetoden er vist i figur 3.16a. I dag brukes ofte stålfiberarmert sprøytebetong for å øke sprøytebetongens lastbærende effekt, der fibre er vist i figur 3.16b. Effekten av tilsetningen av stålfiber i sprøytebetong er bedre heft til bergoverflaten og økende bruddenergi (seighet). I følge Vegdirektoratet (2020) er fiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med bolter i de fleste tilfeller tilstrekkelig for permanent bergsikring.

Heft til bergoverflaten kan av og til medføre problemer med sikringsmetoden, der heftstyrken kan være lav ved sprøyting på slepper med f.eks. leirbelegg eller ved sprøyting på vannførende sprekker. Slepper og svakhetssoner med innhold av svelleleire kan også føre til problemer for sprøytebetongen dersom svelletrykket overgår sprøytebetongens styrke. Ved dårlig berg brukes ofte armerte sprøytebetongbuer i tillegg til sprøytebetong og bolter, men ved mer ekstreme tilfeller det være aktuelt å bruke full utstøpning (Vegdirektoratet, 2020).



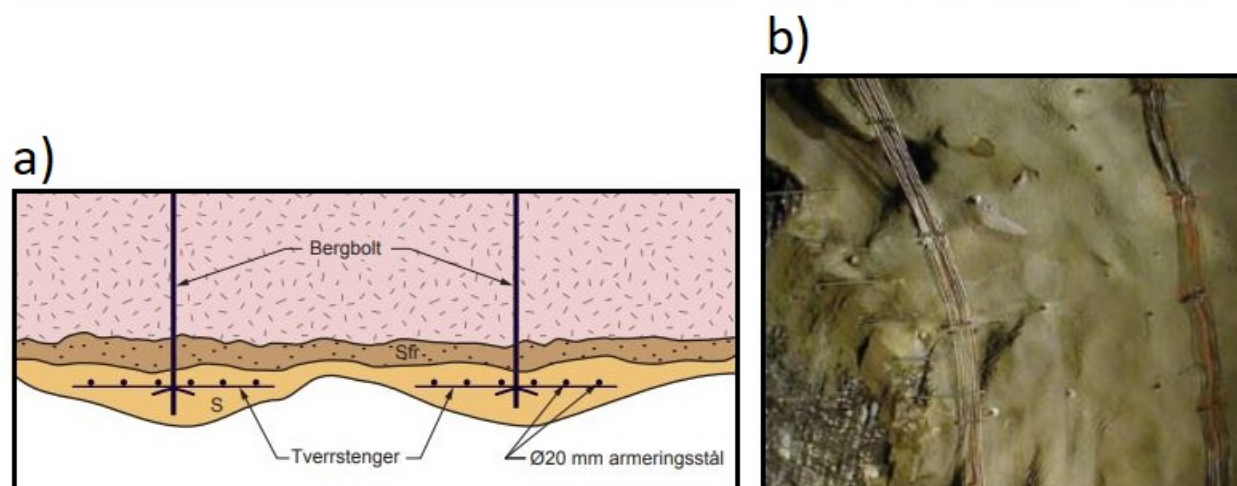
Figur 3.16: a) Prinsipp for påføring av sprøytebetong ved våsprøytemetoden og b) eksempel på stålfibertype (Dramix) som kan tilsettes i sprøytebetongen. Figuren er modifisert fra Nilsen (2016).

Full utstøpning

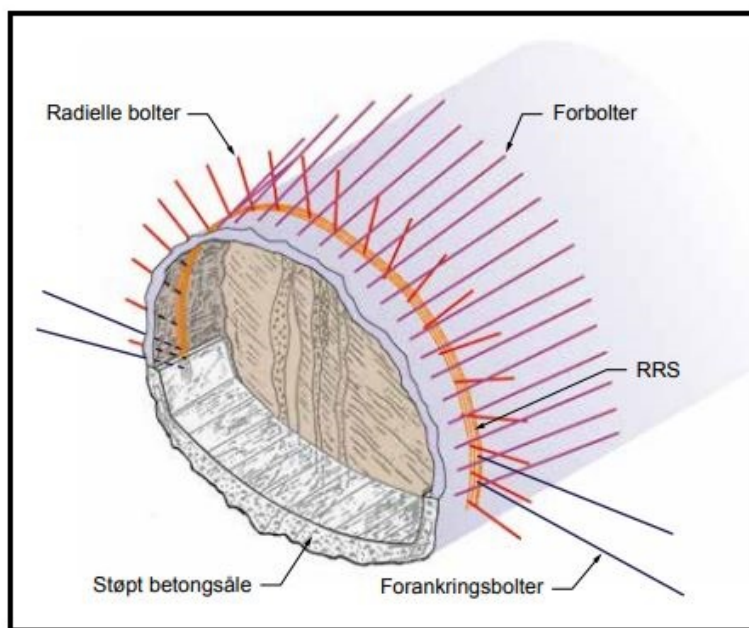
Full utstøpning er en sikringsmetode som vanligvis består av mobile støpeskjold av stål. Denne metoden benyttes vanligvis ved kryssing av mektige svelleleirsoner og knusningssoner med mye vann, i tillegg til påhuggsområder. Full utstøpning kan også brukes dersom ras eller store utfall forekommer (Sve et al., 2008). Full utstøpning er en tidkrevende og kostbar sikringsmetode, men kan være nødvendig ved svært vanskelige driveforhold. Ved å benytte støpeskjold i knusningssoner med svelleleire, vil det bli værende et mellomrom mellom skjold og tunnelkonturen, der svelleleira vil ha mulighet for fri ekspansjon. Dermed vil støpeskjoldet være utsatt for et vesentlig mindre svelletrykk enn sprøytebetong som er i fullstendig kontakt med bergoverflaten.

Armerte sprøytebetongbuer

Armerte sprøytebetongbuer blir ofte brukt som et alternativ til full utstøpning i områder med svært dårlig bergmassekvalitet ($Q < 0,2$) (Vegdirektoratet, 2016). Figur 3.17 viser konstruksjonsprinsippet for armerte sprøytebetongbuer, der kamstålstenger, sprøytebetong og radielle bergbolter utgjør buer rundt bergoverflaten. Det er bergmassens kvalitet og dimensjonene for bergrommet som avgjør hvor tykke buene må være, avstanden mellom dem, antall buer og diameteren på armeringsstengene. Armerte sprøytebetongbuer inngår i Q-systemet, der retningslinjer for bruk av buene i forhold til Q-verdi og ekvivalent dimensjoner er gitt (NGI, 2015a).



Figur 3.17: Armerte sprøytebetongbuer a) konstruksjonsprinsipp (NGI, 2015a) og b) eksempel på anvendelse fra Tanumtunnelen (Sve et al., 2008).



Figur 3.18: Prinsipp for sikring av dårlig bergmasse med forbolter, sprøytebetongbuer og forankringsbolter (NGI, 2015a).

Forbolting

I svært dårlig bergmasse med Q-verdi lavere enn 0,1 til 0,6 er det anbefalt å bruke forbolter som en del av arbeidssikringen. Forbolter installeres foran stoff for å stabilisere tunnelprofilen og hindre utrasing, som vist i figur 3.18. Avstandene mellom forboltene er vanligvis ca. 0,3 m, og forboltene må forankres i fast berg ved hjelp av f.eks. sprøytebetongbuer, radielle bolter og forankringsbolter (figur 3.18). Forbolting inngår ikke direkte i Q-systemet, men foreslått bergsikring for lave Q-verdier baseres på at forbolter blir installert under driving (NGI, 2015a).

SVV bergsikringsklasser

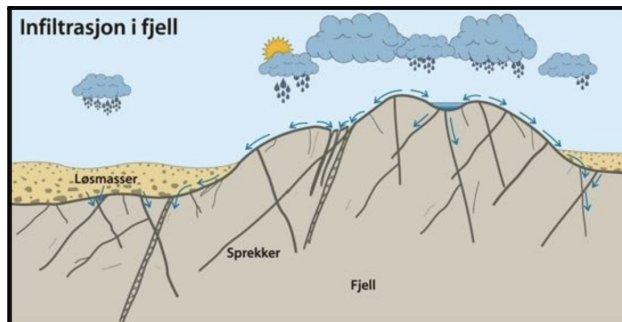
I følge Statens vegvesens håndbok N500 skal det utføres bergmasseklassifisering etter Q-metoden for vegtunneler (Vegdirektoratet, 2016). Statens vegvesen har derfor satt opp en tabell for Q-verdier og bergmasseklasser som knyttes til trinnvise sikringsklasser for tunnelprofil T8,5 - T12.5. Bergmasseklasse A er svært godt berg, mens klasse G tilsvarer eksepsjonelt dårlig berg. Tabellen for Statens vegvesens sikringsklasser er vist i figur 3.19.

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi (sprengt berg)	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 100 – 10	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m Q = 10 – 4	Sikringsklasse II - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm - Systematisk bolting c/c 2 m
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 4 - 1	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm - Systematisk bolting c/c 1,75 m
E	Svært dårlig bergmasse. Q = 1 - 0,2 ----- Q = 0,2 - 0,1	Sikringsklasse IV - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m ----- - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer. Buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c buer 2–3 m, Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3–4 m - Sålestøp vurderes
	Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,1 - 0,01	Sikringsklasse V - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150–250 mm - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer Buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c buer 1,5– 2 m Buene boltes systematisk, c/c 1,0 m, boltelengde 3–6 m Doble buer kan erstattes med gitterbuer. - Armert sålestøp, pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse, Q < 0,01	Sikringsklasse VI - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt

Figur 3.19: Tabell som viser sammenhengen mellom Q-verdier og Statens vegvesens sikringsklasser etter håndbok N500 (Vegdirektoratet, 2016).

Vann i bergmassen

Grunnvann er en del av det totale systemet som påvirker bergmassen. Håndtering av grunnvannet er derfor essensielt ved planlegging av underjordsanlegg. Dette kapitlet tar for seg hvordan vann gjennomstrømmer bergmassen og hvilke konsekvenser vann i bergmassen kan føre til ved tunnel-driving. Videre vil kapitlet presentere forskjellige krav til innlekkasje, og prinsipp for hvordan berginjeksjon kan tette bergmassen.



Figur 4.1: Infiltrasjon av grunnvann i sprekker og svakhetssoner fra nedbør, vann og vann samlet i løsmasser (NGU, 2018).

ser, drenering av brønner, tjern og vann over tunnelen, tapping av grunnvannsmagasiner og medføre negativ innvirkning på flora og fauna ved tunnelen. Innlekkasjer kan også skape større problem for tunnelarbeid ved stoff, da store vannmengder vil føre til dårlig arbeidsforhold og problemer med boring og sprengning. Det vil også bli behov for pumping, noe som fører til ekstra kostnader. I tillegg kan det oppstå utfordringer etter ferdigstilling i form av vannlekkasjer, ras og isdannelser hvis ikke tunnelen er tettet tilstrekkelig.

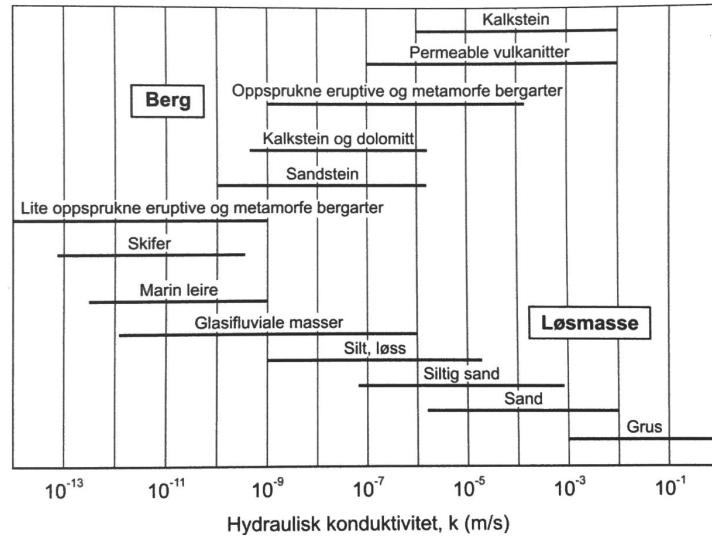
hydraulisk konduktivitet representerer væskenes strømmingsevne i et porøst materiale, og kalles ofte hydraulisk ledningsevne. Bergmassens hydrauliske konduktivitet er i hovedsak bestemt av oppsprekingsgrad og sprekkeflatenes karakter. Figur 4.2 viser variasjon av hydraulisk konduktivitet for utvalgte bergarter og løsmasser etter Freeze og Cherry (1979), der oppsprukket magmatiske

Grunnvannet beveger seg langs åpne sprekker, og kanaler langs sprekker i bergmassen som illustrert i figur 4.1. Siden tunneler som regel ligger under grunnvannsspeilet, vil det kunne oppstå innlekkasjer av grunnvann dersom tunnelen kommer i kontakt med vannførende sprekker eller slepper. Lekkasje ved tunnel-driving vil kunne føre til konsekvenser både for ytre miljø i området rundt tunnelen og det interne miljøet ved tunnelstufen.

I følge Klüver og Kveen (2004) kan grunnvannsdrenering resultere i setninger i løsmasser,

bergarter har tilsvarende hydraulisk konduktivitet som sand. I følge Nilsen (2016) kan både permeable vulkanske bergarter og oppsprukne eruptive bergarter som diabas og granitt ha høy hydraulisk konduktivitet i størrelsesorden 10^{-9} til 10^{-2} (figur 4.2).

Harde og stive bergarter som granitt vil ved deformasjon lettere kunne sprekke opp enn mykere bergarter som leirskifer, og vil derfor generelt ha en høyere hydraulisk konduktivitet. Bergmassens oppsprekking er avgjørende for vanngjennomstrømming, der gjennomsettende, lange og åpne sprekker er mest vannførende. Det vil være en fordel å kjenne til tektoniske prosesser i området, da tensjonsprekker generelt resulterer i store åpninger hvor lekkasjer kan oppstå.



Figur 4.2: Hydraulisk konduktivitet i berg og løsmasser etter Freeze og Cherry (1979). Figuren er hentet fra Nilsen (2016).

I svakhetssonene kan materialet være oppknust, slik at vannet kan gjennomstrømme sonen og føre til innlekkasje. Dersom sonen er fylt med leir og svelleleire, vil dette kunne tette sonen, slik at lekkasje blir mindre. Løset (2006) beskriver at dersom bergmassen er dannet på store dyp, og etterhvert er blitt blottlagt ved erosjon, vil avlastningsspenninger kunne føre til at spekker som opprinnelig var tette, åpner seg og kan gjennomstrømme vann.

I følge Klüver og Kveen (2004) viser erfaringer at svakhetssoner i eruptivbergarter i Oslofeltet som larvikitt og drammensgranitt inneholder mindre leire og mer knust berg enn svakhetssonene i grunnfjellsbergartene. I tillegg er ofte sonene tilnærmet horisontale og vertikale. Disse forholdene gjør at bergmassen ofte har høyere konduktivitet (hydraulisk ledningsevne), noe som fører til større vannlekkasjer. Driving av tunnel i eruptivbergartene i Oslofeltet kan dermed by på krevende injeksjonsarbeider, og god planlegging er dermed viktig.

Løset (2006) beskriver at oslofeltet er eruptivganger med vulkanske bergarter som diabas og syenitt kan føre til innlekkasje-problemer. Størkning av disse bergartene førte til en volumreduksjon, slik at sprekker oppstod mellom gangbergarten og sidebergarten. Dette kan ha ført til gjennomsettende sprekker med muligheter for stor vanngjennomstrømming, slik at den hydrauliske konduktiviteten øker. Gangbergartene kan også være mer oppsprukket enn sideberget, slik at soner med gangbergarter kan medføre lekkasjer ved tunneldriving.

4.1 Måling av innlekkasje

Tabell 4.1: Vanlige krav til maksimalt tillatt innlekkasje i tunnel med tverrsnitt $8,5 \text{ m}^2$ (Klüver og Kveen, 2004).

Tetthetskrav	Maksimal innlekkasje
Ekstremt strengt	< 1-3 l/min/100m tunnel
Strengt	< 3-7 l/min/100m tunnel
Middels strengt	< 7-15 l/min/100 m tunnel
Moderate krav	> 15 l/min/100 m tunnel

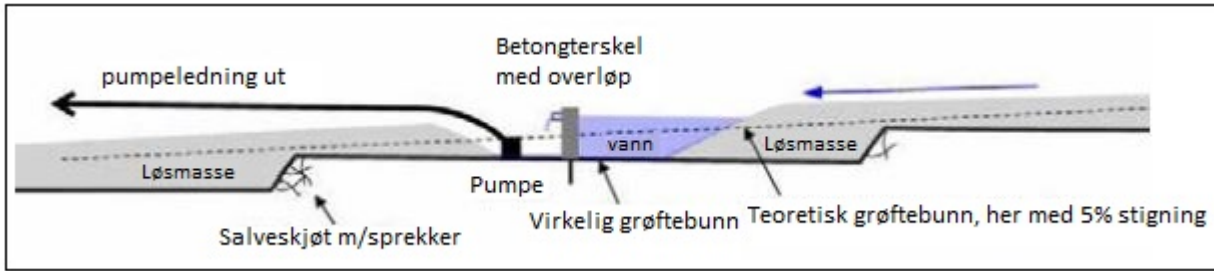
Ved prosjektering av tunneler er det viktig å vurdere hvor mye vann som kan lekke inn i tunnelen dersom det ikke blir utført tetting. Dette må vurderes med hensyn til tetningskrav som blir satt før bygging av tunnelen, der vanlige krav til innlekkasje er vist i tabell 4.1. Før injeksjonsstrategi blir valgt må risiko for drenering av grunnvann vurderes, slik at områder som er sensitive mot drenering og krever strengere tiltak avdekkes. Vurdering av vannforholdene langs en planlagt tunnel i tid-

lig planfase baseres ofte på erfaringsdata og de geologiske forholdene i området. Det er derfor viktig å skaffe informasjon om bergmassens hydrauliske egenskaper, og vurdere hvilke områder som kan være mer oppsprukket. I områder der vanninntrengingen vil overstige maksimal tillatt innlekkasje, er berginjeksjon nødvendig (Løset, 2006).

Det er generelt vanskelig å forutse områder som potensielt kan føre til innlekkasje ved en planlagt tunneltrasé. Undersøkelser av mulige knusningssoner ved f.eks. geoelektriske målinger, kan gi indikasjoner på lekkasjepotensiale. Grunnboringer med vanntapsmålinger (Lugeon test) kan også utføres for å estimere bergmassens hydrauliske konduktivitet. Dette utføres ved å pumpe vann med et trykk på 1 MPa i avgrensede soner i borhullet, for å måle hvor mye vann som lekker ut av borhullet ved bestemte tidsintervaller. Enheten vanntapet måles i er Lugeon, som tilsvarer hydraulisk konduktivitet på $2,3 * 10^{-7} \text{ m/s}$.

Det er vanskelig å måle nøyaktig innlekkasje i tunnel, men registreringer og observasjoner av vann i bergmassen under driving gjør det mulig å anslå om en bør utføre injeksjon eller ikke. Det er de bestemte tetthetskravene og påtrufne vannmengder i tunnelen som avgjør om injeksjon er nødvendig. Registrering av bergmassekvalitet og vannmengder gjøres ved hjelp av sonderhull under driving, der boreparametere blir loggført fortløpende (Measure While Drilling). På denne måten vil en under driving få informasjon om eventuelle store vannmengder før stoffen har nådd den vannførende sonen. Utlekkasje av ferdig boret hull vil også gi informasjon om vannmengden i bergmassen.

Ved driving av tunnel blir det også opprettet måleterskler, ofte langs seksjoner på ca. 250 m, der vann fra bergmassen samles opp (figur 4.3). Disse tersklene har som formål å kontrollere tetthetskravene som er satt for tunnelen. Måling av innlekkasje blir utført ved at vannet som blir samlet opp i måletersklene, renner ut gjennom rør, der l/min blir målt ved hjelp av stoppeklokke og bøtte. Ved å etablere måleterskler ofte nok gjennom hele byggeperioden, kan injeksjonsstrategien intensiveres dersom innlekkasjene nærmer seg de gitte grenseverdiene. Måletersklene vil på denne måten kunne verifisere om injeksjonsopplegget er godt nok (Vegdirektoratet, 2020).

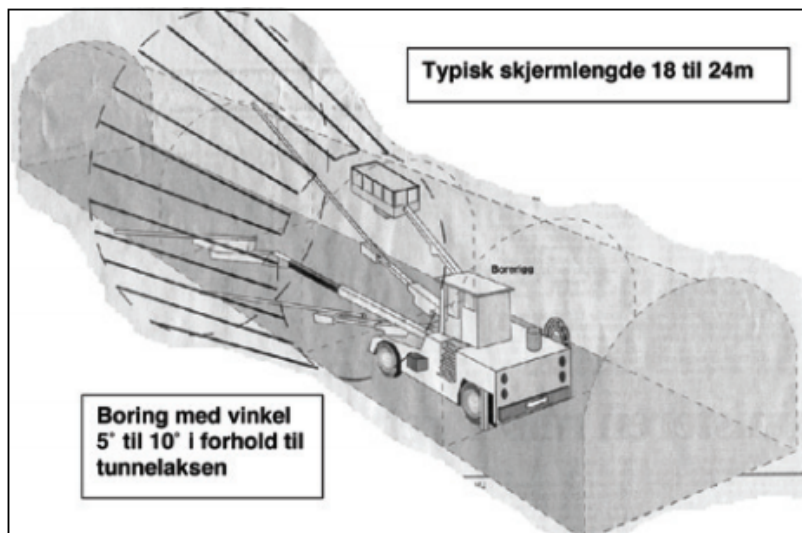


Figur 4.3: Prinsippskisse av målesterskler i grøft - lengdesnitt. Figuren er modifisert fra Vegdirektoratet (2020).

4.2 Injeksjonsstrategi

Den mest brukte metoden for å tette bergmassen mot vannlekkasje i bergrom er forinjeksjon, der sementmasser blir injisert via borhull foran stoff (figur 4.4). Injeksjon vil i noen tilfeller også fungere som stabilitetssikring, spesielt i tett oppknuste soner kan injeksjon knytte massene sammen, og øke fastheten slik at det er lettere å drive gjennom sonen. I følge (Nilsen, 2016) er prinsippet for berginjeksjon er å kontrollere vannet ved å gjøre berget tett nok for dets formål, uten å gjøre det fullstendig vanntett.

Forinjeksjon kan utføres systematisk, eller behovsprøvd basert på målt innlekkasje fra sonderboring ved stoff. Systematisk forinjeksjon brukes ofte ved strenge krav til innlekkasje og ved driving under områder som er sensitive mot grunnvannssenkning. Det er hensiktsmessig å overvåke poretrykket og grunnvannsnivå kontinuerlig før- og underveis i tunnelbyggingen, slik at injeksjonsstrategien kan vurderes fortløpende.



Figur 4.4: Prinsipp for forinjeksjon (Hognestad et al., 2010)

Forinjeksjon av bergmassen utføres vanligvis med 1-2 salvelengder overlapp rundt hele tunnelprofilen, som tilsvarer ca 6-10 m. Prinsippet for forinjeksjon er vist i figur 4.4. Forinjiserer gir mye bedre resultater enn etterinjiserer, som stort sett også er svært kostbart. Dersom store lekkasjer oppstår uten at forinjiserer er utført, er det svært krevende å få det tett ved etterinjiserer, og lekkasjen vil ofte flyttes andre steder i tunnelkonturen. Det er derfor viktig å ta gode beslutninger for hvor og når forinjiserer er nødvendig.

Det finnes flere typer injeksjonsmiddel, der vanlig industrisement vil være tilstrekkelig å benytte i store deler av Norge. Dersom bergmassen ikke oppnår tilstrekkelig tetting med vanlig industrisement, er mikrosegment å foretrekke. Mikrosegment er en mer finkornet injeksjonsmiddel, som fungerer godt dersom bergmassen har en lukket sprekkestruktur med innhold av leir. Vann-sement forholdet (v/c) er ofte høyt (ca. 1,0-1,3) ved injisering av slike sprekkestrukturer, og reduseres gradvis dersom massene trenger godt inn i sprekke.

Kvartærgeologi

Kvartærgeologi er geologien som stammer fra de siste ca. 2,6 millioner år siden. Istider og mellomistider har gjennom denne tiden herjet med berggrunnen, og erodert og avsatt løsmasser og landformer. Dette kapittelet vil kort beskrive de kvartærgeologiske forholdene i området rundt Vikertunnelen og hvordan disse kan bli påvirket av tunneldriving. Spesielt vil kvikkeleire og setningsømfintlig materiale bli presentert som en potensiell utfordring.

Kartlegging av løsmasser er avgjørende for å ha kontroll over bergoverdekningen langs den planlagte tunneltraseen. Ved påhuggsområder og i fordypninger dekket av løsmasser er det spesielt viktig å kartlegge mengde- og type løsmasser, da overdekningen potensielt kan være liten her. AEM (Airborne Electromagnetic) vil på et tidlig planstadiet være et godt redskap for å detektere løsmasser og gi et grovt estimat over løsmasstype og kvalitet på bergmassen. Deretter blir ofte metodene refraksjonssesimikk og fjellkontrollboring brukt for å registrere grensen mellom løsmasser og berg.

Det er også viktig å få en oversikt over de kvartærgeologiske forholdene i området rundt planlagte berganlegg, da disse potensielt kan være setningsømfintlige som følge av grunnvannssenkning. I denne oppgaven vil ikke de geotekniske problemstillingene knyttet til løsmassenes påvirkning av tunneldriving bli diskutert. Det er likevel viktig å skaffe en oversikt over de kvartærgeologiske forholdene i område, for å avdekke potensielle utfordringer og for å foreslå grundigere undersøkelser.

De kvartærgeologiske forholdene i området rundt Vikertunnelen er vist i figur 5.1. Marin grense i området når opp til ca. 200 moh., noe som fører til at store deler av tunneltraseen er dekket av marine avsetninger. De største løsmasseavsetningene langs traseen er lokalisert ved søndre påhugg ved Dagslett og ved nordre påhugg ved Viker. Kvartærgeologisk kart fra NGU klassifiserer disse som et tykt dekke med hav- og fjordavsetninger. Disse marine avsetningene inneholder leirig silt og har en mektighet fra 0,5 meter til flere ti-talls meter (NGU, 2019c).

Marin leire er avsatt i saltvann, der saltioner binder leira sammen i en svak “korthus-struktur”. Landheving etter siste istid førte til at den marine leira utgjør en del av kvartærgeologien i lavlandet, særlig i Oslo- og Trondheimsområdet der landhevingen var størst. Gradvis utvasking av saltioner i den marine leira som følge av blant annet grunnvannet og overflateavrenning, svekker

leira under tørrskorpelaget i overflaten. Ved ytre belastning eller erosjon vil “korthus-strukturen” kunne kollapse, og leira vil flyte ut i sitt eget porevann som kvikkleire.

Det er viktig å gjøre grundige undersøkelser av de marine avsetningene i området for å vurdere leiras sensitivitet. Dersom leira er meget sensitiv vil den betegnes som kvikk. Menneskelig inn-
grep i områder med kvikkleire krever ekstremt god planlegging, da små belastningsendringer kan føre til utglidninger (Faggruppe for Geoteknikk, 2018). Siden store deler av Vikertunnelen vil inne-
holde marine avsetninger, er det viktig å gjøre gode undersøkelser slik at eventuelle tiltak for bygg
i kvikkleire kan utføres. Marine avsetninger som silt og leire er også kategorisert som setnings-
ømfintlig materiale, noe som kan få konsekvenser dersom poretrykket reduseres ved drenering.
Områder som inneholder silt og leire bør derfor avdekkes i en tidlig stadie, da disse områdene kan
være kritiske for tunneldrivingen.



Figur 5.1: Kvartærgeologisk kart med marin grense og informasjon om fjellbrønner. Figuren er utarbeidet i ArcGIS pro med kartlag fra Norges Geologiske Undersøkelse.

Ved boligfeltet på Reistad er avsetningene karakterisert som et tynt dekke med hav- og fjordavsetninger eller strandavsetninger som normalt er mindre enn 0,5 m (NGU, 2019c). Informasjon fra brønnene i områder (figur 5.1) angir dybde til berg fra 0,5 til 4,5 m. Brønnen nærmest påhugget ved Reistad viser en dybde på 13,5 meter til berg (NGU, 2019a). De kvartærgeologiske forholdene i området består også av bart fjell og morenedekke, i tillegg til noe forvittringsmateriale (figur 5.1). Morenedekket er et tynt eller usammenhengende dekke av dårlig sortert materiale fra leir til stein og blokk. Morenemateriale har blitt plukket opp av isbreer og blitt transportert og avsatt av isen,

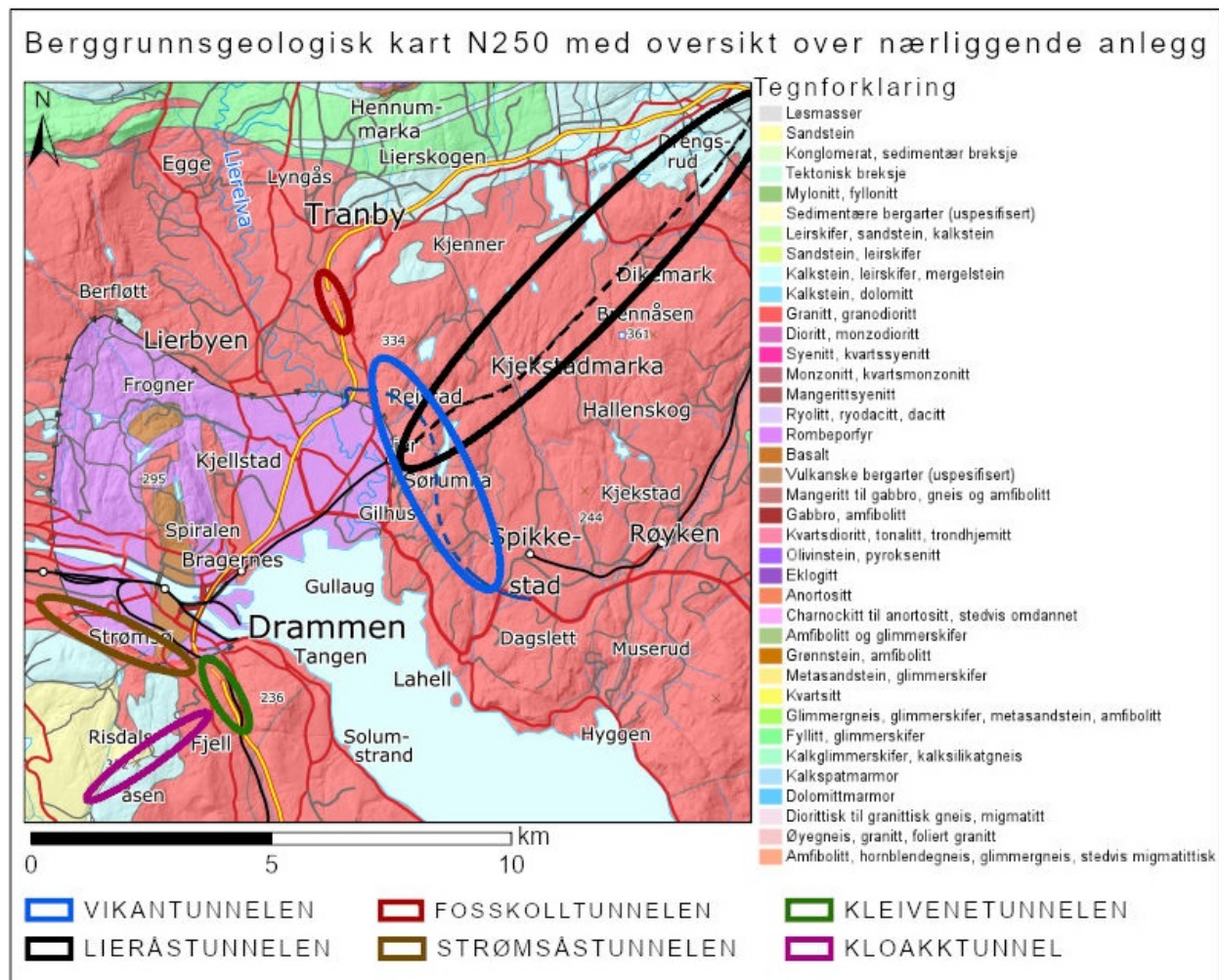
noe som gjør at materialet ofte er godt sammenpakket. Mektigheten til morenedekket i området er vanligvis ikke mer enn 0,5 meter, men enkelte steder kan det være noe mer.

Erfaringer fra nærliggende anlegg

I planleggingsprosessen for nye tunneltraseer er det viktig å samle eksisterende informasjon om grunnforholdene fra nærliggende anlegg. Dette vil være til stor nytte for planlegging av nye anlegg, da det kan avdekke større utfordringer og vanskeligheter. På grunn av stor variasjon av bergarter i Drammensområdet, er informasjon fra nærliggende anlegg basert på samme type bergart, drammensgranitt. Figur 6.1 viser plassering av samtlige anlegg som beskrives i dette kapitlet.

Vikertunnelen vil krysse over eksisterende jernbanetunnel, Lieråstunnelen, ca. 900 m fra påhugget ved Lier stasjon. Eksisterende informasjon om Lieråstunnelen er derfor svært nyttig i forbindelse med planlegging av Vikertunnelen. Fosskolltunnelen markert med rød sirkel i figur 6.1, er også drevet gjennom drammensgranitt og ligger geografisk nær Vikertunnelen.

På sørsiden av Drammenselva fortsetter E134 gjennom Strømsåstunnelen (brun ellipse i figur 6.1). Mesteparten av denne vegtunnelen er drevet gjennom drammensgranitt, og erfaringer fra Strømsåstunnelen vil også være til hjelp for planlegging av Vikertunnelen. I tillegg er store deler av Kleivenetunnelen og kloakktunnelen fra Fjell til Konnerud, henholdsvis markert i grønt og lilla i figur 6.1, også drevet gjennom drammensgranitt. Disse anleggene vil også bidra med viktig informasjon om driveforholdene og sikringsomfang.



Figur 6.1: Berggrunnsgeologisk kart med oversikt over nærliggende anlegg. Figuren er utarbeidet i ArcGIS Pro.

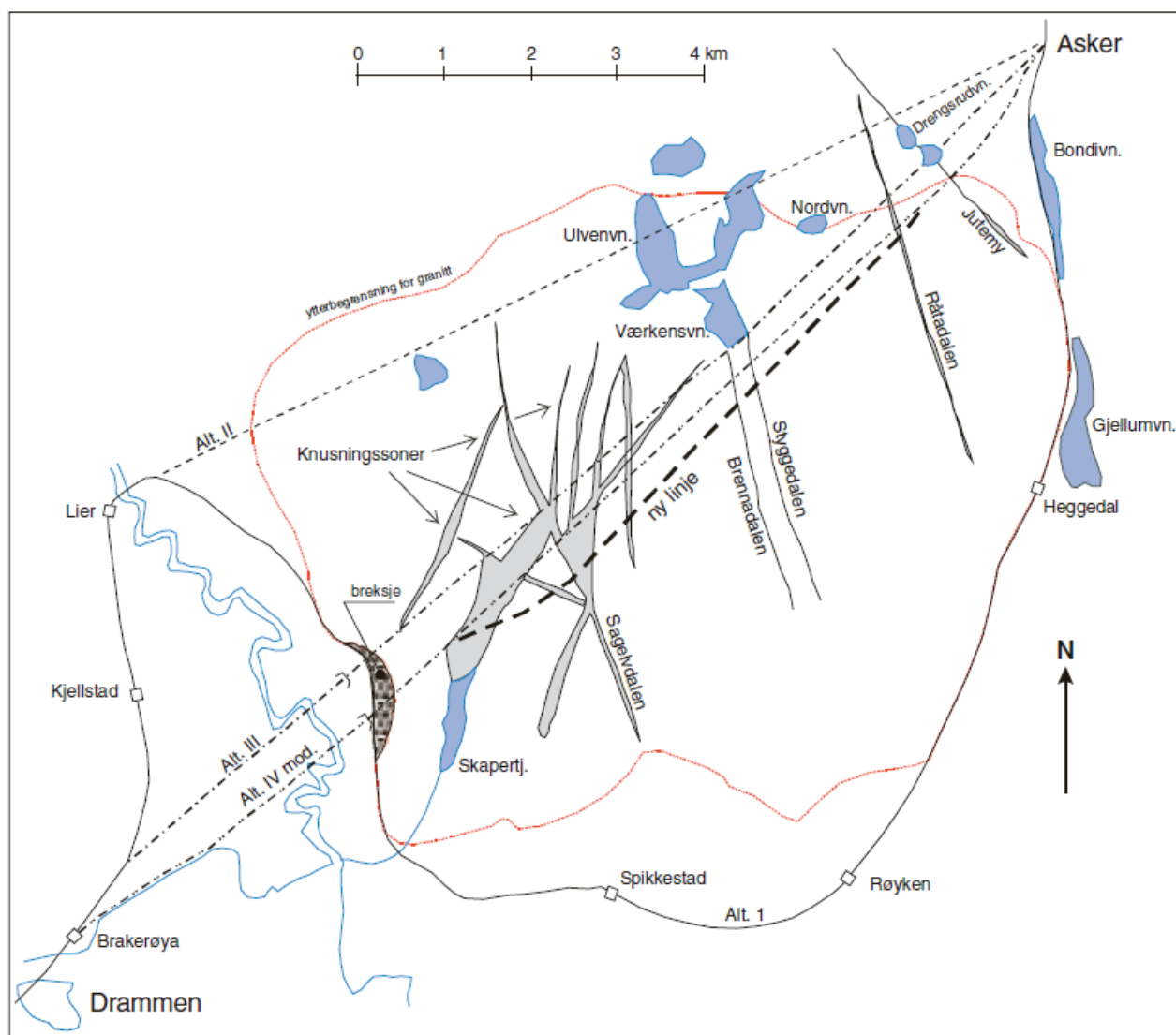
6.1 Lieråstunnelen

Lieråstunnelen er en jernbanetunnel som inngår i Drammensbanen fra Oslo til Drammen. Tunnelen er en ca. 10,7 km lang dobbeltsporet tunnel mellom stasjonene Asker og Lier. Tunnelens tverrsnitt er ca. 60 m², med en bredde på 9 m og høyde på 6,5 m (Norges Statsbaner, 1973). Tunnelen ble drevet fra to sider i perioden 1963 til 1971. Norconsult (2017) beskriver at estimert drivetid for tunnelen var opprinnelig beregnet til 4 år, men på grunn av store utfordringer tok det nesten 9 år før det ble gjennomslag i tunnelen.

Bergarter og oppsprekking

Figur 6.2 viser en oversikt over alternative traseer for Lieråstunnelen, der alt. IV mod. ble valgt. Fra påhugget ved Lier siden, ble tunnelen først drevet ca. 200 m gjennom vulkansk breksje. Fra Asker siden ble tunnelen drevet gjennom et 920 m langt parti med kalksilikater og hornfels. Resten av

tunneltraseen er drevet gjennom drammensgranitt med stedvis innslag av diabasganger (Huseby, 1966).



Figur 6.2: Linjealternativer og geologisk oversikt over Lieråstunnelen, der alt. IV mod. ble valgt (Palmstrøm et al., 2003).

Tabell 6.1: Bergmekanisk testing av drammensgranitt ifm. driving av lieråstunnelen (Heltzen et al., 1969).

Test	Verdi	Enhet
Enaksiell trykkfasthet	152,5	MPa
Elastisitet modulus (E)	56	GPa
Poissons tall (ν)	0.19	-

Drammensgranitten er beskrevet som inhomogen, der granitten opptrer som grovkornig, finkornig og porfyrittisk. Tunnelstufen møtte også på uregelmessige aplitter og ganger av diabas (Palmstrøm et al., 2003). Granitten består i hovedsak av 3 sprekkesett, et horisontalt og to vertikale. Bergmekanisk testing av granitten ble utført og resultatene er vist i tabell 6.1 (Heltzen et al., 1969).

Forundersøkelser

Før tunnelen ble drevet, var drammensgranitten sett på som en sterk og holdbar stein, noe som var kjent fra steinbrudd i området. Det var derfor ikke gjort omfattende undersøkelser av grunnforholdene før driving av tunnelen startet. Lokalt dårlig berg ved påhugget i Lier og knusningssoner i forbindelse med innsynkninger i terrenget var forutsett før driving av tunnelen, men en regnet med at dette var overkommelig.

Det viste seg imidlertid at utstrekningen av de dårlige partiene og andre faktorer som svelleleire og sprakefjell var svært utfordrende for tunneldrivingen, og at valgt linjealternativ ikke var gunstig. De utfordrende grunnforholdene førte til at det i 1964 ble bestemt at omfattende geologiske undersøkelser skulle utføres for å finne en ny og bedre trasé mellom stuffene. På Asker siden hadde 1400 m av tunnelen blitt drevet, mens 1100 m fra påhugget var drevet fra Lier siden.

I følge Huseby (1966) ble disse metodene ble brukt for å utføre de omfattende grunnundersøkelsene:

- Helikopter ble fløyet over området, slik at terrenget kunne bli studert fra luften og fra flyfoto i speilstereoskop. På denne måten ble store innsynkninger avdekket.
- Kjerneprøver fra steder langs traseen ble hentet opp og analysert, for å få informasjon om bergmassekvaliteten.
- Informasjon om brønnene i området innsamlet for å registrere data om vannføring og evt. lekkasjeproblemer.
- Det ble også utført ekkolodding i to vann som krysser traseen, i tillegg til seismiske profiler fra marka for å analysere dybde til berg og avdekke lav-hastighetssoner med dårlig berg.
- Ingeniørgeologisk kartlegging med strøk og fall ble utført for å undersøke de viktigste bruddlinjene og sprekkene.

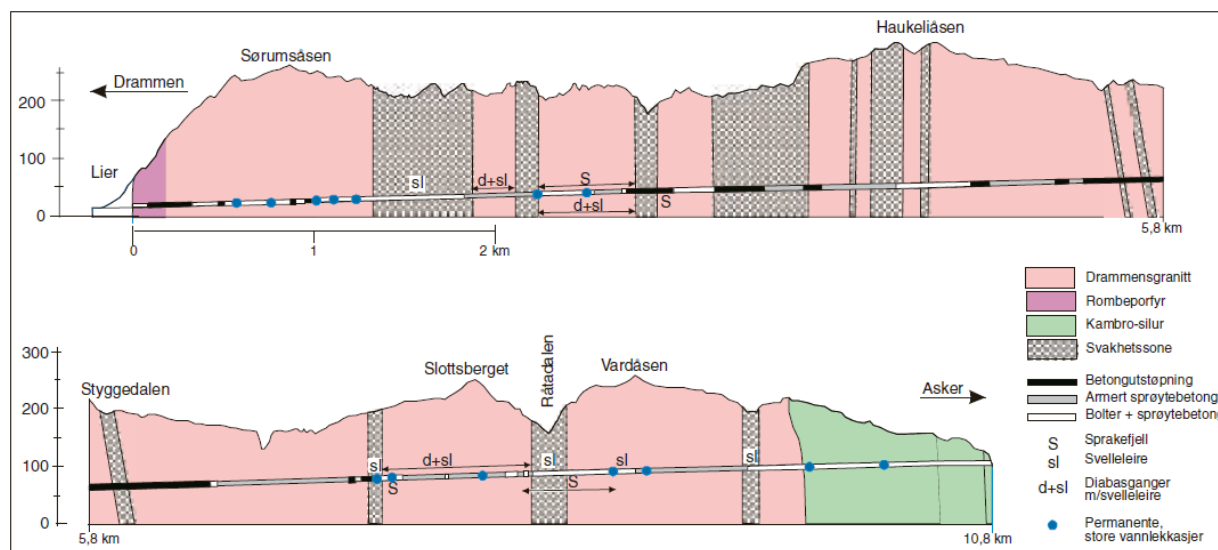
Grunnundersøkelsene avdekket store knusningssoner NØ-SV ved Skapertjern området. Den planlagte tunneltraseen var lagt ca 2 km inn i et innsynkningsområde vest for Sagelvdalen (figur 6.2). Da det allerede var problemer med driving av tunnelen pga. en smal knusningssone, ville det være ugunstig å fortsette tunneltraseen inn i innsynkningsområdet. Det ble derfor besluttet å vende tunneltraseen ut av innsynkningsområdet, som vist med stiplet linje i figur 6.2.

Svakhetssoner

Etter de omfattende forundersøkelsene ble det fastslått at Lieråsen har to forkastningssystem - et eldre system i NNØ-SSV retning og et yngre system som er orientert i omtrent N-S retning. Disse forkastningssystemene er opphavet til svakhetssonene eller knusningssonene som vist i figur 6.2. Lieråstunnelens orientering er omtrent langs det eldre forkastningssystemet og krysser de yngre sonene på tvers.

Svakhetssonene er karakterisert som knusningssoner med tett oppknust og forvitret berg med innhold av svelleleire, kalkspatganger og klorittslepper. Sonenes mektighet varierer fra en meter til

flere titalls, og fjellet omkring har ofte også en kraftig oppsprekking (Huseby, 1966). Figur 6.3 viser svakhetssonenes forløp mot dyppet, der de fleste er nokså vertikale, med unntak av sonene ved Styggedalen som faller svakt mot NØ (Palmstrøm et al., 2003).



Figur 6.3: Sammenstilling av geologi, sikring og utfordringer ved Lieråsen jernbanetunnel (Palmstrøm et al., 2003).

Forvitring og sleppematerialer

I følge Huseby (1966) er drammensgranitten preget av en uregelmessig forvitningsgrad, tillegg til at bergmassen tydelig er påvirket av dypforvitring. Dette medfører at partier med sleppematerialer og svelleleire strekker seg dypt ned i bergmassen, som beskrevet i kapittel 3.5. Svelleleiren opptrådte stort sett i knusningssonene, rundt bruddlinjer og nær diabasganger. I diabasganger langs med tunnelhengen, førte sleppematerialer i kontaktsonen mellom diabas og granitt til blokknedfall.

Svelleleira opptrådte ofte som en bergartsbestanddel i de eldre NNØ-SSV orienterte knusningssonene, mens i de yngre N-S orienterte sonene opptrådte leira helst som fyllmasse i sprekker eller som tynne, hvite riss. Erfaringsmessig skjedde ras som følge av svellende leire mer akutt i de yngre knusningssonene, mens det tok lengre tid før ustabiliteter oppstod i de eldre sonene (Huseby, 1966). Ved laboratorieforsøk ble fri svelling målt til 125% og svelletrykket målt til ca. 0,34 MPa, som i følge kapittel 3.6 tilsier at sleppematerialet er aktivt.

Ved sprenging av tunnelen oppstod det sprengningsriss der luftfuktighet og vanntilførsel aktiverte svellende leire. Dette førte til at sprekke åpnet seg og medførte nedfall. Aktivisering av svelleleire skapte også problemer for tunneldrivingen da den førte til åpning av sprekker innover i bergmassen, som igjen førte til vanngjennomstrømming og frostproblemer ved kuldegrader (Norges Statsbaner, 1973).

Bergspenninger og innlekkasje

Flere steder langs traseen var sprakeberg en utfordring (figur 6.3). Sprakeberget startet med et støvdruss, men etterhvert skallet større flak av med voldsomme smell. Problemene med sprakeberg var spesielt utbredt i tett og lite oppsprukket berg som stod i spenn mellom vertikale bruddlinjer eller diabasganger (Norges Statsbaner, 1973). Det ble utført bergspenningsmålinger i noen få punkter, som målte største spenning til å være 44,5 MPa i en avstand på 2-2,5 meter fra tunnelprofilen (Heltzen, 1978). Det er ikke oppgitt retning for største hovedspenning, men i Oslo området er største hovedspenning normalt orientert omtrent N-S retning (NGI, 2016).

De horisontale og vertikale sprekkesystemene i granitten har ofte store gjennomsettende sprekker som har skapt kobling til grunnvannet. Disse sprekkesystemene gjør at det kan dannes store og sammenhengende grunnvannsmagasiner i berggrunnen, noe som har ført til problemer med innlekkasje under driving (Norges Statsbaner, 1973). Spenningsinduserte riss og sprekker på tvers av hovedsprekkesystemene medfører også at vannet finner veien inn til tunnelstuppen. I figur 6.3 viser de blå punktene steder der det oppstod permanente store vannlekkasjer (Palmstrøm et al., 2003).

Bergsikring

Bergsikring av tunnelen ble utført etter 4 prinsipielle metoder. Sikringsmetodene avhenger av bergstabilitet i området, der sikring nr. 1 tilsvarer god bergmassekvalitet og nr. 4 tilsvarer dårligst bergkvalitet (Norconsult, 2017):

1. Spredt bolting med uarmert sprøytebetong.
2. Systematisk bolting med nettarmert sprøytebetong.
3. Kontaktstøpte vegger med prefabrikkerte betongelementer i hengen.
4. Full utstøpning med uarmert betong.

4500 m av tunnelen er sikret med bolting, armering og sprøytebetong, mens 3700 m av tunnelen er sikret med betongutstøpning (Norges Statsbaner, 1973). Boltene som ble brukt under driving av tunnelen var av typen endeforankrede rundstålbolter med ekspansjonshylser, med bolteavstand på 1,0-1,2 m. Det er ikke funnet dokumentasjon på boltelengden som er brukt. De 400 meterne nærmest Lier ble ettersikret i 2005 med 10 cm tykk fiberarmert sprøytebetong og endeforankrede kamstålbolter i et mønster av 2 x 2m. Boltestørrelsen som ble brukt var 20 mm diameter, med lengde på 3m (Norconsult, 2017).

Bergsikring for partier med svelleleire baserte seg på å rense fjellet etter hver salve før rask påførsel av sprøytebetong for å minske eksponeringstiden for luftfuktighet og vanntilførsel. Der svelleleira medførte ras og nedfall av blokker ble bolting og sprøytebetong eller permanent utforing benyttet. Bergsikring av svakhetssonene baserte seg på midlertidig bolting med oppheng til trådduk for sprøytebetong. I områdene med sprakeberg ble sprøytebetong påført raskt. I tillegg til bolting, var dette nok til å stoppe sprakingen (Norges Statsbaner, 1973).

6.2 Fosskolltunnelen

Fosskolltunnelen er en tre-løps veitunnel på E18 i Lier kommune. To av løpene går i nordgående retning, der det ene løpet er en ett-felts krabbetunnel grunnet stigningen i Lierbakkene. Lengden på krabbetunnelen og det nordgående løpet er henholdsvis 554 og 562 meter (Løset, 2006). De nordgående løpene var ferdigstilt i 1966, mens tunnelens sørgående løp på 505 meter stod ferdig i 1972 (Løset, 2006).

Bergarter og oppsprekking



Figur 6.4: Oversikt over sprekkesett i bergmassen ved krabbetunnelens søndre portal. Bildet er tatt fra sør-øst (Multiconsult, 2015).

Tunnelen er drevet gjennom grovkornet Drammensgranitt, med innslag av gjennomsettende diabasganger med en mektighet fra 20 cm til 1,5 m (Statens vegvesen, 1992). Granitten er gjennomsett av to vertikale, og et horisontalt sprekkesett. Figur 6.4 viser en oversikt over sprekkesettene, der A og B definerer de vertikale sprekkesettene, mens C er det horisontale sprekkesettet. Sprekkesett D er nært horisontale leirslepper. Grad av oppsprekking er varierende, men generelt er bergmassen moderat oppsprukket, med enkelte parti med tett oppsprekking (Multiconsult, 2015).

Forvitring og sleppematerialer

Ved inspeksjon av sørgående løpet, ble vertikale slepper i retning NV-SØ med innhold av leire og grus observert. Disse sleppene hadde ført til nedfall av grus, stein og småblokker (Statens vegvesen, 1992). Det er også observert lokal sterk forvitring av granitten, der soner er blitt omvandlet til sammenkittet grus. Dette er observert i kontaktsonen mellom diabas og granitt, i dagen og i tunnelene (Multiconsult, 2015).

I krabbeløpet er det observert soner der berget er omvandlet til leire. Det ble hentet ut en leirprøvene gjennom sprøytebetongen, og svellestester målte leiras svelletrykk til å være 0,78 MPa, som klassifiseres som meget stort. Det ble også gjort testing av leire i det sørgående løpet med ødometerforsøk. Resultatet viste et svelletrykk på 0,17 MPa, som tilsvarer moderat svelling (Multiconsult, 2015).

Bergspenninger og innlekkasje

Fra inspisering av tunnelen er det funnet flere områder med drypp og lekkasjer i det sørgående løpet (Statens vegvesen, 1992). Innlekkasjene er hovedsakelig observert 30-40 meter innover i tunnelen fra portalene, mens i nordgående løp ble det registrert vannlekkasjer og istapper 100 m inn i tunnelen (Multiconsult, 2015). Det er ikke funnet dokumentasjon på bergspenninger eller bergtrykksproblemer ved driving av Fosskolltunnelen.

Bergmasseklassifisering og bergsikring

Tunnelen ble rehabilitert med ny sikring og vann- og frostsikringshvelv etter dagens standard i 2017 (Statens vegvesen, 2018). Før dette var sikringsomfanget lavt, og flere løse blokker i tillegg til leirslepper ble observert etter inspeksjon. Før tunnelen ble rehabilitert, bestod bergsikringen av et tynt lag av sprøytebetong med gyste kamstålbolter med lengder på trolig 3-4 m (Statens vegvesen, 2013a). Multiconsult (2015) beskriver at det ikke ble utført noen fullgod kartlegging av Q-verdier i tunnelene, men at grove anslag tilsier at tunnelen stort sett vil havne i sikringsklassene II og III etter figur 3.19 i kapittel 3.9.

Opprinnelig bergsikring av krabbetunnelen bestod hovedsakelig av sprøytebetong og bolter, med unntak av store partier med eksponert berg. Ved rehabilitering av krabbetunnelen ble slissene mellom betongelementene som utgjør sikringen de første 40 m i hver ende av tunnelen sikret med sprøytebetong. Seksjonen mellom betongelementene ble rensket for å kartlegge bergmassekvaliteten, som hovedsakelig ble vurdert å ligge i bergmasseklasse C og D. Kombinasjonsbolter med boltlengde på 3 meter ble benyttet (Statens vegvesen, 2017a).

Det nordgående løpet ble opprinnelig utstøpt i seksjoner på 6-7 meter med 0,6-0,8 slisser mellom hvert støp. Ved inspisering av det nordgående løpet ble betongutstøpningene ansett som tilfredsstillende bergsikring, mens slissene mellom støpene måtte sikres. Oppgradering av det nordgående løpet, bestod derfor av spettrensk av slissene etterfulgt av spyling og påføring av minimum 8 cm fiberarmert sprøytebetong (Statens vegvesen, 2017b).

Hele det sørgående løpet var opprinnelig dekket av betongelementer, mens berget bak elementene var sikret med lavt sikringsomfang (Multiconsult, 2015). Ved rehabilitering av dette løpet, ble det gamle vann- og frostsikringshvelvet revet, før spettrensk av gammel sprøytebetong og bergoverflate ble utført. Deretter ble bergmassekvaliteten og sikringsklasse vurdert etter håndbok N500, der sikring etter klasse II og III ble valgt (Statens vegvesen, 2017c).

6.3 Strømsåstunnelen

Strømsåstunnelen er en 3755 meter lang ettløps vegtunnel som kobler sammen Drammen og Mjøndalen. Tunnelen er også en del av E134, og ble åpnet for trafikk i 2001. Med en ÅDT på ca. 17500 tilfredsstillende ikke tunnelen dagens krav, og det pågår planlegging av et nytt løp ved siden av den eksisterende tunnelen (SINTEF, 2016).

I ingeniørgeologisk rapport for reguleringsplan for nye Strømsåstunnelen er det beskrevet at det kun finnes kartleggings-skjema og dokumentasjon fra driving av de første 150 m av eksisterende tunnel. De geologiske forholdene langs tunnelen er beskrevet gjennom flere befæringsrapporter, men det foreligger ikke en sluttrapport for tunnelen (Norconsult, 2018).

Bergarter og oppsprekking

Strømsåstunnelen er hovedsakelig drevet gjennom grov til mikrokrySTALLIN drammensgranitt (Statens vegvesen, 2013b). Bergarten har tydelig to vertikale sprekkesett og et horisontalt. Det ene vertikale sprekkesettet er orientert omtrent samme retning som tunnelaksen (Rambøll, 2016). Tunnelen ligger nær kalderagrensen, og fra påhugget ved Bangeløkka i øst til ca. 500-700 meter inn i tunnelen er det påvist rombeporfyr. Ved driving av tunnelen ble det også registrert flere soner med gangbergarter (Norconsult, 2018).

Forvitring og sleppematerialer

Norconsult (2018) beskriver at det oppstod flere steder soner med dårlig og oppsprukket berg under driving gjennom drammensgranitten. Sonene var sjeldent klart avgrenset, men opptrådte i uregelmessige områder. Sonene inneholdt ofte forvittringsmaterialer som grus og leire langs hovedsprekkesettene, med intakt berg i mellom. I følge SINTEF (2016) ble det registrert flere leirslepper ved driving av tunnelen. To leiprøver ble testet ved fri svelletest i laboratoriet. Resultatene viste frissvelling mellom 180 og 250, noe som indikerer at svelleleira er meget aktiv.

Bergspenninger og innlekkasje

Prosjektet hadde ingen krav til maksimalt tillatt innlekkasje, og det ble derfor ikke benyttet for- eller etterinjisering. Ved driving av tunnelen ble det registrert moderate innlekkasjer de fleste steder. Enkelte av gangbergartene som var tett oppsprukket, i tillegg til vannførende slepper og sprekkesoner, bidro imidlertid til innlekkasjer. SINTEF (2016) beskriver at bergtrykksproblemer i form av knitring forekom under driving, men at dette ikke ga spesielle stabilitetsproblemer. Det er ikke utført målinger av bergspenninger, verken fra driving av eksisterende Strømsåstunnel eller ved forundersøkelser utført av SINTEF for ingeniørgeologisk rapport for reguleringsplan.

Bergmasseklassifisering og bergsikring

3500 meter av eksisterende tunnel er sikret med sprøytebetong og systematisk bolting. Sprøytebetongtykkelsen varierer mellom 5-8 cm store deler av tunnelen, og bolteavstanden er 2,5-3 meter. Områdene som ikke er sikret med sprøytebetong, er sikret med spredt bolting. Enkelte områder i tunnelen er ikke sikret. Ved inspeksjon av hengen i 2016, vurderte geologene bergstabiliteten til å være ok, med enkeltpunkter med behov for supplerende sikring (Rambøll, 2016).

I forbindelse med planlegging av nytt løp for Strømsåstunnelen, har SINTEF utført bergmasseklassifisering langs tunneltraseen. De registrerte Q-verdiene langs Strømsåstunnelen ligger mellom 4 og 15, noe som tilsvarer middels til god bergmassekvalitet (SINTEF, 2016).

6.4 Kleivenetunnelen

E18 fra Frydenhaug i Drammen til Eik i Kobbervikdalen består av en to løps vegtunnel kalt Kleivenetunnelen. Tunnelen er markert med lilla farge i figur 6.1. Det nordgående løpet på 552 m var ferdigstilt i 1975, mens det sørgående løpet er 1820 m langt og ble ferdigstilt i 2008 (Norconsult, 2018).

Bergarter

Kleivenetunnelens påhugg i nord er innenfor kalderagrensen, der hornfels og aplitt var dominerende bergarter de første 60 m av det sørgående løpet. Resten av tunnelen er drevet i drammensgranitt med innslag av diabasganger med bredde fra 30 cm til 1,5 m (Norconsult, 2018) og (Schönborn og Ødegaard, 2013).

Forvitring og sleppematerialer

Under driving av det nordgående løpet oppstod det utfordringer grunnet tett oppsprukket og forvitret berg, i tillegg til en rekke svakhetssoner og sleppesoner om krysser tunnelen med stor vinkel (Norconsult, 2018) og (Statens vegvesen, 2005). Det var to massive knusningssoner med innhold av leire under driving av det sørgående løpet. Her ble leirprøve tatt, og fri svellestest viste maksimalt svelletrykk på 0,13 MPa i den ene sonen og 0,06 MPa i den andre. Disse verdiene tilsier at leira er inaktiv. Det er også registrert mindre leirslepper med innhold av hvit leire. I tillegg er det registrert et større ras som med volum til to lastebillass fra stuff pga. en leirsleppe (Schönborn og Ødegaard, 2013).

Bergspenninger og innlekkasje

(Norconsult, 2018) beskriver at ingeniørgeologen som var til stede under driving av det sørgående løpet opplyste om at det var lite innlekkasje ved drivingen og at det ikke ble utført injeksjon. Det ble registrert 5 innlekkasjer under drivingen. Som vist i tabell 6.2 skyldes disse innlekkasjene hovedsakelig sprekkesoner og diabasganger (Norconsult, 2018). Det er ikke funnet dokumentasjon på bergspenningsproblem ved driving av Kleivenetunnelen

Tabell 6.2: Registrerte innlekkasjer ved driving av sørgående Kleivenetunnel fra Norconsult (2018).

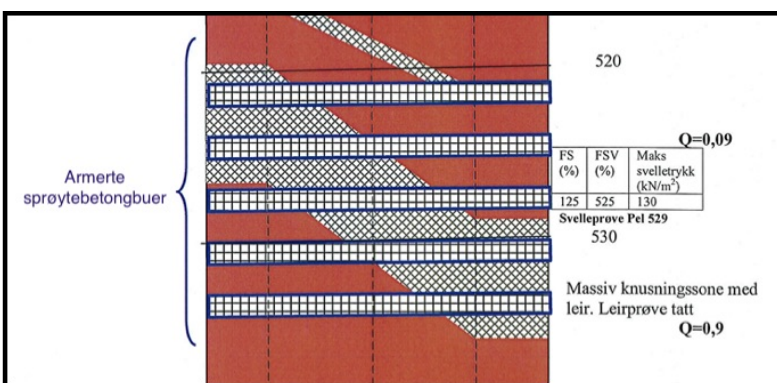
Pelnummer	Registrert innlekkasje	Bergart	Andre forhold
830	3 l/min	Drammensgranitt	Sprekkesoner, Q = 1
1030	4-5 l/min	Drammensgranitt	Diabasganger, Q = 4
1367	Mye drypp	Drammensgranitt	Q = 1
1480	10-15 l/min	Drammensgranitt	Diabasganger, Q = 3
1490	20 l/min	Drammensgranitt	Diabasganger, Q = 3

Bergmasseklassifisering og bergsikring

Tabell 6.3: *Q-verdier kartlagt under driving av Kleivenetunnelen Norconsult (2018).*

Kartlagte Q-verdier	Bergmasseklasse	Fordeling (%)
> 10	A/B	5
4 - 10	C	10
1 - 4	D	32
0,1 - 1	E	47
0,01 - 0,1	F	6
< 0.01	G	0

Det er hentet ut prosentvis fordeling av Q-verdier som er kartlagt under driving av nye Kleivenetunnelen (Norconsult, 2018). Q-verdiene er ikke presentert regelmessig på tunnelkartleggingen, slik at verdiene kan avvike noe fra de reelle Q-verdiene. Verdiene er hentet fra Schönborn og Ødegaard (2013), og er representert i tabell 6.3.



Figur 6.5: *Informasjon om bergsikring, svelleegenskaper og Q-verdi ved knusningssone ved pel 520 i Kleivenetunnelen. Figuren er modifisert fra (Schönborn og Ødegaard, 2013).*

Det er hovedsakelig brukt bolter og sprøytebetong som bergsikring i sørgående løp av Kleivenetunnelen. Det er brukt enkelte sprøytebetongbuer for å sikre to markerte leirsoner i tunnelen. Det er også brukt full utstøpning i det nordre partiet grunnet liten overdekning (Norconsult, 2018). Figur 6.5 viser informasjon om bergsikring, svelleegenskaper og Q-verdi ved knusningssone ved pel 520 i Kleivenetunnelen (Schönborn og Ødegaard, 2013).

6.5 Kloakktunnel Dunkedalen - Fjell

Fra Fjell i Drammen øst til Dunkedalen ved Konnerud, strekker det seg en 3,1 km lang kloakktunnel (omtrent plassering er vist i figur 6.1). Tunnelen ble drevet i 1977 til 1978 og har et tverrsnitt på 7m².

Bergarter

Fra Fjell i øst går tunnelen gjennom drammensgranitt, før kalkholdig slamstein og hornfels påtreffes ved ca pel 1100. Resten av tunnelen ble drevet gjennom kambrosilurske bergarter som hovedsakelig bestod av urene kalksteiner (Norconsult, 2018).

Forvitring og sleppematerialer

I følge Norconsult (2018) ble det registrert noen smale knusningssoner med innhold av svelleleire under tunneldrivingen. Heltzen (1978) beskriver at en smal omvandlingssone med innhold av svelleleire i ettetid presset ut og sprakk opp et bomt betongsjikt.

Bergspenninger og innlekkasje

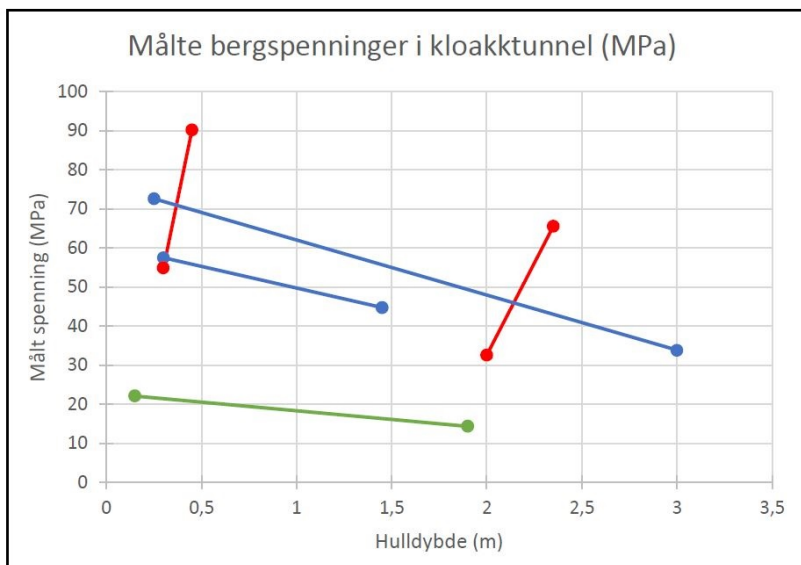
Driving gjennom drammensgranitten var i enkelte områder preget av store sprak i hengen. Den horisontale oppsprekkingen i granitten var i disse områdene observert til å være mindre enn ellers (Heltzen, 1978). For å vurdere bergspenningene i tunnelen, ble det foretatt bergtrykkmålinger. Målingene viser store horisontale spenninger, hvor største hovedspenningen er orientert i N-S retning. Målingene viser også at spenningene er moderate i tunnelveggen. Figur 6.6 viser registreringer av største hovedspenninger i drammensgranitten (Norconsult, 2018).

Ved pel 878 dannet største horisontale hovedspenning 80 grader med tunnelaksen. Figur 6.6

viser at største hovedspenning her varierer fra 74 MPa 0,25 m vertikalt fra hengen til 34,5 MPa 3 meter fra hengen. Målinger gjort et halvt år senere i et hull 30-40 cm unna det første målehullet, viser at største hovedspenning er 58,6 MPa 30 cm fra hengen, mens spenningen i hullbunnen på 1,45 m målte 45,6 MPa. Største hovedspenning hadde dermed blitt noe lavere, men innover i hullet viser målingene liten endring. Ved pel 1003 var sprakeaktiviteten svært stor, og største hovedspenning her ble målt 45 cm over tunnelhvelvet til 91,9 MPa. På grunn av kraftig kjerneoppsprekking, måtte de supplerende målingene gjøres 2 m innover i bergmassen (Heltzen, 1978).

Bergsikring

Kloakktunnelen er primært sikret med bolter og sprøytebetong. Områdene med sprakefjell er stedvis sikret med full utstøpning, før et prøveprosjekt med sprøytebetongsikring på stuff ble iverksatt. Tykkelse på sprøytebetonglaget var i første omgang 6 cm og 12 cm ved svært intens sprakeaktivitet. Deretter ble 3-4 cm tykke lag sprøytet på sjiktvis. Den påførte sprøytebetongen førte til



Figur 6.6: Resultater fra bergspenningsmålinger i kloakktunnel Dunkerdalen-Fjell. Den grønne målingen er fra pel 535 og er målt før sprakefjell ble observert. Blå og rød farge viser målinger fra sprakefjell ved henholdsvis pel 878 og 1003 (Norconsult, 2018).

stabilisering av sprakeaktiviteten, og forhindret nedfall fra heng og vegger (Heltzen, 1978). Det er ikke funnet informasjon om bergmassekvalitet for kloakktunnelen.

6.6 Oppsummering

Erfaringer fra de nærliggende anleggene tyder på at bergmassen i Drammensområdet er svært kompleks, der utfordringer i form av sprakeberg, svelleleire, innlekkasjer og svakhetssoner ikke er sjeldne. Granitten har en nær kubisk form og består av 3 sprekesett, der to er tilnærmet vertikale og ett er omtrentlig horisontalt. Grad av oppsprekking varierer fra lite oppsprukket til tett oppsprukket.

Anleggene viser til at uregelmessig forvitring og stedvis dypforvitring gjør at slepper med svelleleire og sleppematerialer kan trenge dypt ned i bergmassen. Tester av leire fra flere av anleggene har vist at det er tilstedeværelse av svært aktive svellelerier med meget stort svelletrykk. Granittens horisontale oppsprekking i tillegg til slepper med innhold av svelleleire har også medført stabilitetsproblemer i form av nedfall i flere av tunnelene.

Hypptede opptrædere av diabasganger i NV-SØ retning er med på å gjøre driveforholdene vanskelige, da de gjerne er mer oppsprukket og vannførende enn granitten. Innlekkasjer i anleggene har stort sett vært moderate, med unntak av noen permanente innlekkasjeproblemer ved driving av Lieråstunnelen. Det er verdt å merke seg at de fleste av anleggene er bygget uten fastsatte krav til innlekkasje, og Palmstrøm et al. (2003) mener at innlekkasjene i Lieråstunnelen kunne vært unngått ved driving etter dagens metoder for injeksjon.

Det er kun foretatt bergspenningsmålinger i Lieråstunnelen og i kloakktunnelen. Disse indikerer store spenninger i tunnelhengen på 44,5 MPa i Lieråstunnelen og opp til 91,9 MPa i kloakktunnelen. Bergslagsproblemer som følge av store horisontale spenninger er fremtredende i disse tunnelene. Det er også rapportert om knitring i Strømsåstunnelen, men dette ga ingen store stabilitetsproblemer.

Når det gjelder bergsikring i sprakebergområder, har hurtig påført sprøytebetong og bergbolter vist å være tilfredsstillende bergsikring. Ved større knusningssoner og svakhetssoner, er både armerte sprøytebetongbuer og full utstøpning brukt som bergsikring. Hovedsakelig er det brukt bolter og sprøytebetong, med stedvis installasjon av sprøytebetongbuer og full utstøpning som bergsikring i de nærliggende tunnelene.

Ingeniørgeologiske undersøkelser

Ingeniørgeologiske undersøkelser er avgjørende for å evaluere gjennomførbarheten til et prosjekt. I følge Nilsen (2019) er hovedmålet med ingeniørgeologiske undersøkelser følgende:

1. Planlegging og utforming av berganlegget.
2. Konsekvensvurdering av miljø og sikkerhet.
3. Planlegging av drivemetode, bergsikring og tetting.
4. Beregne kostnad og byggetid.
5. Utarbeide anbudsdokumenter.

De ingeniørgeologiske og bergmekaniske forholdene som påvirker bergmassekvaliteten bør derfor undersøkes for å kunne vurdere punkt 1-5 over. Undersøkelsene som er utført av forfatteren av denne oppgaven er ingeniørgeologisk feltkartlegging med fokus på bergartssammensetning, oppsprekking og bergmasseklassifisering, i tillegg til laboratorietester av bergprøver. Når det gjelder utførte undersøkelser for prosjektet rv. 23 Daglsett - Linnes, er det utført ingeniørgeologiske undersøkelser i nærheten av den planlagte traseen for Vikertunnelen, som brukes i denne oppgaven. Disse undersøkelsene er:

- Refraksjonsseismiske målinger.
- Geoelektriske målinger.
- Grunnboringer med totalsondering.
- Kjerneboringer.

Dette kapittelet tar for seg metode og resultater av de utførte undersøkelsene av området rundt Vikertunnelen. Først vil ingeniørgeologisk feltkartlegging utført av forfatteren av oppgaven bli presentert. Her inngår observasjoner av bergarter, svakhetssoner og sprekke målinger representert i stereoplot og sprekkerose, i tillegg til resultater fra bergmasseklassifisering. Det er også samlet inn bergprøver for testing i laboratoriet, som vil bli presentert ved metode, resultater og analyse i dette kapittelet. Til slutt vil de tidligere utførte undersøkelsene for prosjektet rv. 23 Dagslett - Linnes bli presentert.

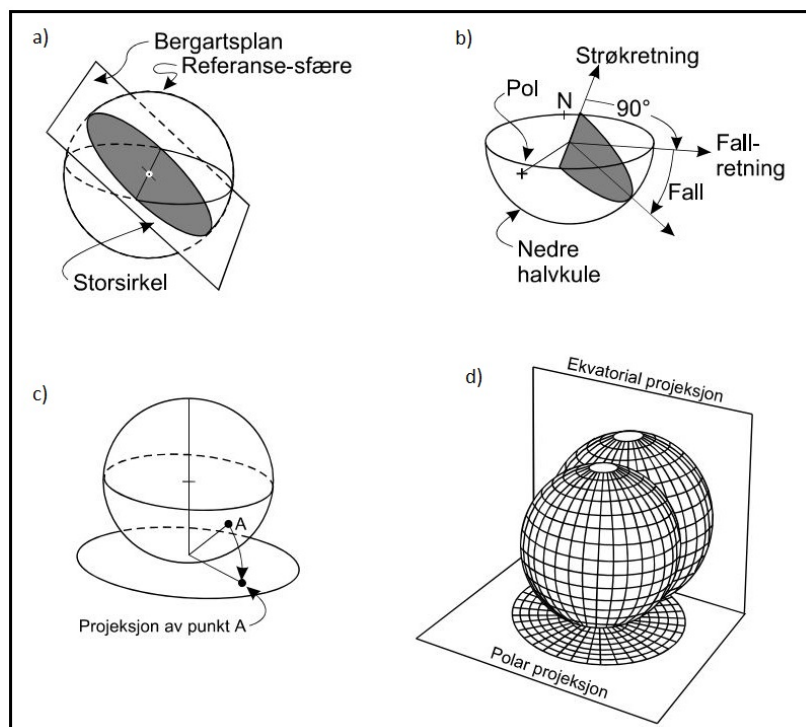
7.1 Ingeniørgeologisk feltkartlegging

Før feltundersøkelsene ble utført, ble det utarbeidet et kart over tunneltraseen i ArcGIS Pro av forfatteren av oppgaven. Dette kartet ble gjort tilgjengelig i ArcGIS Online og ble deretter lastet ned til mobiltelefonen via applikasjonen Collector for ArcGIS. På denne måten ble det mulig å enkelt følge den planlagte tunneltraseen ute i felt, plote GPS punkt på kartet fra mobilen, og samle bilder og informasjon fra berggrunnen på en enkel og effektiv måte. Figur 7.2 viser kartet over de ingeniørgeologiske undersøkelser av området.

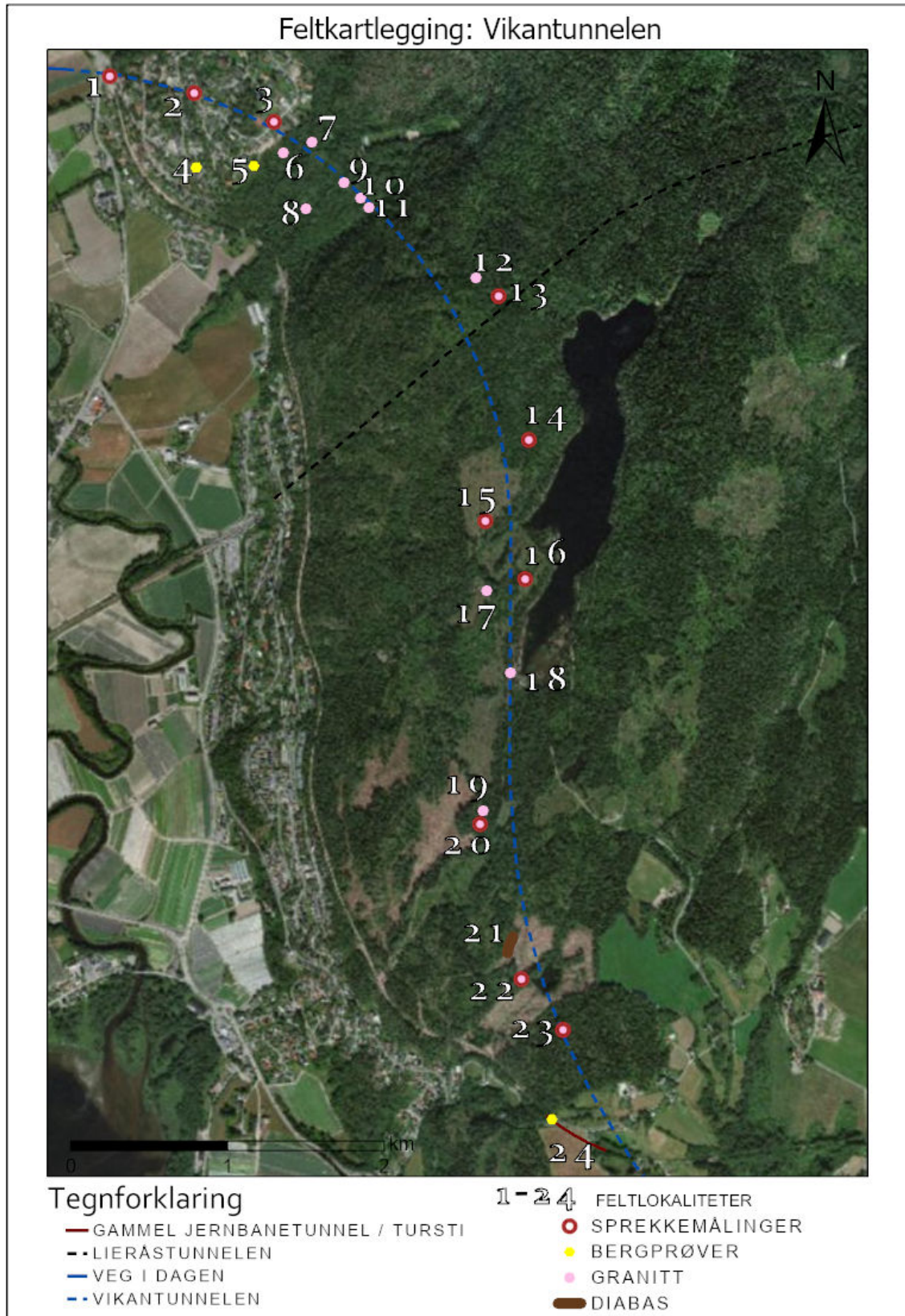
Sprekkemålingene ble utført ved å måle sprekkens fallvinkel og fallretning med et kompass. Det ble utført mellom 9 og 15 målinger ved hver feltlokalisitet der det ble foretatt sprekkemålinger (figur 7.2). Programmet Dips fra Rocscience ble deretter brukt for å prosessere dataen, med hensikt å definere forskjellige sprekkesett. Sprekkemålingene for feltlokalisitet 1-3, 13-16 og 20-23 er slått sammen, da disse ligger geografisk nært. Siden tunnelretningen varierer langs trassen, var denne inndelingen også hensiktsmessig.

Plotting av sprekkemålingene i Dips fremstiller grafisk sprekkens hyppighet og orientering ved hjelp av stereonett og sprekkerose. Sprekkerose gir en visuell oversikt over strøkretnin-gene til sprekker og slepper på en kompassrose, mens stereonett gir informasjon om sprekkens fallretning i tillegg. Stereonett er basert på tredimensjonal orientering av sprekker med flatetro ekvatorial projeksjon.

Dette går ut på at sprekkplanets strøk, fall og fallretning tenkes lagt igjennom et sfærisk sentrum som vist i figur 7.1a og b. På denne måten vil planet danne storsirkler der planet og kula skjærer hverandre, mens pol til planet definerer skjæringen mellom planets normal gjennom sentrum av kula og kuleflaten. I denne oppgaven er sprekkplanets pol og storsirkel er fremstilt todimensjonalt ved bruk av “equal area” og polar projeksjon som vist i figur 7.1c og d.



Figur 7.1: Illustrasjon av stereografisk projeksjon, der a) og b) viser definisjon av storsirkel og pol. c) viser metode for “equal area” projeksjon og d) illustrerer ekvatorial og polar projeksjon. Figuren er modifisert fra Nilsen (2016).



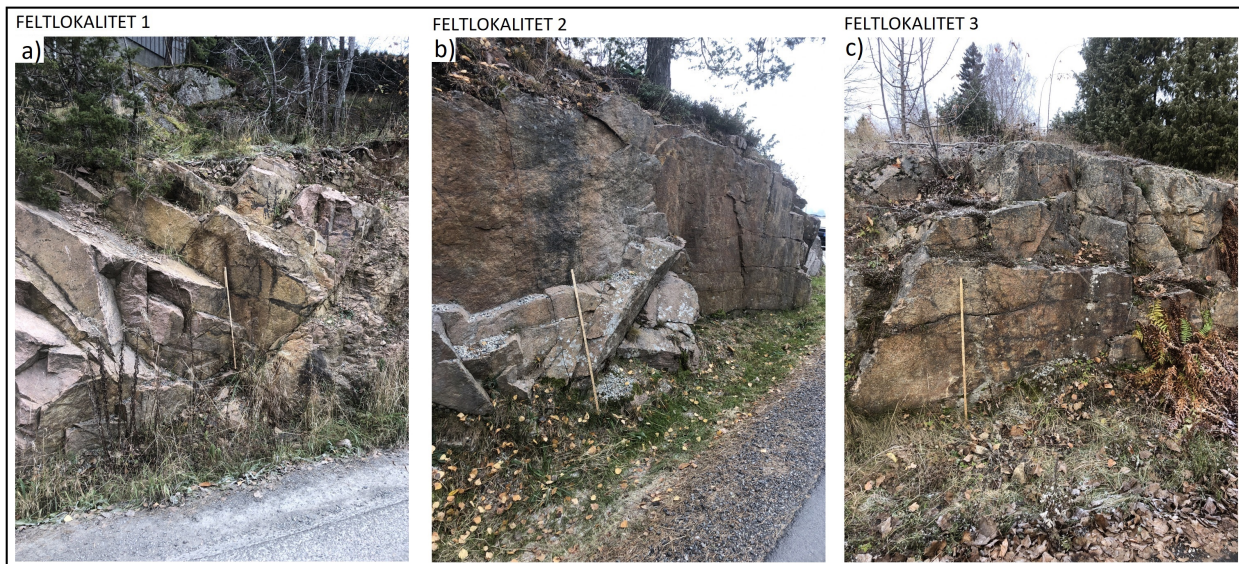
Figur 7.2: Kart over feltlokaliteter ved ingeniørgeologisk kartlegging av området. Figuren er utarbeidet i ArcGIS Pro.

Ingeniørgeologisk feltkartlegging ble utført av forfatteren av oppgaven med veileder den 14. oktober 2019. I tillegg ble det utført supplerende feltundersøkelser med innhenting av bergprøver av forfatteren av oppgaven 7. november 2019. Feltkartleggingen 14. oktober ble utført langs den planlagte tunneltrassen fra Sprengstoffdammen (ca. feltlokalitet nr. 23 i figur 7.2) til boligfeltet på Reistad (Feltlokalitet nr. 6 i figur 7.2). Feltkartleggingen gikk ut på å kartlegge bergblotninger, gjøre sprekkemålinger, utføre bergmasseklassifisering etter Q-metoden og vurdere fordypninger i terrenget.

Den 7. november 2019 ble det utført supplerende sprekkemålinger ved boligfeltet på Reistad (feltlokalitet nr. 1-3 i figur 7.2). Det ble i tillegg samlet inn bergprøver for testing ved feltlokalitet nr. 4, 5 og 24 i figur 7.2. Befaring av den store fordypningen sør-øst for Reistad, vist ved feltlokalitet nr. 8-11 i figur 7.2, ble utført, i tillegg til den eldre jernbanetunnelen ved feltlokalitet nr. 24 (figur 7.2). Følgende vil geologiske observasjoner og sprekkemålinger fra feltkartleggingen bli presentert i kronologisk rekkefølge etter figur 7.2 fra feltlokalitet nr. 1 til nr. 24.

Feltlokalitet nr. 1-3

Figur 7.3 viser feltlokalitetene fra boligfeltet ved Reistad, der både sprekkemålinger og bergmasseklassifisering ble utført. Feltlokalitet nr. 1 og 2 er sprengte bergskjæringer, mens feltlokalitet nr. 3 er en naturlig skjæring. Bergarten her er drammensgranitt med grovkornet sammensetning. To vertikale og et nært horisontalt sprekkesett definerer bergmassen i dette området.

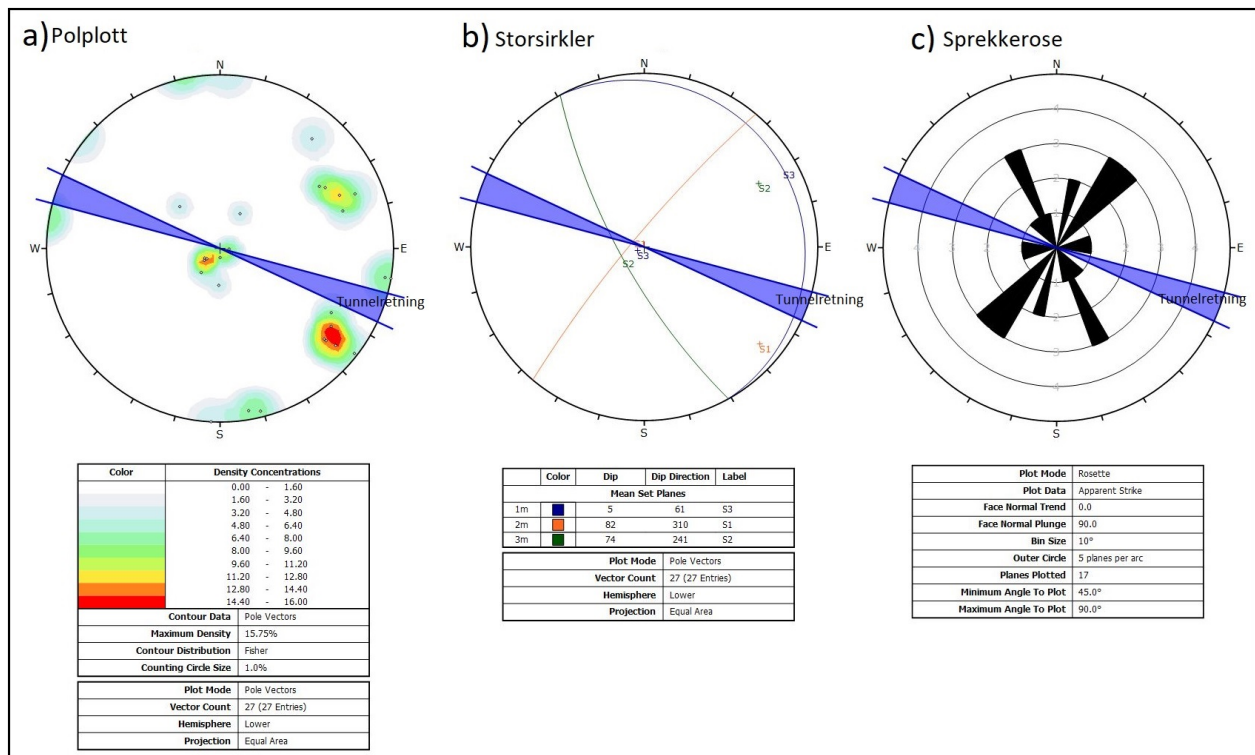


Figur 7.3: Bilder fra feltlokalitet nr. 1 (a), 2 (b) og 3 (c), der det ble utført sprekkemålinger og bergmasseklassifisering av bergblotningene. Målestokken er 1 m. Foto: Siri Engeskaug 7.11.2019.

Figur 7.4 viser stereografisk projeksjon med polplott og storsirkler, i tillegg til sprekkeroser fra sprekkemålingene fra feltlokalitet 1-3. Polplott i figur 7.4a viser konturplott av poler, der de røde områdene indikerer stor konsentrasjon av poler. Ved å samle pol til plan som ligger innenfor samme område, blir sprekkesett definert som vist i 7.4b, der storsirkler indikerer strøk og fall til de

definerte sprekkesettene.

Stereonetet for storsirkler viser 3 hovedsprekkesett, der sprekkesett 1 (S1) er orientert NØ-SV med steilt fall på 82° mot NV og sprekkesett 2 (S2) er orientert NNV-SSØ med fall på 74° mot VSV. Sprekkesett 3 (S3) er orientert NNV-SSØ med omtrent horisontalt fall på 5° mot ØNØ, men måling av horisontalplan er vanskelig og har ofte usikker orientering. Sprekkerosa i 7.4c, viser sprekkenes strøketretning i forholdt til tunnelretningene som er vist i lilla markør.



Figur 7.4: Stereonett og sprekkerose fra feltlokalitet nr. 1-3 utarbeidet i programmet Dips fra Rocscience, der a) viser polplott, b) viser plot for storsirkler og c) viser sprekkerose.

Bergmasseklassifisering er utført på utvalgte bergblotinger som vist i figur 7.2. Klassifisering av bergmassen er utført etter Q-systemet, der parameterne RQD, Jn, Jr og Ja er vurdert. RQD er bestemt ved hjelp av en målestokk for å identifisere antall sprekker per m³. Antall sprekkesett (Jn) ble bestemt ved hjelp av identifisering av sprekker med samme orientering og, mens sprekkeruhetstall (Ja) ble vurdert ut ifra hva slags materiale som ble identifisert i sprekkenes. Sprekkevannstall (Jw) og bergspenningsfaktoren (SRF) er ikke vurdert under feltkartlegging, men vil bli vurdert i kapittel 8 ingeniørgeologiske undersøkelser.

Resultater fra bergmasseklassifisering av feltlokalitet nr. 1-3 er vist i tabell 7.1. Ofte er sprekkeoverflatene mer eksponert ved sprengte bergskjæringer, noe som kan føre til mer pålitelige vurderinger av Jn, Jr og Ja da det kan sammenliknes med utsprengning av et bergrom. Tabell 7.1 viser resultater fra undersøkelsene basert på vedlegg C. Alle målingene for bergmasseklassifisering er utført på intakte bergblotinger. Det er ikke utført bergmasseklassifisering av tett oppsprukket berg som er

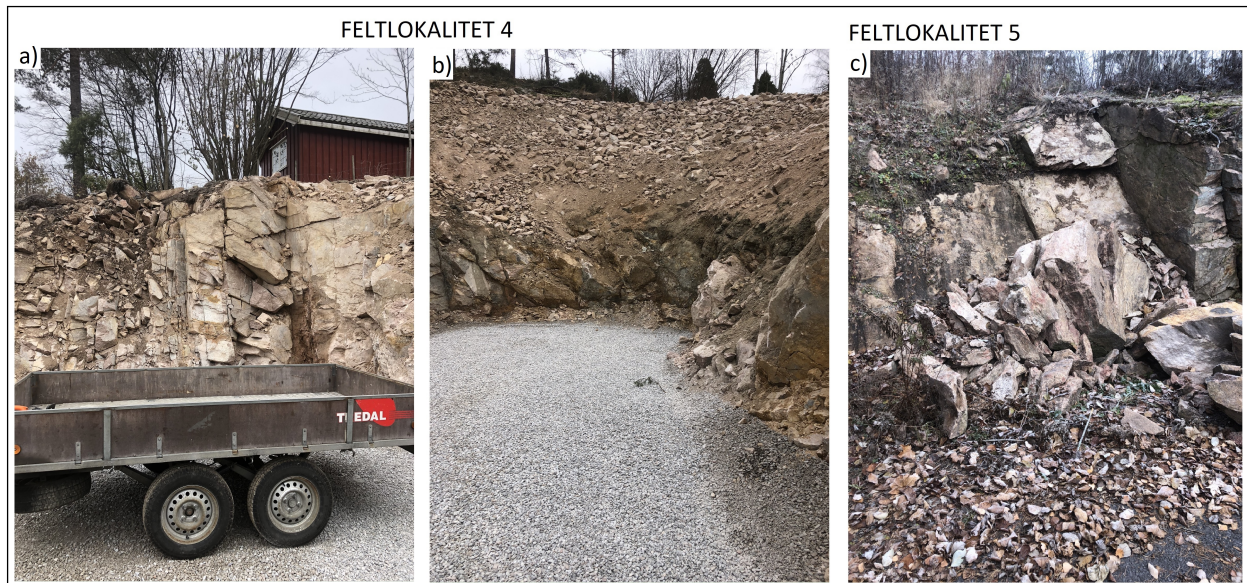
observert i svakhetssoner.

Tabell 7.1: *Q-verdier registrert ved feltlokalitet nr. 1-3.*

Feltlokalitet	1	2	3
Bergart	Granitt, grovk.	Granitt, grovk.	Granitt, grovk.
RQD	80-90	80-90	90
Jn	9-12	9	9-12
Jr	1,5	1,5	1,5
Ja	1	1	1

Feltlokalitet nr. 4-5

Ved feltlokalitetene fra boligfeltet ved Reistad, ble det innhentet bergprøver for testing (figur 7.5). Feltlokalitet nr. 4 er sprengt berg, det det skal planeres for en tomt. Bergprøven ble hentet fra de utsprengte massene. Som det vises i figur 7.5b, er det en tydelig sone med tett oppsprukket fjell / løsmasser ca. 2-3 m over fastere berg. Den utsprengte tomta ved feltlokalitet nr. 4 bar preg av tett oppsprukket berg, med stedvis innhold av diabasganger og omvandlede leirslepper. Bergprøven fra feltlokalitet nr. 5 hadde rast fra en skråning, som vist i figur 7.5c. Begge bergprøvene var grovkornet granitt, der prøve nr. 5 var tydeligere mer preget av forvitring.



Figur 7.5: *Bilder fra feltlokalitet nr. 4 (a og b) og nr. 5 (c), der bergprøver ble innhentet. Foto: Siri Engeskaug 7.11.2019.*

Feltlokalitet nr. 6-11

Den store fordypningen sør-øst for Reistad ble undersøkt som feltlokalitet nr. 6-11 (figur 7.6). Skrenten i fordypningen er svært bratt, noe som vises i figur 7.6a. Skrenten var for bratt til å ferdes i, og dermed ble det ikke foretatt sprekkemålinger her. Skråningene ned mot fordypningen bar preg

av spredt vegetasjon med avbrukne trær, som vist i figur 7.6b. Figur 7.6c og d viser skråningen som definerer den sør-østlige avgrensingen av fordypningen. Berget her er mer blokkete og oppsprukket uten definerte sprekkesett. Drammensgranitten i dette området har en mellomkornet til grovkornet sammensetning. Feltlokalitet 6,7 og 9 består av bilder tatt av fordypningen. I felt var det lett å observere de bratte skrentene som definerer fordypningen, spesielt ved feltlokalitet 6 og 7. Det lyktes ikke å formidle dette ved bilder, og bildene fra disse feltlokalitetene er derfor ikke tatt med i denne oppgaven.



Figur 7.6: Bilder fra feltlokalitet nr. 8 (a), 10 (b) og 11 (c og d) fra den store fordypningen S-Ø for Reistad. Foto: Siri Engeskaug 7.11.2019.

Feltlokalitet nr. 12-18

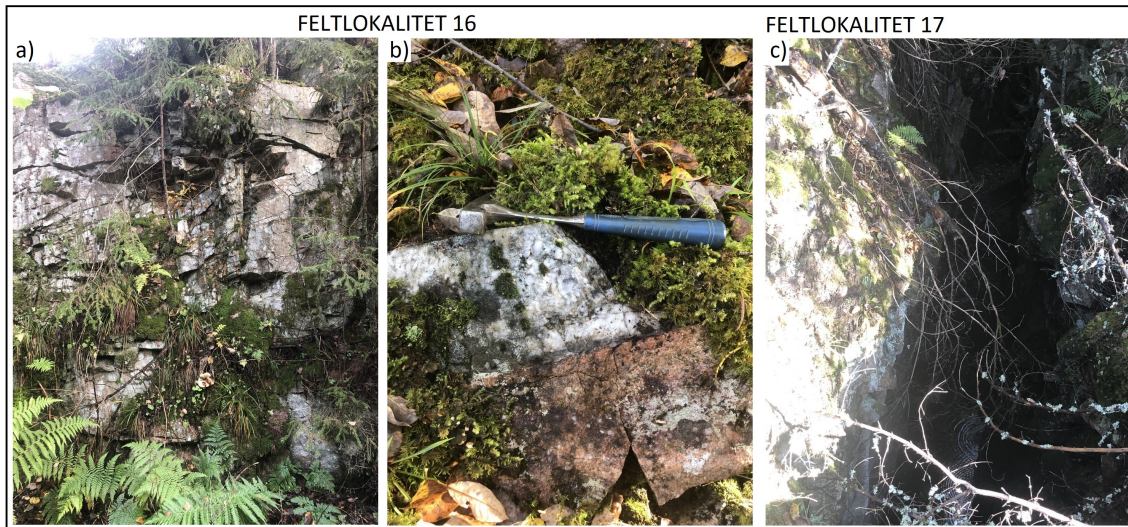
Ved feltlokalitet nr. 13-15 ble sprekkemålinger utført på bergblotninger i terrenget. Drammensgranitten i disse naturlige bergblotningene er middels blokkete (moderat oppsprekking) og finkornig. Figur 7.7c viser bilde av feltlokalitet nr. 15, som ligger midt i en tursti, mens feltlokalitet 13 og 15 er naturlige skråninger i terrenget. Feltlokalitet nr. 12 er en tydelig fordypning i terrenget, som ikke lykkes å fremstille ved hjelp av fotografi. Bilde fra feltlokalitet nr. 12 er derfor ikke tatt med i denne oppgaven.



Figur 7.7: Bilder fra feltlokalitet nr. 13 (a), 14 (b) og 15 (c), der sprekkemålinger ble utført. Foto: Siri Engeskaug 14.10.2019.

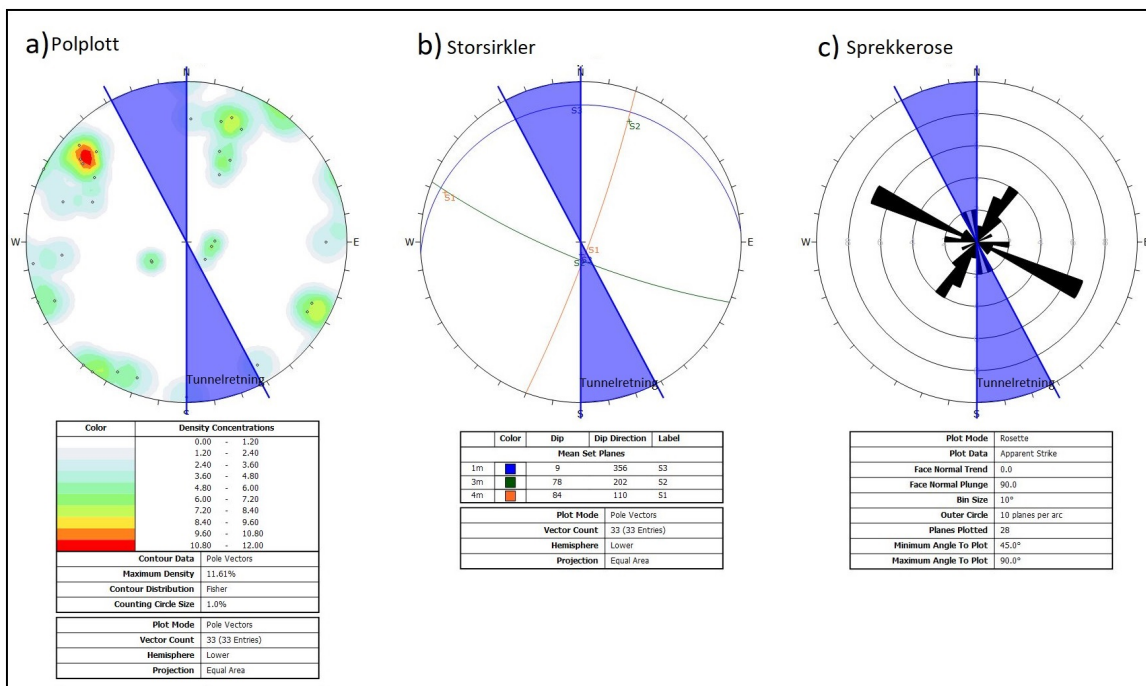
Det ble også utført sprekkemålinger ved feltlokalitet nr. 16 (figur 7.8). sprekkkartleggingen ble utført i en sprenget sjakt som tidligere ble brukt i forbindelse med gruvedriften for oppredning av molybdenglans. Bergmassen var mer oppsprukket, mest sannsynlig grunnet tidligere sprengningsaktivitet, og bergmasseklassifisering av denne overflaten ville derfor ikke være representativ. Figur 7.8b viser variasjon i bergmassen, der en tydelig kvartsåre gjennomsetter drammensgranitten. Granitten i dette området har en finkornig til mellomkornig sammensetning.

Ved feltlokalitet nr. 17 ligger åpne gruveganger fra tidligere gruvedrift av molybdenmalm. Bildet som vises i figur 7.8c er tatt fra en gangbru over den åpne gruvegangen. Det er usikkert hvor dype gruvegangene er, men de strekker seg et par meter ned i bergmassen. Den tidligere gruvedriften i dette område viser seg som tydelige sår i terrenget, der gruvegangen strekker seg mellom feltlokalitet nr. 16 og 17. Gruvegangene er inngjerdet, så det er ikke mulig å ta seg ned i gangene. Feltlokalitet nr. 18 viser fordypningen ved Skapertjern, men denne fordypningen vises ikke tydelig ved fotografi, og er dermed ikke tatt med.



Figur 7.8: Bilder fra feltlokalitet nr. 16 og 17, der sprekke­målinger ble utført ved feltlokalitet nr. 16 (a). b) viser kvartsåra i bergmassen og c) viser en gruvegang fra molybden-utvinningen. Foto: Siri Engeskaug 14.10.2019.

Figur 7.9 viser stereonett og sprekkerose for feltlokalitet nr. 13-16. Stereonett for storsirkler i figur 7.9b viser 3 hovedsprekkesett, der S1 er orientert NNØ-SSV med steilt fall på 84° mot ØSØ. S2 er orientert VNV-ØSØ med steilt fall på 78° mot SSV. Det tilnærmet horisontale sprekkesettet S3 er orientert ca. Ø-V med fall på 9° mot N.



Figur 7.9: Stereonett og sprekkerose fra feltlokalitet nr. 13-16 utarbeidet i programmet Dips fra Rocscience, der a) viser polplott, b) viser plot for storsirkler og c) viser sprekkerose.

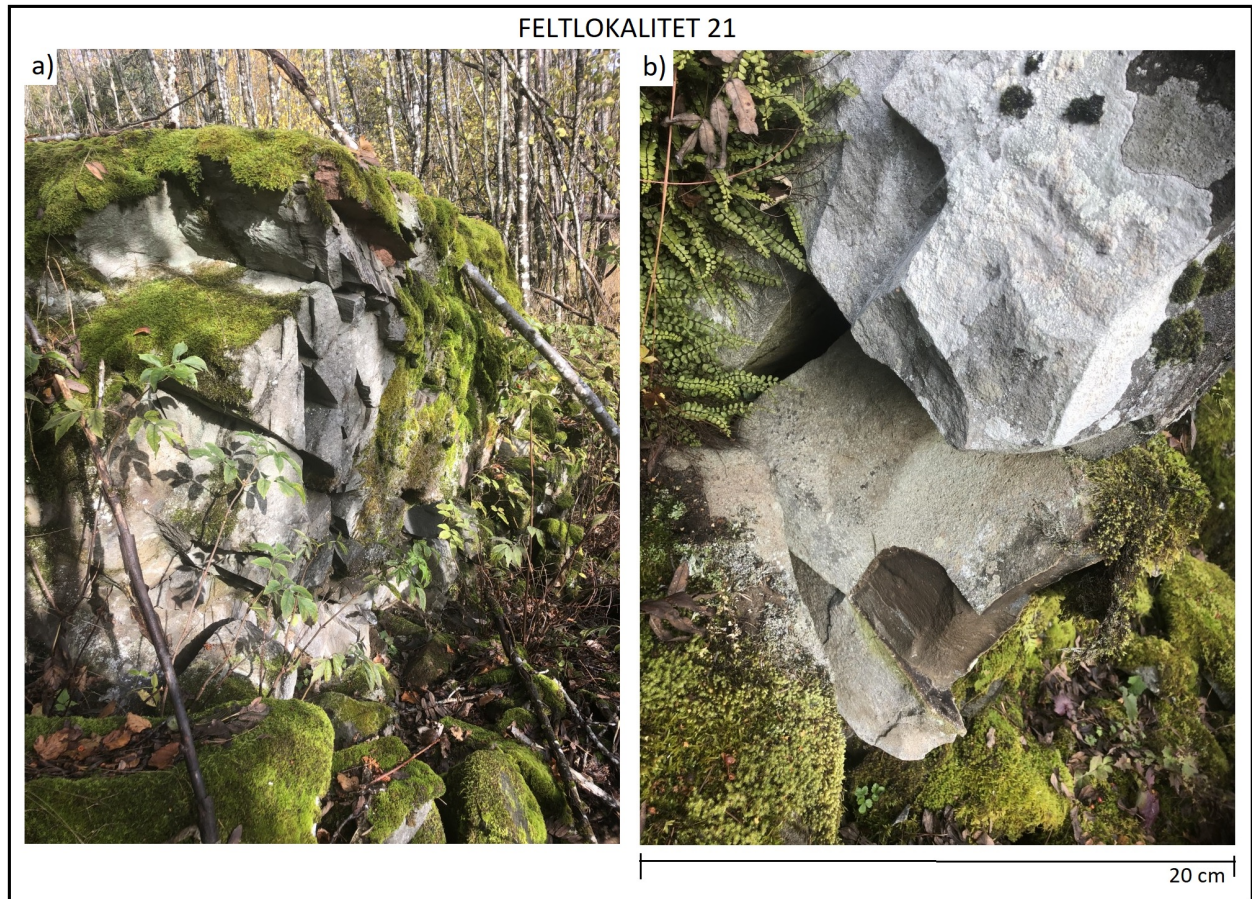
Feltlokalitet nr. 19-23

Ved feltlokalitet nr. 19 er det skarp fordypning i terrenget som kan følges nord-østover mot Skapertjern (figur 7.10). Nederst i fordypningen renner en liten bekk gjennom tett oppsprukket bergmasse som vist i figur 7.10a. Bergmassen utenfor fordypningen er grovblokket og lite oppsprukket med en middels til grovkornet sammensetning. I dette området er det horisontale sprekkeplanet svært tydelig, og vises i figur 7.10c.



Figur 7.10: Bilder fra feltlokalitet nr. 19 og 20, der a) viser en fordypning i terrenget avgrenset av en bratt skråning som vist i b). c) viser feltlokalitet nr. 20 der sprekkemålinger og bergmasseklassifisering ble utført. Foto: Siri Engeskaug 14.10.2019.

Ved feltlokalitet nr. 21 ble en tydelig gang med diabas observert (figur 7.11). Gangbergarten står isolert for seg selv og er tett oppsprukket (figur 7.11a). Figur 7.11b viser en fersk overflate av bergarten etter en geologhammer ble brukt for å skalle av en bit. Bergarten skiller seg tydelig ut fra resten av bergblotningene ved den brune fargen i motsetningen til den rød-rosa drammensgranitten.



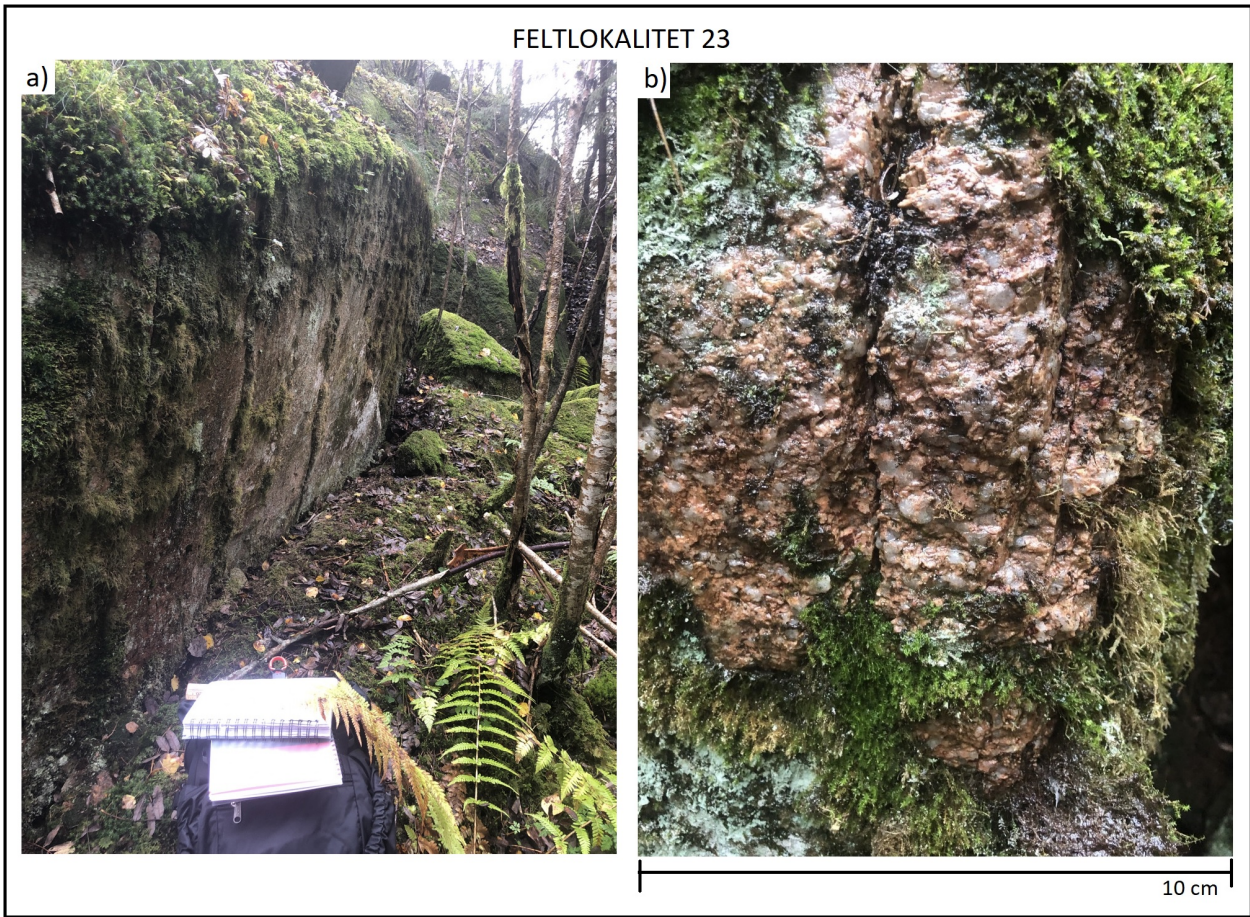
Figur 7.11: Bilder fra feltlokalitet nr. 21, der a) viser tett oppsprukket diabas og b) viser nærbilde av bergarten etter en blokk ble skallet av med geologhammer. Foto: Siri Engeskaug 14.10.2019.

Området rundt Sprengstoffdammen ble undersøkt som feltlokalitet nr. 22-23. Bildet som er vist i figur 7.12a er tatt fra demningen til Sprengstoffdammen sett mot S-V. Bildet viser en tydelig fordypning i terrenget, som er avgrenset av en bratt skrent mot nord (figur 7.12c. Det ble utført sprekkekartlegging og bergmasseklassifisering ved en bergblotning som ligger bak skrenten i figur 7.12b. I dette området opptrer drammensgranitten som grovblokket med en middels kornet tekstur.



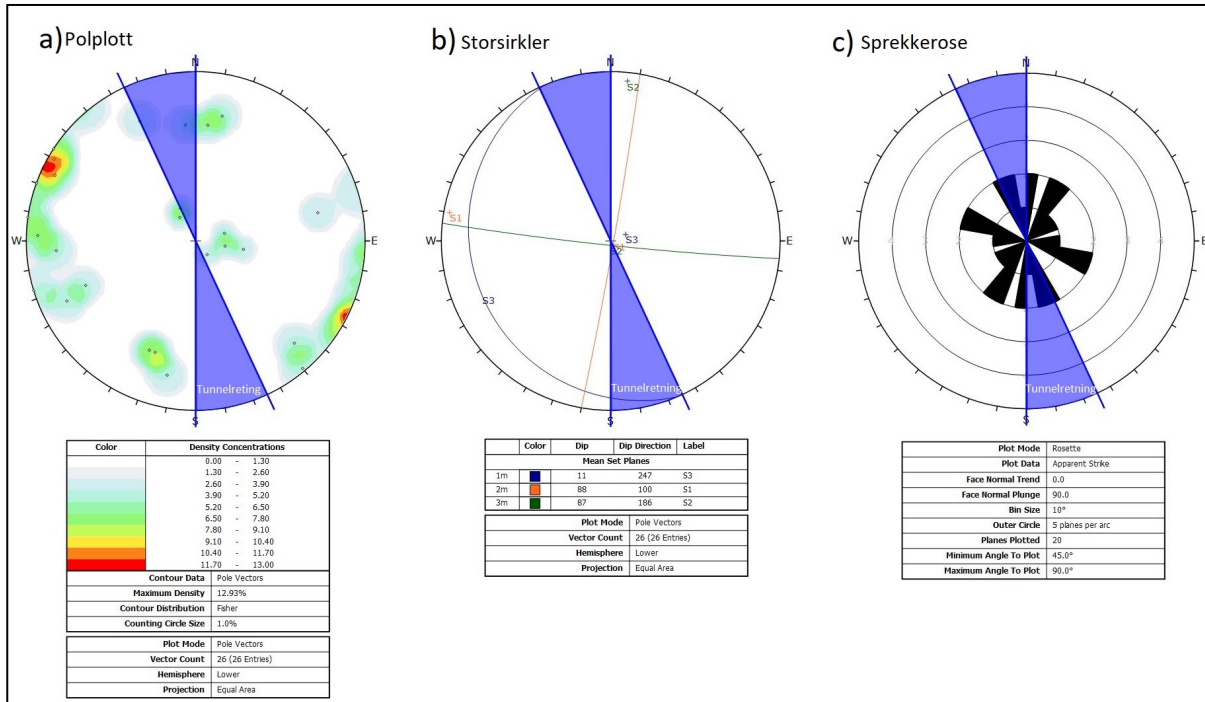
Figur 7.12: Bilder fra feltlokalitet nr. 22 og området rundt Sprengstoffdammen. a) viser fordypningen sett fra Sprengstoffdammen, som er avgrenset av skrenten som vist i c). b) viser bergblotning der bergmasseklassifisering og sprekkekartlegging er utført Foto: Siri Engeskaug 14.10.2019.

Ved feltlokalitet nr. 23 ble sprekkekartlegging og bergmasseklassifisering utført (figur 7.13). Bergmassen i dette området er grovblokket (figur 7.13a) med en grovkornet granitt med store kvartskorn som vist i figur 7.13b. Denne bergartstypen skiller seg ut fra resten av bergblotningene med å være svært grovkornet, med korn av kvart og feltspat med størrelse opp mot 10 mm.



Figur 7.13: Bilder fra feltlokalitet nr. 23, der a) viser området en av bergblotningene der sprekke-målinger ble utført, mens b) viser et nærbilde av grovkornet drammensgranitt. Foto: Siri Engeskaug 14.10.2019.

Figur 7.14 viser stereonett og sprekkerose for feltlokalitet nr. 20-23. Sprekke-målingene viser to omtrent vertikale sprekkesett (S1 og S2) og et omtrentlig horisontalt sprekkesett (S3). S1 er orientert omtrent N-S med fall på 88° mot Ø, mens S2 er orientert ca. Ø-V med fall på 87° mot S. S3 er orientert NNV-SSØ med fall på 12° mot VSV.



Figur 7.14: Stereonett og sprekkerose fra feltlokalitet nr. 20-23 utarbeidet i programmet Dips fra Rocscience, der a) viser polplott, b) viser plot for storsirkler og c) viser sprekkerose.

Tabell 7.2 viser resultater fra bergmasseklassifisering utført ved feltlokalitet nr. 20 til 23. Alle målingene ble utført ved naturlige bergblotninger.

Tabell 7.2: *Q*-verdier registrert ved feltlokalitet nr. 20-23.

Feltlokalitet	20	22	23
Bergart	Granitt grovk.	Granitt grovk.	Granitt grovk.
RQD	90	90	90
Jn	9	9	6
Jr	3	1,5-3	1,5
Ja	1-2	1-2	1-2

Feltlokalitet nr. 24 (Eldre jernbanetunnel)

Ved feltkartlegging den 7. november 2019, fikk forfatteren av oppgaven en overraskelse da den eldre jernbanetunnelen som skulle befares var stengt for anleggsarbeid (figur 7.15b). Heldigvis var entreprenører fra Veidekke behjelpelige, og den planlagte befaringen ble gjennomført. Gjennom samtale med entreprenørene, ble det klart at bergsikringen i tunnelen skulle rives, da det ble observert store mengder nedfall oppå betongelementene i taket ved tidligere befaringer. Den store mengden nedfall er tydelig vist i figur 7.15a, der nedfalls-blokkene ligger langt opp etter tunnelveggen.

Som en del av tunnel-rehabiliteringen, ble betongelementene som ble brukt som bergsikring i tunnelen revet (figur 7.15b). Det er usikkert hvor lenge bergsikringen har vært tilstede, da tunnelen ble drevet for ca. 100 år siden. Befaring av tunnelen i tillegg til diskusjon med entreprenører fra Veidekke, kom frem til at berget i tunnelen er av middels kvalitet, da det har vært mye blokknedfall fra heng og ved påhugg mot parkeringsplassen ved Gullaug. Figur 7.15c viser en sleppesone som har ført til nedfall i tunnelen. Slike soner opptrådte stedvis gjennom hele tunnelen. Det ble observert lite vann i tunnelen, og den betegnes som tørr. Det ble også hentet ut to bergprøver for testing fra de utraste blokkene i tunnelen.



Figur 7.15: Bilder fra den gamle jernbanetunnelen som nå brukes som tursti (feltlokalitet nr. 24). Figur a) viser hvor store mengder utrast stein som lå oppå de gamle betongelementene, figur b) viser anleggsområdet med gamle betongelementer som har blitt fjernet. Figur c) viser en sleppe i tunnelen der materiale har rast ut. Foto: Siri Engeskaug 7.11.2019.

7.2 Bergmekanisk testing i laboratoriet

Bergmekanisk testing i laboratoriet ble utført av forfatteren av oppgaven med bistand av laboratoriepersonell fra NTNU den 28, 29. og 31. januar 2020. Preparering av prøver inkludert boring, kapping og plansliping ble utført tirsdag 28 og onsdag 29. januar, mens enaksiell trykktesting av bergprøver ble utført 31. januar. Enaksiell trykktest (Uniaxial compression test) er en av de vanligste metodene for å bestemme bergartens mekaniske egenskaper, som E-Modul (Young's modulus), Poissons forholdstall og enaksiell trykkstyrke (Uniaxial compressive strength, UCS) (Li, 2018). Disse parameterne vil videre bli brukt som grunnlag for inngangsverdier for numerisk modellering.

7.2.1 Preparering av prøver



Figur 7.16: Bergprøver for testing i laboratorium hentet i felt. Foto: Siri Engeskaug 04.01.20.

De fire bergprøvene som vises i figur 7.16 ble fraktet til bergmekanisk laboratorium ved NTNU, der preparering av prøver ble utført. Det ble benyttet en radialbormaskin til å bore bergkjerner for testing (figur 7.17a). Det ble tilstrebet å bore med lengdeakse 90° på foliasjon eller svakhetsplan, slik at sprekke ikke vil påvirke prøvens enaksiale styrke ved testing. Et diamantkjernebor med diameter 50 mm, i tillegg til vann ble koblet til maskinen før bergprøvene ble plassert stødig i en kasse, som vist i figur 7.17b. Vannets formål var å kjøle borekronen i tillegg til å få bort slam fra berget ved boringen. Det ble boret forsiktig for å etablere påhugg av bergprøven, med økende matekraft etterhvert som påhugget ble etablert. Både manuell og automatisk boring ble utprøvd.

Kapping med diamantsag og plansliping av kjernene ble utført den 29. januar. Hensikten med planslip er å gjøre sylinder-endene så plan som mulig, slik at platene i det enaksiale trykkforsøket fordeler trykket jevnt over kjerneprøven. Lengden av kjernen bør være $2,5 \times$ diameteren på kjernen. Det ble forsøkt å bore kjerner slik at de fikk lengden 15 cm før kutting og plansliping. For korte kjerneprøver vil kunne overestimere kjerneprøvens styrke, og vil kunne medføre unøyaktige data. For å få representative resultat, bør det i følge Li (2018) utføres minst fem enaksiale trykktester per bergprøve, der gjennomsnittet kan brukes som resultat.



Figur 7.17: a) Radialbormaskin brukt for å bore bergkjerner og b) plassering av bergprøve i maskinen. Foto: Siri Engeskaug 28.01.20.

Det ble boret fem kjerner i bergprøven fra feltlokalitet nr. 24 (figur 7.2). Bergkjernene viser en finkornig granitt struktur med fenokrystaller av kvarts og feltspat. Den ene kjernen sprakk opp på tvers under boring, mens en annen kjerne ble noe kort. Boringen ga 3 kjerneprøver innenfor standard (24.1-24.3 i figur 7.18), og en prøve noe kortere enn 2,5 x diameter (24.4 i figur 7.18).

Det ble boret 7 kjerner i bergprøven fra feltlokalitet nr. 5. Ved boring av kjernene var slamvannet leiring, noe som kan indikere på forvitret feltspat. Kjernene viser en grovkornig type granitt med store kvarts og feltspatkrystaller. Bergprøven inneholder også 3 sprekkesett, slik at boring med lengdeakse 90° på svakhetsplan ikke var mulig. Etter kutting og planslip ble 4 prøver preparert for testing, som vist ved 5.1-5.4 i figur 7.18.

Bergprøven fra feltlokalitet nr. 4 og den andre prøven fra feltlokalitet nr. 24 (24.b i figur 7.16) var for oppsprukket og forvitret til å testes. Det ble prøvd å bore mindre kjerner (diameter 44 mm) av bergprøve 24.b, men kjernen sprakk opp langs tydelige foliasjonsplan, og kjernene ble derfor



Figur 7.18: Kjerneprøver til enaksial trykktesting. Foto: Siri Engeskaug 30.01.20.

ikke lange nok for bergmekanisk testing. Det ble derfor kun benyttet 4 kjerneprøver med lik bergartssammensetning for enaksiell testing.



Figur 7.19: Apparat for måling av lyd hastighet (lydhastighetsmåler). Prøvene ble plassert mellom magnetene. Foto: Siri Engeskaug 30.01.20.

Etter kutting og planslip av prøvene, ble vekt, lengde og diameter målt, der dimensjonene er angitt i tabell 7.3. Lengde og diameter ble målt ved hjelp av digitalt skyvelære for nøyaktige mål. Det ble utført 6 diameter-målinger av hver kjerneprøve, der gjennomsnittet utgjør som prøvens diameter. Ved hjelp av en lyd hastighetsmåler som vist i 7.19, ble også kjerneprøvens gangtid målt. Ved å dividere prøvens lengde med gangtiden, blir prøvens lyd hastighet som angitt i tabell 7.3.

Lyd hastighetsmåler benyttes for å skaffe informasjon om bergprøvens generelle karakter. Metoden for å måle lydbølgenes forplantningshastighet gjennom kjerneprøven, er basert på ultralyd, der høyfrekvente svingninger (P-bølger) sendes gjennom kjerneprøven. I følge NGU (2015d) ligger P-bølge hastigheten til granitt på 4800-5500 m/s. Lyd hastighetene er beregnet i uoppsprukket og massivt berg, slik

at verdier under disse vil kunne indikere oppsprukket berg.

Tabell 7.3: Geometri, vekt, gangtid og lyd hastighet av kjerneprøver for enaksiell trykkforsøk.

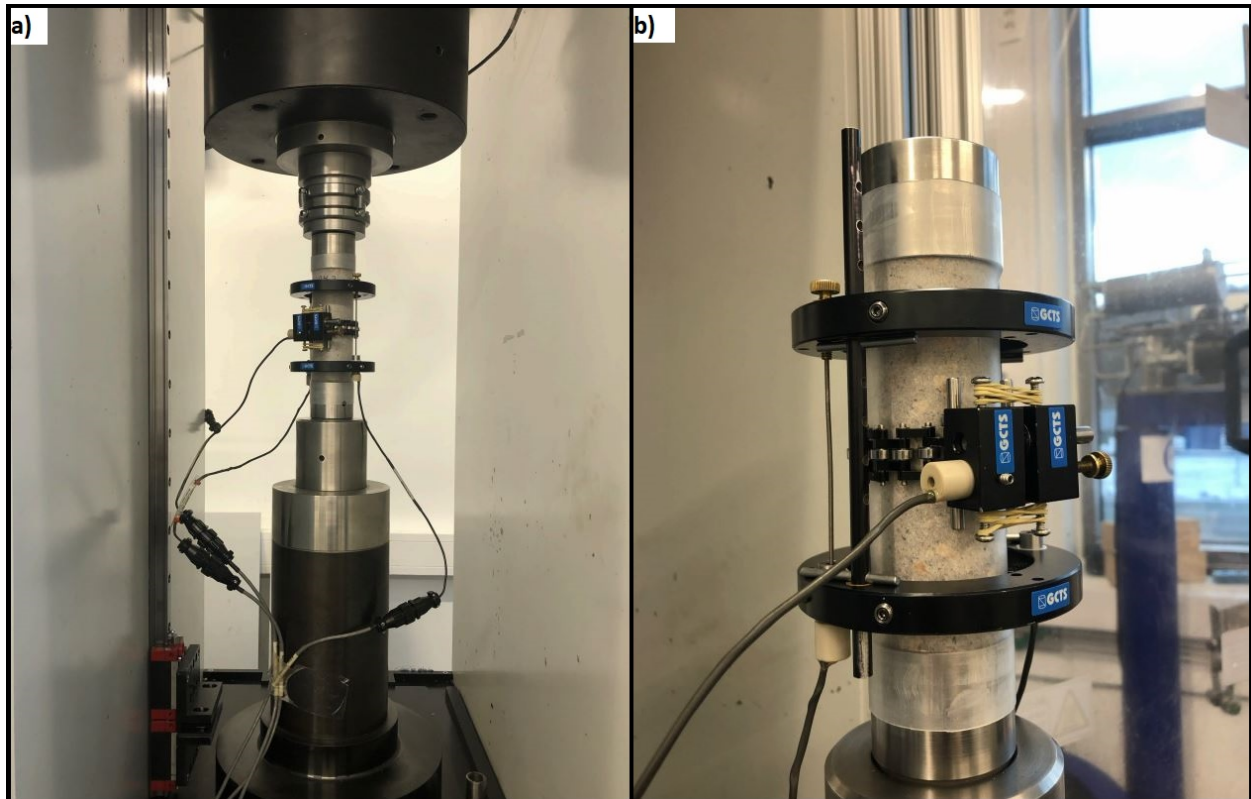
Lokalitet	Prøve	Diameter [mm]	Lengde [mm]	Vekt [g]	Gangtid [μ s]	Lyd hastighet [m/s]
5	5.1	50,12	128,66	644,75	33,4	3852
	5.2	50,09	128,67	648,81	32,4	3971
	5.3	50,15	132,56	666,41	36	3682
	5.4	50,14	132,59	665,99	37,7	3517
24	24.1	50,08	134,42	673,05	33,2	4049
	24.2	50,14	134,42	672,76	33,2	4037
	24.3	50,13	134,43	672,34	32,2	4175
	24.4	50,11	122,27	611,53	30,1	4062

7.2.2 Enaksiell trykktesting

Det ble utført enaksiell trykktester av åtte prøver den 31. januar 2020. Maskinen som ble brukt er av typen RTR-4000 Rapid Triaxial Rock Testing System fra GCTS. Testen ble utført ved å plassere de preparerte prøvene mellom to plater i testmaskinen som vist i figur 7.20a. En konstant trykkøkning på ca. 0,8 MPa ble påført til prøven gikk i brudd. Den største spenningen prøven kan

oppta før brudd betegnes som prøvens enaksiale trykkstyrke (UCS, σ_c), og defineres ved likning 7.1.

$$\sigma_c = \frac{P_{max}}{A} \quad (7.1)$$



Figur 7.20: Apparat for enaksial trykkforsøk, der a) viser maskinen RTR-4000 Rapid Triaxial Rock Testing System med ferdig preparert kjerneprøve og b) viser LVDT sensorer for aksial og radiell tøyning. foto: Siri Engeskaug 31.01.20.

Deformasjonen av prøvene ble målt ved hjelp av LVDT sensorer (Linear Variable Differential Transformer) som kobles til kjerneprøven som vist i figur 7.20b. LVDT sensorene måler radiell tøyning ($\Delta\epsilon_r$) og aksial tøyning ($\Delta\epsilon_a$) under enaksial pålasting, som plottes i en graf mot aksial spenning (σ_a). Dette resulterer i en spenning-tøyning kurve som indikerer prøvens deformasjonsendring under pålasting, og prøvens elastisitetparametre Young's modulus og Poissons forholdstall kan beregnes.

Young's modulus og Poissons forholdstall er elastisitetparametre som baseres på at berget har en lineær elastisk deformasjon. I realiteten er spenning-tøyning kurven sjelden lineær, men det er observert at midtre del av spenning-tøyning kurven er tilnærmet lineær. Derfor blir parametrene bestemt ved et spenningsnivå på 50% σ_c . Den grafiske fremstillingen av resultatene fra enaksial trykktesting er vedlagt i tillegg E.

Young's modulus, eller elastisitetsparameteren (E-modul) er forholdstallet mellom spenning og tøying ved et gitt punkt, ved $\sigma_c = 50\%$ i denne oppgaven, som angitt i likning 7.2. Parameteren indikerer bergprøvens evne til å motstå elastisk deformasjon, der stive og sprø bergarter ofte har høy E-modul. Poissons forholdstall (ν) betegnes som forholdstallet mellom aksial og radiell tøying, og defineres ved likning 7.3.

$$E = \frac{\Delta\sigma_a}{\Delta\varepsilon_a}, E = \frac{\Delta\sigma_{a,50\%}}{\Delta\varepsilon_{a,50\%}} \quad (7.2)$$

$$\nu = \frac{\Delta\varepsilon_r}{\Delta\varepsilon_a}, \nu = \frac{\Delta\varepsilon_{r,50\%}}{\Delta\varepsilon_{a,50\%}} \quad (7.3)$$

Det er valgt å benytte tangentpunkt ved $\sigma_c = 50\%$ for beregning av E-modul og Poissons forholdstall for alle kjerneprøvene. Resultater fra de enaksiale trykktestene vises i tabell 7.4. Figur 7.21 viser kjerneprøvene etter testing. Bruddvinkel er målt ved hjelp av skyvelære, og definerer vinkel mellom brudd og prøvens lengdeakse. Kjerneprøvene fra feltlokaltet nr. 5 gikk i brudd langs eksisterende sprekker, mens bruddene i prøvene fra feltlokaltet nr. 24 oppstod ved knusing av udefinerte plan. Prøve 24.4 hadde en sprekke på tvers av prøven før testing, men det oppstod ikke brudd langs sprekken.

Testmaskinen ble stoppet før fullstendig brudd av prøve 24.2 og 24.3 da verdiene for tøying ville beveget seg utenfor en fastsatt grense. Prøve 24.1 og 24.4 gikk fullstendig i brudd, der et stor smell fra brudd i prøve 24.4 hørtes tydelig. Enaksial testing av prøvene fra feltlokaltet nr. 5 bar preg av knitring ved deformasjon, uten særlig tegn til smell ved brudd. Sprekkeplanene som ble synlige etter testing bar preg av forvitret og rustet feltspat med en ru overflate. Det var ikke tegn til knusing av berg langs sprekkeplanene.

Tabell 7.4: Utregning av densitet og resultater fra testmaskin ved enaksial trykktesting.

Lokalitet	Prøve	Densitet [g/cm ³]	UCS [MPa]	E-modul [GPa]	Poissons forholdstall	Bruddvinkel
5	5.1	2,54	60,2	23,75	0,4	18,2
	5.2	2,56	48,4	25,64	0,33	10,9
	5.3	2,55	36,8	19,66	0,22	13,06
	5.4	2,54	32,3	16,18	0,18	29,23
	Gj.snitt	2,55	44,4	21,3	0,28	17,85
24	24.1	2,54	142,1	46,17	0,31	10,8
	24.2	2,53	127,4	46,36	0,26	8,96
	24.3	2,53	173,5	48,37	0,28	-
	24.4	2,54	163,8	45,59	0,24	22,25
	Gj.snitt	2,54	151,7	46,62	0,27	14,0

7.2.3 Analyse

Resultatene fra trykktesting av kjerneprøvene er avhengig av bergprøvens sammensetning. Kjernene fra den grovkornede granitten (prøve nr. 5) sprakk opp langs eksisterende bruddplan under enaksiell trykktesting. Verdiene for UCS, E-modul og Poissons forholdstall fra disse prøvene vil dermed representere sprekkenes egenskaper fremfor bergartens egenskaper. Testing av prøve 5 gir likevel informasjon om styrken til den grovkornede granitten, selv om det innebærer usikkerheter.

Gjennomsnittlig UCS og E-modul for den grovkornede granitten er henholdsvis 44,4 MPa og 21,3 MPa. I følge figur 3.3 i kapittel 3.2, er verdiene under normalen for granitt, men innenfor standardavviket. Poissons forholdstall fra prøve nr. 5 er gjennomsnittlig 0,28. I følge Li (2018) ligger Poissons forholdstall for norske granitter på ca. 0,25, slik at målt verdi fra prøve nr. 5 er noe høyere enn normal verdi.



Figur 7.21: Kjerneprøver etter enaksiell trykktesting (Foto: Siri Engeskaug 31.01.20).

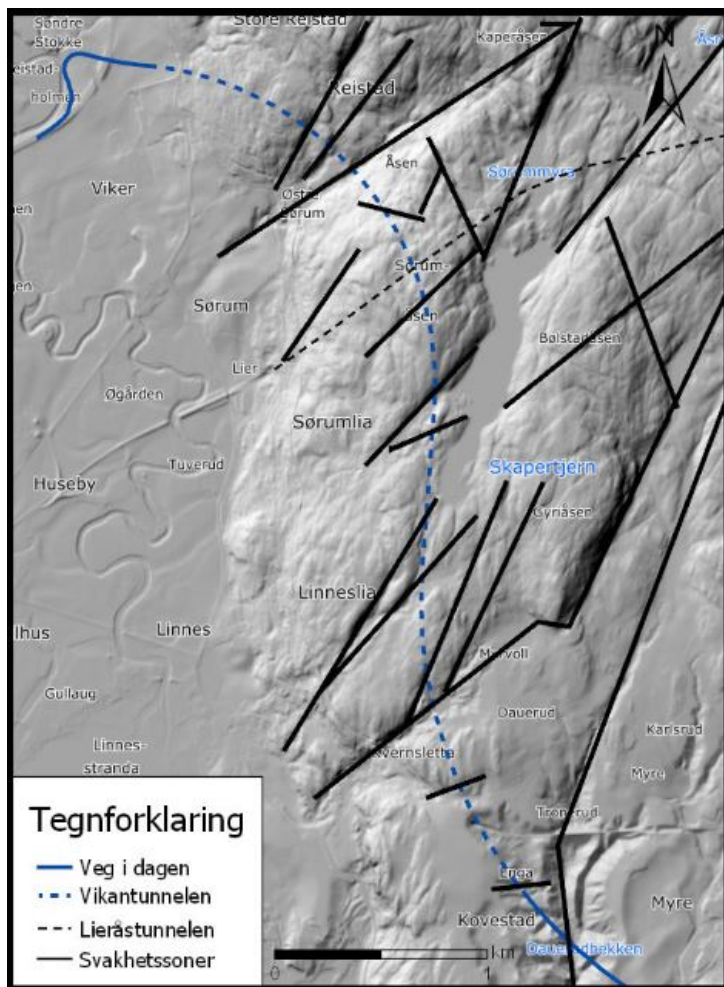
Kjernene fra den finkornede granitten (prøve nr. 24) hadde ingen definerte sprekkeplan, og resultatene fra trykktestingen av disse prøvene er mer representative for bergartens styrke. Trykktesting av bergprøve nr. 24 resulterte i aksielle ekstensionsbrudd (sprø-brudd), og tilsier at den finkornige drammensgranitten med fenokrystaller er en sprø bergart. Gjennomsnittlig UCS fra lokalitet 24 er 151,7 MPa, som sammenliknet med figur 3.3 i kapittel 3.2 ligger innenfor normale verdier for granitt. Gjennomsnittlig E-modul for prøvene fra feltlokalitet nr. 24 er 46,62 GPa, som etter figur 3.4 i kapittel 3.2 samsvarer godt med forventet E-modul for granitt. Gjennomsnittlig Poissons forholdstall er 0,27 fra prøvene 24.1-24.4, som også er noe høyere enn normal verdi.

Når det gjelder P-bølgehastighet, ligger verdiene for alle prøvene godt under normalen for granitt. For bergprøve nr. 5 kan dette skyldes oppsprekking av bergarten. Lav P-bølgehastighet for kjernene fra bergprøve nr. 4 kan være et resultat av horisontal oppsprekking av bergarten. Siden trykktestingen ble utført normalt på sprekkeplanet, vil ikke oppsprekkingen påvirke enaksiell trykkstyrke i særlig grad, og dermed vil verdier for UCS og E-modul være representative da de ligger innenfor normalverdier for granitt.

I følge figur 3.1 i kapittel 3.1, er det to hovedtyper drammensgranitt i området for Vikertunne-

len; grovkornet granitt og finkornet kvart-feltspat porfyr. Ettersom bergprøvene ble hentet ut ved forskjellige områder som samsvarer med de petrografiske sammensetningene i figur 3.1, vil resultatene fra bergmekanisk testing følge inndelingen i figur 3.1. Det vil si at området ved Reistad og området rundt Sprengstoffdammen har grovkornet sammensetning, mens resten av tunneltraseen vil bli drevet gjennom finkornet granitt med fenokrystaller av kvart og feltspat (kvarts-feltspat porfyr).

7.3 Kartlegging av svakhetssoner



Figur 7.22: DTM kart over tunneltrase, med anvisning av svakhetssoner og lineamener som følger fordypninger i terrenget. Kart er hentet fra Høydedata Geonorge, og er modifisert i ArcGis Pro.

Som en del av de ingeniørgeologiske undersøkelsene, er det benyttet digitale terrengmodeller fra høydedata for å analysere terrenget. Digitale høydemodeller (DTM) danner en tredimensjonal modell av terrenget, som inneholder svært detaljert informasjon om høyde og helling. For å danne disse modellene benyttes laserskanning fra fly, såkalt LIDAR (Light Detection And Ranging) (NGU, 2015a).

På denne måten vil fordypninger i terrenget, som ofte representerer svakhetssoner, vises tydelig. Svakhetssonene ble også vurdert under feltkartlegging, som presentert tidligere i kapitlet. Mulige svakhetssoner i området rundt Vikertunnelen er vurdert ut i fra digital terrengmodell og vurderinger i felt, og er vist i figur 7.22. Hovedtrekkene for de antatte svakhetssonene er at de er orientert i ca. NNØ-SSV retning.

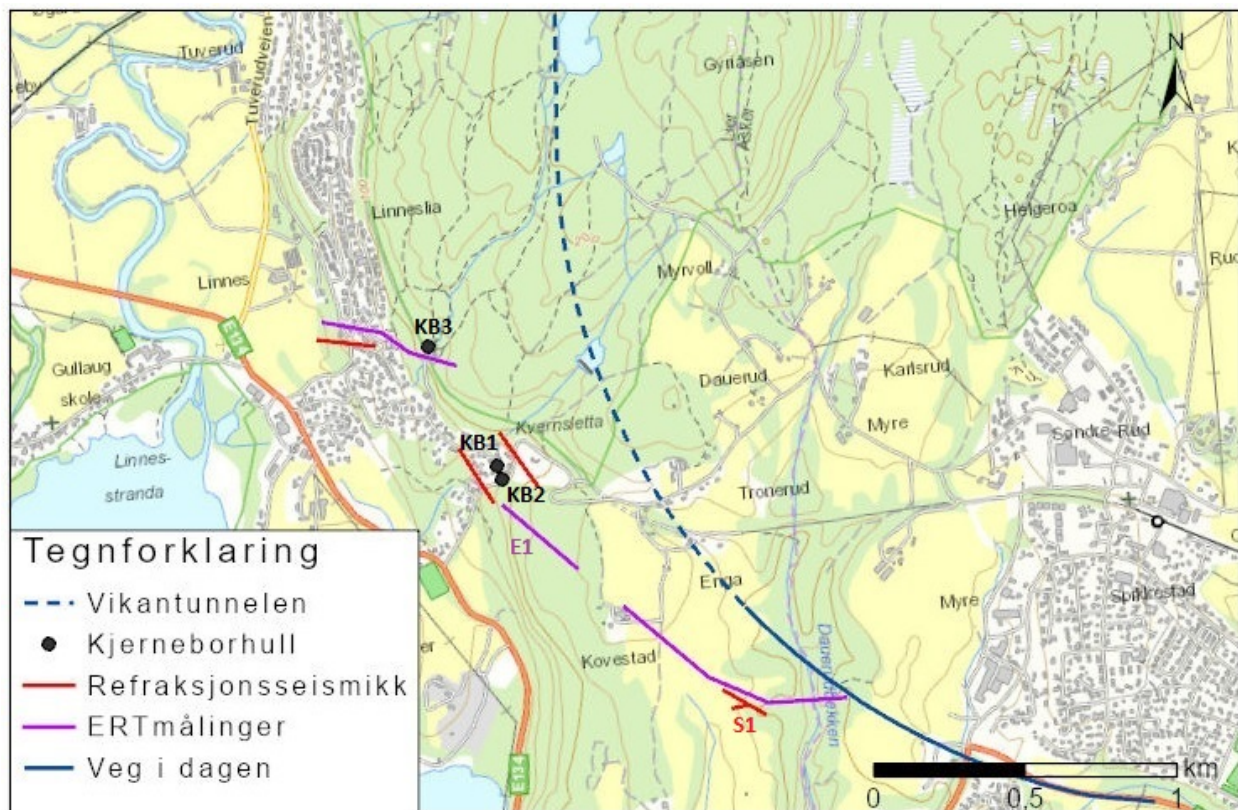
De markerte fordypningene kan være et resultat av isbreenes tilbaketrekning i kvartær tid, da brebevegelsen er orientert i ca. samme retning. Som beskrevet i kapittel 3.4, kan disse sonene parallelt med isens bevegelse tolkes som svake-

re enn det realiteten tilsier. Sonene orientert på tvers av isens bevegelse, kan derimot inneholde mer oppknust materiale selv om fordypningene ikke er like definert i terrenget.

7.4 Tidligere utførte undersøkelser

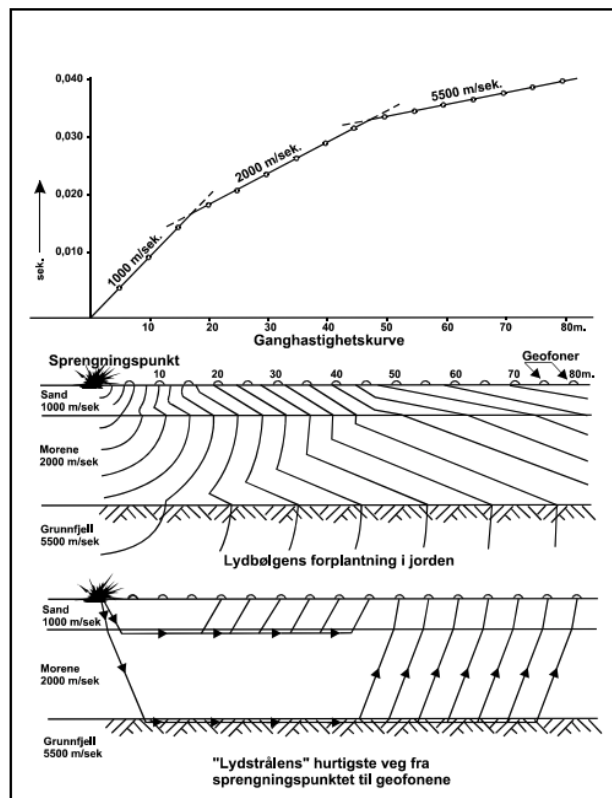
Det er utarbeidet ingeniørgeologisk fagrapport for detalj- og reguleringsplan og ingeniørgeologisk fagrapport for konkurransegrunnlag i byggefase for prosjektet rv. 23 Dagslett - Linnes (Sweco, 2013) og (NGI, 2016). Detaljer om prosjektet er beskrevet i kapittel 2, der figur 2.1 viser de alternative korridorene for prosjektet. Tunneltraseen for prosjektet rv. 23 Dagslett - Linnes tilsvarer tunnelen for Jensvoll- og Vitbankkorridoren, der tunneltraseen er vist med stiplet lilla- og rosa linje.

I forbindelse med utredning av rv. 23 Dagslett - Linnes er det utført flere grunnundersøkelser som refraksjonsseismiske målinger, geoelektriske målinger, grunnboringer og kjerneboringer. Kart over omtrentlig plassering av grunnundersøkelsene er vist i figur 7.23, mens nøyaktig plassering av undersøkelsene finnes i vedlegg D. Tunneltraseen for rv. 23 Dagslett - Linnes ligger nærme Vikertunnelen fra påhugget ved Dagslett til ca. Sprengstoffdammen. Tunnelene vil også treffe enkelte av de samme fordypninger i terrenget. De tidligere utførte undersøkelsene for prosjektet rv. 23 Dagslett - Linnes vil derfor kunne gi viktig informasjon om grunnforholdene i området, og brukes videre for å vurdere de ingeniørgeologiske forholdene langs deler av Vikertunnelen.



Figur 7.23: Kart over omtrentlig plassering av grunnundersøkelser fra prosjektet rv. 23 Dagslett-Linnes. Kartet er utarbeidet i ArcGIS Pro.

7.4.1 Refraksjonsseismiske målinger



Figur 7.24: Prinsipp for refraksjonsseismiske undersøkelser (Nilsen, 2016).

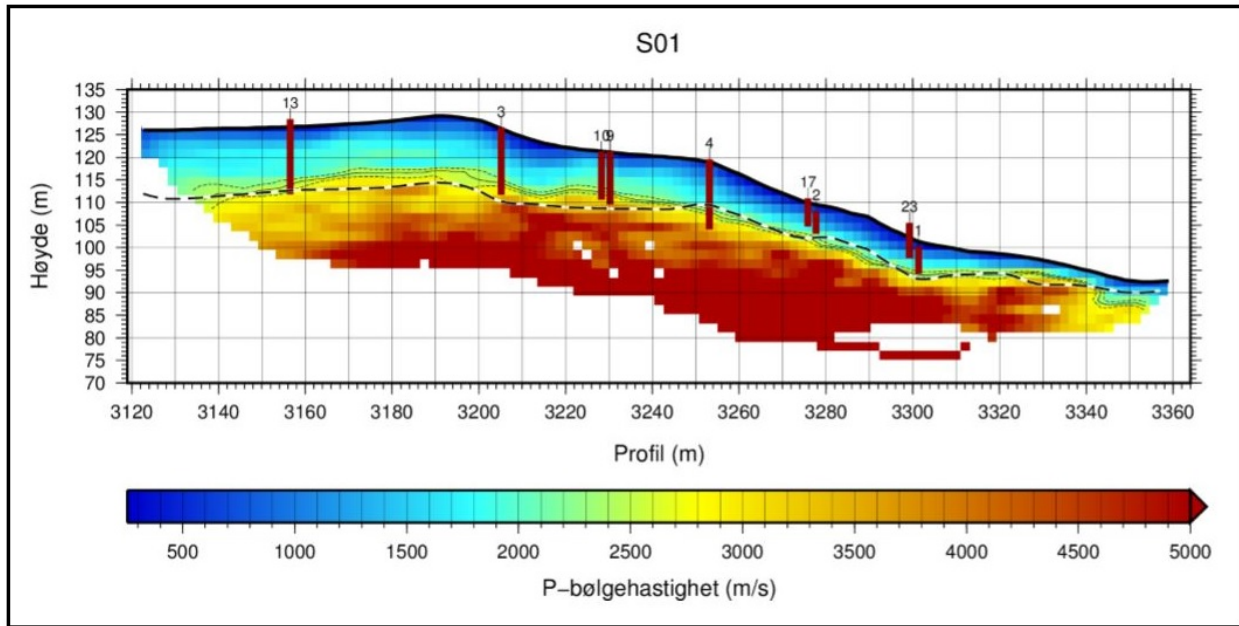
Den geofysiske undersøkelsesmetoden refraksjonsseismikk er brukt for å undersøke løsmassemekthet, bergmassekvalitet og antatte svakhetssoner langs den planlagte tunneltraseen. Metoden går ut på å sprengne i et punkt for å måle hvordan lydbølgene forplanter seg gjennom forskjellige medier, som illustrert i figur 7.24. Lydbølgene blir brutt eller refraktert ved overgangen mellom masser med forskjellig forplantningshastighet, og på den måten blir lag med forskjellig seismisk hastighet identifisert. I følge Nilsen (2016) er typiske verdier for lav-hastighetssoner ca. 2000 m/sek. Disse sonene kategoriseres som morenemateriale eller svakhetssoner. Fast berg har som regel seismiske hastigheter rundt ca. 5000 m/sek.

I følge Sweco (2013) ble det utført refraksjonsseismiske undersøkelser mellom Kovestad gård og Daueruddalen i 1990. Disse undersøkelsene viste løsmassemekthet opp mot 15 m, og løsmassetypen ble kategorisert som til dels vannmettet morene. Det ble også påvist dårlig bergkvalitet i Daueruddalen. I 2011 ble det utført

supplerende refraksjonsseismiske undersøkelser ved påhugget ved Dagslett, Linnes og ved Kvernsletta-Fagerhaug. Resultatene fra disse målingene viste løsmassemekthet på opp mot 5 m ved Linnes og Kvernsletta-Fagerhaug, mens mektighet av løsmasser ved Dagslett er ca. 7-11 m.

Det ble også påvist flere lav-hastighetssoner langs de seismiske profilene. De to største sonene ble påvist mellom Kvernsletta og Fagerhaug, og er markert som sone F og G i vedlegg D, figur D.1 og D.2. Undersøkelsene viste at lav-hastighetssonene har en bredde på 30-50 m. Det seismiske profilet ved påhugget ved Dagslett indikerer også en lav-hastighetssone (sone T i vedlegg D, figur D.3) inn mot påhugget.

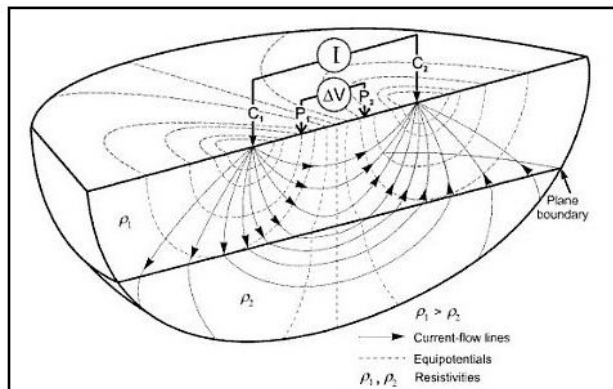
NGI utførte i 2015 supplerende refraksjonsseismiske undersøkelser langs tunnelens senterlinje ved påhugget ved Dagslett (SI i figur 7.23). Resultatet fra de refraksjonsseismiske undersøkelsene er vist i figur 7.25. Målingene viste løsmassemekthet på 10-15 m, uten registrering av lavhastighetssoner (Sweco, 2013). Grunnboringer som viser dybde til berg er plottet som røde vertikale streker i figur 7.25, der avstanden fra boringene til det seismiske profilet er angitt i meter over strekene (NGI, 2015b).



Figur 7.25: Resultater fra refraksjonsseismiske undersøkelser fra profil S1. Den stiplede sterke linjen viser direkte refraksjonsdata, mens heltrukket, svake linje viser kontur for p-bølge hastighet 2500 m/s fra inversjon. Stiplede, svake linjer over- og under den heltrukne linja viser kontur for 2300 og 2700 m/s (NGI, 2015b).

7.4.2 Geoelektriske målinger

Det er utført geoelektriske målinger i form av resistivetsmålinger (ERT) og Indusert Polarisasjon (IP). Prinsippet med geoelektriske metoder er å sende elektrisk strøm gjennom grunnen med hensikt å måle resistivetsfordelinger, som illustrert i figur 7.26. Massens resistansverdier beregnes ved å måle potensialforskjeller mellom elektrodepunkt, etterfulgt av prosessering av data ved hjelp av en inversjonsalgoritme (NGI, 2019). Resistivitet er materialets evne til å hindre strømgjennomgang, der materialer med lav resistivitet ofte er oppknuste soner i bergmassen med innhold av vann som leder strøm. Undersøkelsesmetoden brukes ofte for å kartlegge svakhetssonenes forløp mot dypt.



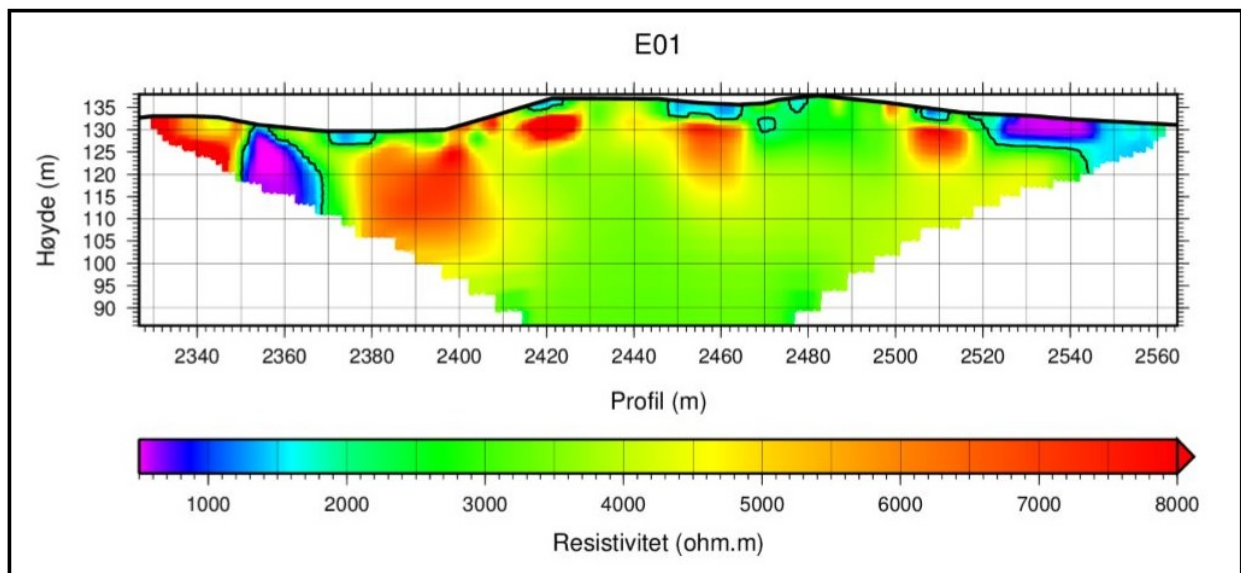
Figur 7.26: Prinsipp for geoelektriske målinger (NGI, 2019).

I tillegg til resistivetsmålinger, ble indusert polarisasjon (IP) utført for å undersøke innhold av mineraler og malmer som leir, grafitt, magnetitt, kobberkis, molybdenglans og blyglans. I følge NGU (2015c) utføres metoden ved å sende likestrømpulser ned i bakken ved hjelp av to strømelektro-

der, for å måle spenningsforløpet mellom to andre elektroder. Innhold av mineralene og malmene vises ved høy IP effekt fra undersøkelsene.

Det ble utført resistivitetsmålinger og IP-målinger langs planlagt tunneltrasé i juni 2012. Målingene viste tre lav-hastighetssoner som sannsynlig er svakhetssoner i berggrunnen (sone B, C/D og S i vedlegg D). Disse sonene har også stedvis høy IP-effekt. Supplerende undersøkelser ble utført av NGI i 2015 mellom Kovestad gård og Gullaug, der omtrentlig plassering av profilet er vist som E1 i figur 7.23.

Figur 7.27 viser resultater fra resistivitetsmålingene som ble utført i 2015, der verdier rundt 2000 Ωm tolkes som forvitret berg, og verdier under 2000 Ωm er markert med svart kontur. Fra profil 2350 til 2365 viser undersøkelsene en skarp avgrenset sone med lave verdier på 500-1000 Ωm , som tolkes som svakhetszone K i figur D.2 i vedlegg D. De lave resistivitetsverdiene fra profil 2520 til 2550 i figur 7.27 sammenfaller med tolket svakhetszone O som er vist i vedlegg D, figur D.2 (NGI, 2016) og (NGI, 2015b).



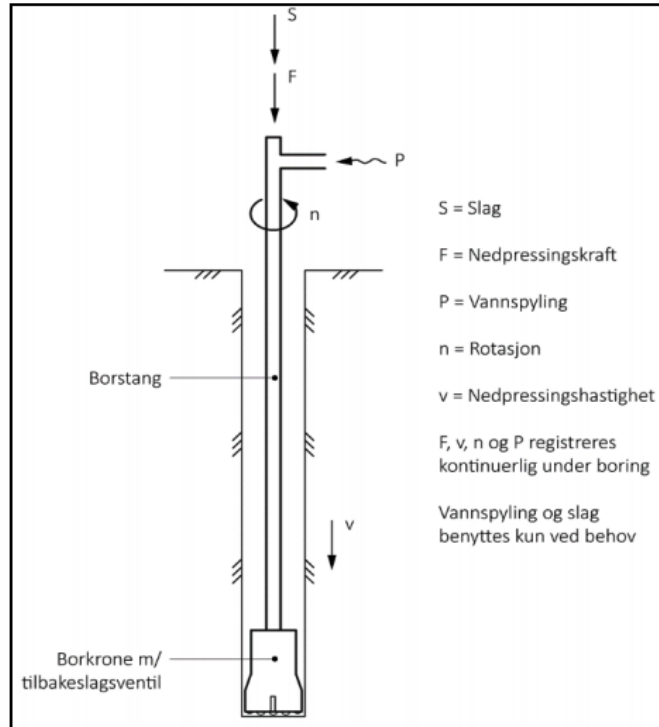
Figur 7.27: Resultater fra resistivitetsmålinger langs profil E1. 2000 Ωm er markert med kontur (NGI, 2015b).

7.4.3 Grunnboringer

Grunnboringer er utført ved hjelp av totalsondering for å bestemme løsmassemekthet og løsmasenes lagdeling. Totalsondering gir også grunnlag for å identifisere jordarter og relativ fasthet i løsmasser. I følge NGF (1994) blir totalsondering utført ved hjelp av en borerigg med krone for totalsondering, og kombinerer prinsippene dreietrykksondering og fjellkontrollboring. Prinsippet for grunnundersøkelser med totalsondering er vist i figur 7.28.

Dreietrykksondering blir utført ved at stenger dreies og trykkes ned i bakken med konstant rotasjons- og penetrasjonshastighet. Borsynk gjennom lagene vil gi informasjon om de ulike massenes egenskaper. Når faste masser eller berg påtreffes, blir spyling og slag koblet til boringen, i tillegg til økt rotasjonshastighet. På denne måten kan berg boret igjennom for påvisning av fjelloverflaten.

I følge NGI (2016) er det utført totalsondering ved Dauerud, der undersøkelsene viser at det er opp til 25 m med løsmasser. Løsmassene i dette området består av siltig leire, med stedvis innslag av tynne silt- og sandlag. Det er også et øvre tørrskorpelag med tykkelse på 2-4 m. Det er utført laboratorieundersøkelser av leira, som indikerer middels fast til fast leire, med udrenert skjærstyrke (S_u) mellom 36 og 72 kPa. Etter brudd og deformasjon av leira, er den omrørte skjærstyrken (S_r) målt mellom 2 og 15 kPa. I følge Faggruppe for Geoteknikk (2018) vil leiras sensitivitet (S_u/S_r), dermed variere fra 2,4 til 36. Leira er klassifisert som meget sensitiv ved $S_u/S_r > 30$, noe som vil tilsi at leira i dette området kan være kvikk.



Figur 7.28: Prinsipp for totalsondering (NGF, 1994).

7.4.4 Kjerneboringer

Det har blitt utført kjerneboringer for å undersøke bergkvaliteten og kartlegge orienteringen av tre av de antatt mektigste svakhetssonene. Figur 7.23 viser omtrentlig plassering av de tre kjerneborhullene KB1, KB2 og KB3. Borhullenes lengde er henholdsvis 199, 111 og 106 meter. Kjerneboringene ble utført ved å bore gjennom berget for å hente ut kjerneprøver til analyse. Kjerneprøvene ble deretter lagt i kasser etter meter-seksjoner som vist i figur 7.29. Etter dette ble kjerne logging utført med kartlegging av oppsprekingsgrad og bergkvalitet etter Q-systemet.

Formålet med kjerneboringene var ifølge Sweco (2013) å undersøke de to mektige lavhastighetssoner som ble påvist med refraksjonsseismikk ved Kvernsletta (KB1 og KB2), i tillegg til en mektig sone med lav resistivitet ved (KB3). Kjerneboringene viser at bergmassen i de antatte svakhetssonene er dårlig, der brede oppknuste soner er fremtredende. Det er også registrert mange sprekker med leiromvandling, i tillegg til at tilsynelatende intakt berg er gjennomforvitret og smuldrer opp ved berøring. Kjerneboringene viser også en gradvis overgang til intakt sideberg i svakhetssonene.

Det ble utført vanntapsmålinger, såkalt lugeon testing, langs hele borhullets lengde i forbindelse med de tre kjerneboringene. Målingene ble utført i seksjoner i borehullet på 9 til 21,7 m, for å undersøke bergets hydrauliske konduktivitet. To målinger i hver seksjon ble utført med vanntrykk på 2 til 10 bar/cm. Vanntapet ble derfor registrert over oppdelte seksjonene, og ikke langs enkeltsprekker, som er mer realistisk. Resultatet fra lugeon testingen viser at bergmassen har generelt lav hydraulisk konduktivitet, med unntak av to sprekkesoner i kjerneborhull KB1, med moderat hydraulisk konduktivitet på opp mot 9,7 Lugeon.



Figur 7.29: Kjerneborhull KB-1, seksjon 0-14 m fra prosjektet rv. Dagslett - Linnes (NGI, 2016).

Ingeniørgeologiske vurderinger

Som en del av denne oppgaven er det utført ingeniørgeologiske vurderinger av nye Vikertunnelen. Vurderingene er basert på berggrunnsgeologien i området, erfaringer fra nærliggende anlegg, feltundersøkelser og tidligere utførte undersøkelser. Først vil stabilitet og sikring av tunnelen bli vurdert på bakgrunn av berggrunnens sprekkesystemer, svakhetssoner, bergspenninger og bergoverdekning. Forventede spenningsforhold i området vil bli vurdert ved hjelp av tilbakeberegning av spenningsmålingene fra kloakktunnelen fra Dunekedalen til Fjell. Dette vil bli brukt for å anslå om bergspenningsproblemer er å forvente ved driving av tunnelen.

Bergmassekvaliteten i svakhetssonene og soner med antatt liten bergoverdekning vil bli vurdert ut i fra litteratur og tidligere utførte undersøkelser. På grunnlag av vurderingene, vil antatt forventet bergmassekvalitet og bergsikring langs tunneltraseen bli bestemt. I dette kapitlet vil også en senkning av tunneltraseen bli presentert, og hvilke konsekvenser dette kan medføre for stabilitet og sikring. Deretter vil vurdering av innlekkasje og injeksjon langs tunneltraseen bli presentert. Dette omfatter strekninger langs traseen hvor innlekkasje kan føre til store konsekvenser, og som bør ha strenge krav til tetthet.

8.1 Vurdering av stabilitet og sikring

8.1.1 Konsekvenser av sprekkesystemer

Det er i hovedsak funnet tre sprekkesett pluss tilfeldige sprekker i drammensgranitten gjennom sprekkemålinger som er utført i forbindelse med feltarbeid. Figur 8.1 viser strøk- og fallretning av totalt 86 målinger som er utført i drammensgranitt under feltkartlegging. I tillegg anvises retning til største og minste horisontalspenning i sprekkerosa. De dominerende sprekkesettene er S1 og S2, der S1 har fall på 80-90° mot NV, og S2 har fallretning mot SSV med fall på 70-90°. Det horisontale sprekkesettet S3 varierer i fall og fallretning, og er vanskelig å definere.

Figur 8.3 viser kart over tunneltraseen, der sprekkemålingene er oppdelt etter delstrekninger, som forklart i kapittel 7.1. Tunnelaksen vil generelt danne en vinkel over 25° med de dominerende sprekkesettene, noe som er gunstig for stabiliteten. Dersom tunnelaksen er orientert tilnærmet parallelt med sprekker, vil ustabile blokker kunne dannes ved hjelp av avskjærende sprekker fra de

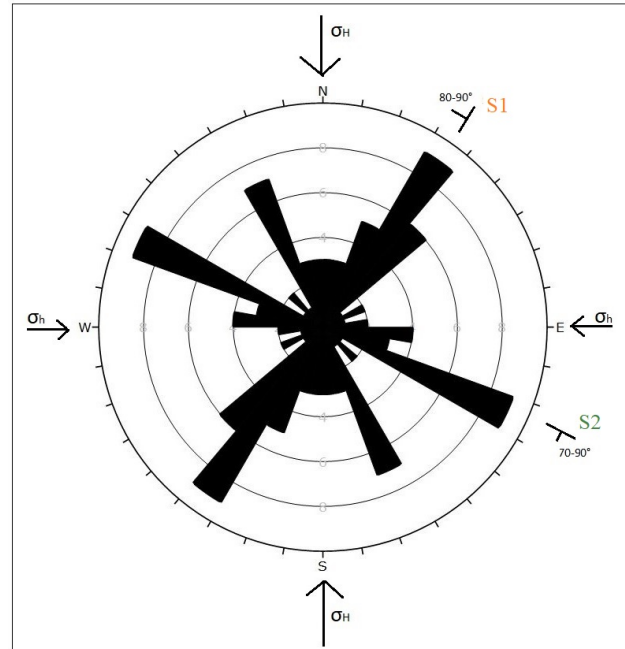
andre sprekkesettene. Dette kan være tilfelle for område rundt feltlokalitet nr. 20-23 (kapittel 7.1, figur 7.2), der sprekkesettene ikke er like tydelig definert.

Det subhorisontale sprekkesettet S3 kan tolkes som overfalteparallele sprekker, såkalt eksfoliasjonssprekker. Disse sprekkene kan ha oppstått som følge av trykkavlastning ved landheving og erosjon av overliggende masser. Sprekkene kan være åpne og dominerende i øvre del av bergmassen, mens ved større dyp fører økende trykk fra overliggende masse til at sprekkene lukkes. Sprekkesett S3 vil kombinert med sprekkesett S1 og S2 kunne føre til nedfall av løse blokker i heng. Ved befaring av den eldre jernbanetunnellen som beskrevet i kapittel 7.1, resulterte store mengder blokknedfall fra hengen i at bergsikringen måtte rives.

Den eldre jernbanetunnelen har en overdekning på ca. 10-20 m, der det subhorisontale sprekkesettet kan være medvirkende faktor til den store mengden blokknedfall. For Vikertunnelen antas det at områder med overdekning opp til 20-30 m vil være sterkt påvirket av det horisontale sprekkesettet. Det vil si at ved ca. pel 2170-2290 (avhengig av løsmassemekktighet), ca. pel 5700 og ca. 6700-6875, vil det horisontale sprekkesettet kunne føre til økt nedfall i hengen. Økt bergsikring vil dermed kunne bli nødvendig for å oppnå tilstrekkelig stabilitet. Ved disse områdene blir antall sprekkesett etter Q-metoden satt til $J_n = 9-12$.

Sprekkflatens karakter vil også innvirke på blokk-stabiliteten, som beskrevet i kapittel 3.3. Sprekkesettene som ble observert under feltkartlegging hadde stort sett ru og ujevn overflate uten sprekkfylling, noe som er gunstig for stabiliteten. Erfaringer fra nærliggende anlegg tilsier at vertikale slepper med innhold av grus og leire ikke er fremmed i Drammensområdet. Ved Fosskolltunnelen finnes slike slepper med NV-SØ strøkretning. Det horisontale sprekkesettet inneholder også stedvis et tynt leirbelegg eller soner med leire i horisontale lag.

Det vil ikke være usannsynlig at sprekkesettene S1, S2 og S3 kan ha samme karakter som i de nærliggende anleggene. Det vil si at sprekker med innhold av sleppemateriale kan forekomme langs Vikertunnelen. Dette vil redusere stabiliteten, og vil kunne føre til problemer med nedfall. Sprekkesett S2 som stryker NV-SØ, kan sammenfalle med de vertikale leirsleppene fra Fosskolltunnelen, da disse ligger geografisk nært.



Figur 8.1: Sprekkerose med sprekker registrert i granitt (86 målinger), i tillegg til anvisning av hovedspenningsretninger.



Figur 8.2: Sone med oppsprukket diabas langs den gamle jernbanelinja for Drammensbanen. Foto: Roger Olsson 29.03.2020.

I følge kapittel 6 opptrer nær vertikale ganger av diabas stedvis i bergmassen. Som beskrevet i kapittel 7.1, ble det observert diabas i nærheten av ca. pel 3300. Erfaringer viser til at diabasen er tettere oppsprukket enn drammensgranitten, i tillegg til redusert friksjon mellom gangbergart og sideberget. Kryssing av diabasganger kan derfor medføre økt bergsikring, i tillegg kan økt innlekkasje forekomme. Et eksempel på diabasgang, ikke langt fra tunneltraseen vises i figur 8.2. Opptreden av slike oppknuste soner med gangbergarter forventes ved driving av Vikertunnelen.

Tabell 8.1 viser registreringer av sprekkenes karakter i felt etter Q-systemet. Registreringene er utført i intakt berg, og vil utgjøre grunnlaget for beregning av Q-verdi for bergmassen langs tunneltraseen utenom de forventede svakhetssonene. Dersom sprekkenes har innhold av grus eller leire, vil tall for sprekkefylling (J_a) øke, slik at Q-verdien blir redusert. Tall for sprekkefylling medfører der med stor usikkerhet i beregning av Q-verdi.

Tabell 8.1: Klassifisering av sprekkenes karakter etter Q-systemet

Feltlokalitet	1	2	3	20	22	23
ca. Pel	6700	6550	6200	3995	3225	2900
Bergart	Granitt, grovk.	Granitt, grovk.	Granitt, grovk.	Granitt grovk.	Granitt grovk.	Granitt grovk.
RQD	80-90	80-90	90	90	90	90
Jn	9-12	9	9-12	9	9	6
Jr	1,5	1,5	1,5	3	1,5-3	1,5
Ja	1	1	1	1-2	1-2	1-2

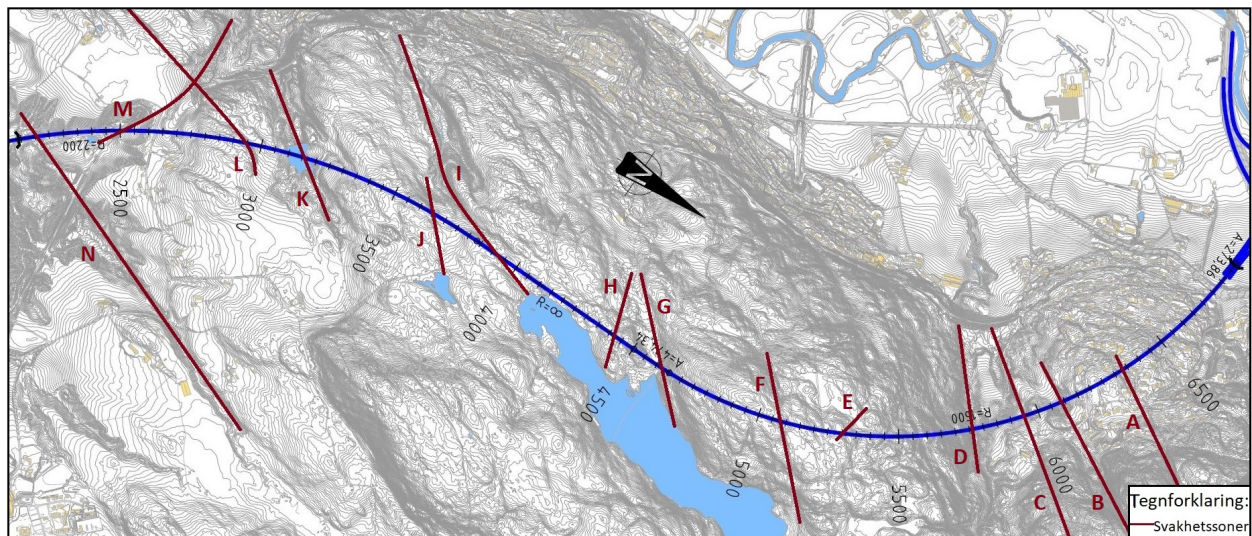


Figur 8.3: Kart over tunneltraseen med tilhørende sprekkerose. Figuren er utarbeidet i ArcGIS Pro.

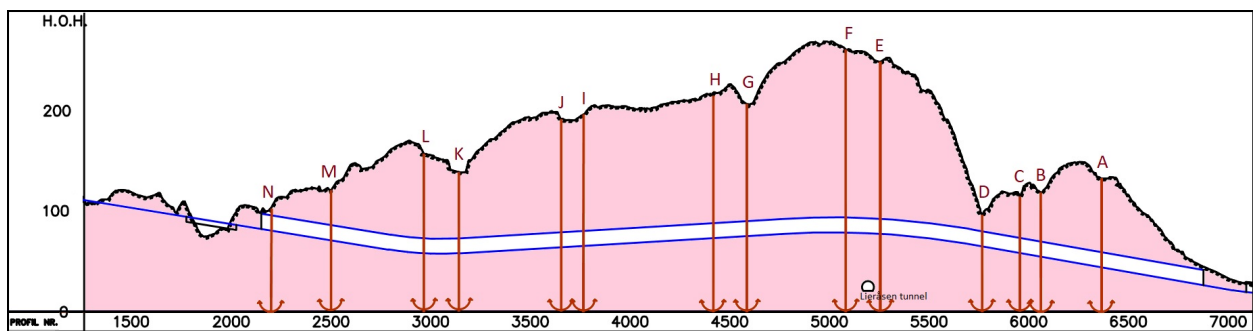
8.1.2 Konsekvenser av svakhetssoner og dypforvitring

Det er forventet å treffe på ca. 14 antatt mektige svakhetssoner i forbindelse med driving av Vikertunnelen. De forventede svakhetssonene er vist i plan i figur 8.4 og i profil i figur 8.5. De antatt forventede svakhetssonene langs Vikertunnelen er vurdert basert på kart, observasjoner i terrenget, erfaringer fra nærliggende anlegg og fra grunnundersøkelser som er gjort i forbindelse med byggeplan for rv. 23 Dagslett-Linnes. Som beskrevet i kapittel 3.4, medfører svakhetssoner ofte stabilitetsproblemer ved driving av tunnel, og tyngre bergsikring blir ofte benyttet for å oppnå til-

strekkelig stabilitet. Driving gjennom svakhetssoner medfører dermed økte kostnader, og det vil derfor være viktig å avdekke sonene ved et tidlig stadiet.



Figur 8.4: Oversikt over forventede svakhetssoner i plan langs Vikertunnelen, der sonene er markert med rød strek med tilhørende bokstav.



Figur 8.5: Oversikt over forventede svakhetssoner i profil langs Vikertunnelen, der sonene er markert med rød strek med tilhørende bokstav. Figuren er utarbeidet i AutoCAD.

Det finnes ingen målinger av svakhetssonenes fall og fallretning, men det antas at sonene er mer eller mindre vertikale, ettersom erfaringer fra Lieråstunnelen tilsier at svakhetssonene i det samme området er nokså vertikale (kapittel 6). Hovedtrekket til de forventede svakhetssonene langs Vikertunnelen, er at de fleste er orientert i retning NNØ-SSV. I følge erfaringer fra Lieråstunnelen, er svakhetssoner i NNØ-SSV retning en del av et eldre forkastningssystem, som kategoriseres som knusningssoner med innhold av tett oppknust og forvitret berg. Det er også erfart at svelleleire stedvis opptrer som bergartsbestanddel i svakhetssonene i NNØ-SSV retning, og at ustabiliteter som følge av svelleleire som regel ikke oppstår umiddelbart etter sprengning.

Svakhetssonene kan se ut til å sammenfalle med de ØNØ-VSV orienterte tektoniske bruddsonene fra lineamentskartet over Sør-Norge som beskrevet i kapittel 3.4, vist i figur 3.7. I følge

kjerneboringer utført i forbindelse med prosjektet rv. 23 Dagslett - Linnes, viser boreloggene at det er en gradvis overgang mellom oppknust materiale og intakt sideberg. Sonene tolkes derfor som knusningssoner som har blitt til ved tektonisk aktivitet. Bruddsoner dannet ved forkastingsaktivitet kan som beskrevet i kapittel 3.6 inneholde svelleleire pga. hydrotermal tilførsel. Det er i tillegg sannsynlig at dypforvitring preger området, der figur 3.10 i kapittel 3.5 viser at det er sannsynlig dypforvitring i området ved Sprengstoffdammen, Skapertjern og ved Reistad. Dypforvitrede svakhetssoner preges ofte av svelleleire i tillegg til sterkt oppknust materiale.

Det er mest gunstig å krysse svakhetssoner med størst mulig vinkel, dvs. vinkelrett på tunneltraseen, slik at sonen blir kortest mulig å drive gjennom. Som angitt i tabell 8.2, krysser svakhetssonene tunneltraseen med en vinkel på 30° til 85°. Flere av de antatt største svakhetssonene ved Reistad (B-D) krysser tunneltraseen med stor vinkel, og vil dermed ha mest gunstig orientering. De antatt store svakhetssone I og L krysser tunneltraseen med 30-35°, og har dermed noe ugunstig orientering. Disses sonene kan dermed medføre stabilitetsproblemer over en lengre distanse, og dermed kreve økt bergsikring. De resterende svakhetssonene antas å krysse tunnelen med moderat til stor vinkel.

Tabell 8.2: Forventede svakhetssoner langs tunneltraseen.

Svakhetssone	Profilnr.	Orientering	Tunnelorientering	Vinkel til tunneltrase
A	6350	N035Ø	N115Ø	80°
B	6070	N025Ø	N110Ø	85°
C	5950	N040Ø	N125Ø	85°
D	5750	N045Ø	N120Ø	85°
E	5300	N095Ø	N135Ø	40°
F	5100	N040Ø	N160Ø	60°
G	4600	N045Ø	N185Ø	40°
H	4400	N070Ø	N180Ø	70°
I	3800	N040Ø	N005Ø	35°
J	3650	N050Ø	N180Ø	50°
K	3150	N040Ø	N170Ø	50°
L	2950	N015Ø	N165Ø	30°
M	2500	N110Ø	N150Ø	40°
N	2200	N015Ø	N140Ø	55°

Beskrivelse av forventede svakhetssoner

I tabell 8.3 er det gitt en beskrivelse av svakhetssone A-N som antas å krysse tunneltrassen. Antatt mektighet av sonene er tolket basert på kart og observasjoner, i tillegg er resultater fra grunnundersøkelser i forbindelse med byggeplan for rv. 23 Dagslett-Linnes brukt for å vurdere sonene I-N. Beskrivelsene av sonene varierer ut i fra tilgjengelig informasjon.

Tabell 8.3: *Beskrivelse av forventede svakhetssoner langs traseen.*

Svakhetssone	Antatt mektighet	Beskrivelse / vurdering
A	ca. 5 m	Sonen er tolket ut i fra kartstudie, og vurderes som en depresjon i terrenget i forbindelse med Stuvstjern. Sonen ligger på tvers av boligfeltet på Reistad, og vil kunne føre til økt behov for bergsikring.
B	ca. 25 m	Sonen er tolket ut i fra kartstudie og observasjoner i felt, og vurderes som en depresjon i terrenget i forbindelse med Stuvstjern og den store fordypningen sør-øst for Reistad. Det er ikke observert tett oppsprukket bergmasse, men en bratt skrent i terrenget som fører ned i fordypningen, noe som kan indikere en forkastningszone. Det er usikkert hvordan bergmassens forløp mot dypet ser ut, og det anbefales å gjøre grunnundersøkelser for å undersøke bergmassekvalitet og mektighet. Sonen kan føre til økt bergsikring og vannlekkasjer kan også forekomme.
C og D	ca. 25 m og ca. 25 m	Sonene er tolket ut i fra kartstudie og observasjoner i felt, og vurderes som depresjoner i terrenget i forbindelse med den store fordypningen sør-øst for Reistad. Sonene er tydelig avgrenset av bratte skrenter, mens fordypningen er stedvis tett vegetert. Tett oppsprukket bergmasse er observert langs bekkene i fordypningen. Mellom sone C og D er det en liten forhøyning i terrenget med tett vegetasjon. Det er uvisst om det eksisterer en svakhetssone langs hele fordypningen fra sone C til D. Som beskrevet i kapittel 3.5, er området preget av dypforvitring, og sonene C og D ser ut til å sammenfalle med sannsynlig dypforvitring i figur 3.10. Grunnundersøkelser med kjerneboring og seismikk bør utføres for å avdekke sones mektighet og bergmassekvalitet. Sonene kan føre til økt bergsikring og vannlekkasjer kan også forekomme.
E	ca. 2-3 m	Sonen er tolket ut i fra kartstudie og observasjoner i felt, og vurderes som en mindre depresjon i terrenget som kan opptre som en svakhetssone i dypet.
F	ca. 2-3 m	Sonen er tolket ut i fra kartstudie og observasjoner i felt, og vurderes som en mindre depresjon i terrenget som kan stå i kontakt med Skapertjern.
G	ca. 25 m	Sonen er tolket ut i fra kartstudie og observasjoner i felt, og vurderes som en større depresjon i terrenget som kan stå i kontakt med Skapertjern. Tunneltraseen er i dette området svært tett på Skapertjern, og økt innlekkasje kan derfor forekomme.

H	ca. 1 m	Sonen er tolket ut i fra kartstudie og observasjoner i felt, og sammenfaller med sår i terrenget fra molybdengruvene. Det er uvisst hvordan molybdenårene forløper mot dypet, men det kan være mulig at tunnelen møter på årer med molybden i dette området.
I	ca. 55 m	Sonen er tolket ut i fra kartstudie og observasjoner i felt, i tillegg til grunnundersøkelser fra rv. 23 Dagslett-Linnes. Sonen vurderes som en større depresjon i terrenget i forbindelse med Skapertjern. Depresjonen er avgrenset av en bratt skrent mot NV, mens fordypningen består av tett oppsprukket bergmasse. Resistivitetsverdiene målt i tilsvarende sone for prosjektet rv. 23 Dagslett-Linnes, er lave - mellom 500Ω og 1000Ω. Det er i tillegg målt høye IP-verdier, som tilsier at sonen inneholder spesielt dårlig berg med leiromvandling. Dette kan tyde på at området er preget av dypforvitring. Det er også gjort kjerneboringer i nærheten av tilsvarende sone, som viser tett oppknust og forvitret bergmasse med hyppig opptreden av leire på sprekker. Vanntapsmålingene viser at sonen har lav permeabilitet, men siden Vikertunnelen vil påtreffes sonen nærmere Skapertjern, vil det være forventet at sonen kan medføre økt innlekkasje. Sonen vil også påtreffes med liten vinkel (ca. 35°), som gjør at sonen kan være omfattende og medføre økt bergsikring.
J	ca. 25 m	Sonen er tolket ut i fra kartstudie og observasjoner i felt, og vurderes som en større depresjon i terrenget i forbindelse med tjernet sør for Skapertjern. Det kan se ut som at sonen sammenfaller med sone I vest for tunneltraseen, og undersøkelser bør bli utført for å avdekke bergmassekvalitet og mektighet av svakhetssonen.

K	ca. 50 m	<p>Sonen er tolket ut i fra kartstudie og observasjoner i felt, i tillegg til grunnundersøkelser fra rv. 23 Dagslett-Linnes. Sonen vurderes som en stor depresjon i forbindelse med Sprengstoffdammen. Det er påvist flere lavhastighetssoner i nærheten av denne sonen på ca. 16 m, 11 m og 30 m dyp. De seismiske hastighetene varierer fra 2040 til 3300 m/s. Kjerneborhull fra området rundt Kvernsletta, vurderes å stå i kontakt med depresjonen mot Sprengstoffdammen, og viser gjennomgående oppsprukket berg som i stor grad er forvitret og omvandlet. Leiromvandlede sprekker og leirslepper på 3-5 cm er stedvis registrert, og den største knusningssonen i borhullet er ca. 10-11 m bred. Sweco (2013) beskriver at magnetiske målinger som er utført i denne sonen indikerer omfattende dypforvitring. Vanntapsmålinger viser veldig lav til moderat permeabilitet, hvor de høyeste Lugeonverdiene ble målt i de øverste 80 m av borhullet. Det er antatt av sonen vil medføre økt bergsikring og at vannlekkasjer kan forekomme.</p>
L	ca. 1 m	<p>Sonen er tolket ut i fra kartstudie, i tillegg kan den vurderes som tilsvarende sone som beskrevet som sone O i rapporten fra prosjektet rv. 23 Dagslett-Linnes. ERT-målinger fra denne sonen viser resistivitetsverdier ned mot 500Ω, som er svært lave verdier og som kan tyde på svært oppkjust bergmasse. Sonen kan føre til behov for økt bergsikring.</p>
M	ca. 30-40 m	<p>Sonen er tolket ut i fra kartstudie, i tillegg kan den vurderes som tilsvarende sone som beskrevet som sone G i rapporten fra prosjektet rv. 23 Dagslett-Linnes. Sonen kan stå i kontakt med gårdsdammen ved Enga og følge depresjonen mot Kvernsletta. Kjerneborhull og refraksjons-seismiske undersøkelser har blitt utført ved Kvernsletta. De seismiske profilene indikerer to lavhastighetssoner på ca. 50 og 30 m i forbindelse med svakhetssonen (3500-3800m/s). Kjerneborhull KB2 er boret gjennom sonen, og viser tett ca. 30 m med oppsprukket berg med innhold av leire i midtre del av hullet. Vikertunnelen kan påtreffe denne sonen, og økt behov for økt bergsikring kan forekomme.</p>

N	ca. 2-3 m	Sonen er tolket ut i fra kartstudie, og ser ut til å sammenfalle med Dauerudbekken. Den antatte sonen ser ut til å kunne treffe tunnelen ved påhuggsområde eller område med liten overdekning, og kan medføre stabilitetsproblemer og økt bergsikring.
---	-----------	--

Forventet bergmassekvalitet i svakhetssoner

Informasjon fra de nærliggende anleggene og tidligere utførte undersøkelser ligger til grunn for vurdering av bergmassekvaliteten i svakhetssonene A-N etter Q-systemet. Siden tunneltraseen for Vikertunnelen krysser eksisterende Lieråstunnel, vil det være naturlig at de forventede svakhetssonene langs Vikertunnelen vil ha tilsvarende karakter som svakhetssonene registrert ved driving av Lieråstunnelen. Svakhetssonene som er orientert NNØ-SSV retning, antas dermed å inneholde oppknust og forvitret berg, med stedvis innhold av svelleleire. Dette gjelder for alle svakhetssonene A-N, med unntak av sone E og M.

Antatte Q-verdier for svakhetssonene er angitt i tabell 8.4. Det er ikke registrert Q-verdier i Lieråstunnelen, da tunnelen ble drevet før Q-systemet ble utviklet. Da 3700 m av Lieråstunnelen ble sikret med full betongutstøpning, spesielt i forbindelse med svakhetssoner, er det grunn til å anslå svært lave Q-verdier, tilsvarende bergmasseklasse E-F. Det antas at bergmassen er tett oppsprukket i svakhetssonene, slik at oppsprekkingsfaktoren for bergmassen er satt til $RQD = 25-50$. Svakhetssonenes sprekkesett vurderes til å variere fra tre pluss tilfeldige sprekker til fullstendig knust berg, slik at tall for sprekkesett er satt til $J_n = 12-10$.

Sprekkesetnet i svakhetssonene antas å være ru og ujevn i småskala og plan i mellomskala til glidespeil, slik at sprekkeruhetstall er vurdert til $J_r = 1,5-0,5$. Sprekkefylling i svakhetssonene antas å variere fra svakt omvandlede sprekkeflater til soner og bånd av knust berg eller leirfylling. Tall for sprekkefylling er derfor vurdert til $J_a = 2-6$. Ved beregning av Q-verdi for svakhetssonene antas det at forinjeksjon utføres og at svakhetssonene tettes tilstrekkelig. Verdi for J_w er derfor satt til 1, ettersom det antas at det skal utføres injeksjon rundt tunnelen dersom lekkasje oppstår.

Bergspenningsfaktoren SRF er vurdert til 2,5 til 10 etter Q-håndboka. Bergspenningsfaktoren for de antatt største svakhetssonene i tilknytning til fordypningen ved Reistad, Skapertjern og Sprengstoffdammen er vurdert til $SRF=10$, da det er forventet dypforvitring med hyppig opptreden av soner med leire eller kjemisk forvitret berg. For de resterende svakhetssonene er bergspenningsfaktoren vurdert til $SRF=2,5$ da det antas at dette er enkeltstående svakhetssoner med eller uten leire eller forvitret berg.

Tabell 8.4: Klassifisering av svakhetssoner etter Q-systemet

RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q-verdi	Bergmasseklasse
25-50	12-20	0,5-1,5	2-6	1	2,5-10	0,01-1,25	F-D (E)

$Q=1,25$ er akkurat innenfor bergmasseklasse D (kapittel 3.8, figur 3.14), men siden denne verdien er “best-case” scenario, vurderes svakhetssonenes bergmassekvalitet til å ligge innenfor klasse F og E som tilsvarer ekstremt dårlig berg og svært dårlig berg. Siden det ikke er utført grunnundersøkelser av svakhetssonene langs Vikertunnelen, medfører vurderingene store usikkerheter. Det kan også tenkes at de forventede svakhetssonene inneholder soner med varierende bergmassekvalitet, der sonens kjerne ofte er mest oppkust. Det antas at deler av svakhetssonen vil tilhøre bergmasseklasse F, men siden sonene ikke blir detaljert inndelt, vurderes de antatt mest kritiske sonene ved Reistad, Sprengstoffdammen og Skapertjern (C, D, I, K) til bergmasseklasse F, mens de resterende sonene vurderes til bergmasseklasse E.

I følge Statens vegvesen (2010) kan Q -verdier i mange tilfeller direkte relateres til seismisk hastighet fra refraksjonsseismiske undersøkelser. Dersom seismisk hastighet (V_p) > 4500 m/s, er ofte Q -verdi > 10 , mens dersom $V_p < 3500$ m/s, er som regel Q -verdi < 1 . Tidligere utførte undersøkelser viser at refraksjonsseismiske hastigheter i tilknytning til svakhetszone K og M < 3500 , og Q -verdiene for disse sonene er derfor mest sannsynlig < 1 . Til sammenlikning er det registrert Q -verdier under driving av Kleivenetunnelen, der en knusningssone uten innhold av svelleleire ble vurdert til $Q=0,9$, mens knusningssonene med innhold av svelleleire ble estimert til $Q=0,09$. Disse verdiene ligger også innenfor bergmasseklasse F og E etter Q -systemet. Fra kjerneborhullene i kapittel 7.4, viser kjerneloggene at bergmassekvaliteten i svakhetssonene er varierende, men at hovedtyngden av Q -verdier i kjerneborhullene ligger innenfor klasse E-C.

8.1.3 Forventede bergspenningsforhold

Erfaringer fra flere av de nærliggende anleggene rundt Vikertunnelen gir indikasjoner på at høye horisontalspenninger er å forvente. Høye horisontalspenninger kan føre til bergslag og sprakeberg ved driving av tunnel. Som beskrevet i kapittel 3.7, har erfaringer fra tunnelprosjekter i Norge vist at bergslag kan forekomme dersom største hovedspenning er ca. $1/5$ av bergmassens styrke. Bergspenningsforholdene er avgjørende for tunnelstabilitet og sikring, og vil i denne oppgaven både inngå i estimering av Q -verdi og i numerisk analyse.

Forholdet mellom vertikal- og horisontalspenning

Både den geologiske historien fra Oslofeltet og erfaringer fra de nærliggende anleggene tilsier at orientering av største hovedspenningen ($\sigma_1 = \sigma_H$) er orientert N-S i horisontalplanet. De høye horisontalspenningene er mest sannsynlig et resultat av gravitasjonsspenninger (ca. $1/3$ av vertikalspenningene) i tillegg til tektoniske spenninger og residualspenninger fra bergartens størkningsprosess. For å vurdere forholdet mellom vertikal- og horisontalspenning (k -verdi) i området, er det brukt tilbakeberegning av målte bergspenninger i en kloakktunnel som går fra Dunkedalen til Fjell i Drammen. I følge Hoek og Brown (1980) kan k -verdi beregnes ved hjelp av faktorer for vegg og tak ved forskjellige åpninger, som vist i figur 8.6. Ved hjelp av detaljerte spenningsanalyser, er det funnet korrelasjoner mellom vertikal- og tangentialspenninger, slik at k -verdi kan beregnes ved følgende uttrykk:

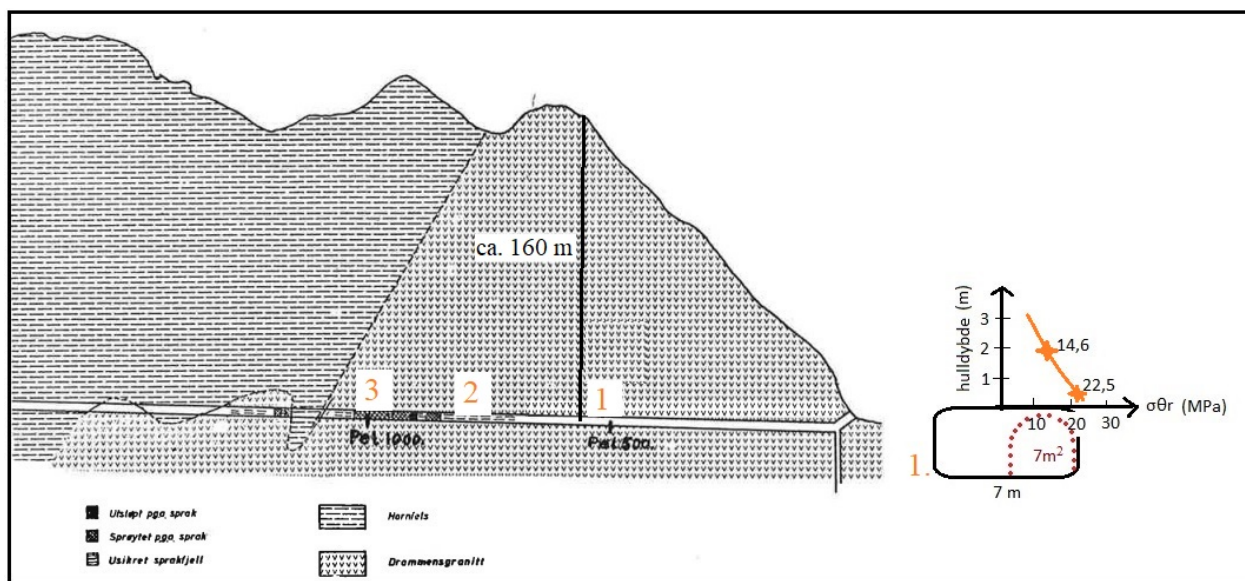
$$\text{Tangentialspenning i tak: } \sigma_{\theta r} = (A \cdot k - 1)\sigma_z \quad (8.1)$$

$$\text{Tangentialspenning i vegg: } \sigma_{\theta w} = (B - k)\sigma_z \quad (8.2)$$

	Tunnel shape								
A	5.0	4.0	3.9	3.2	3.1	3.0	2.0	1.9	1.8
B	2.0	1.5	1.8	2.3	2.7	3.0	5.0	1.9	3.9

Figur 8.6: Faktorverdier for A og B for forskjellige typer åpninger i undergrunnen (Hoek og Brown, 1980).

I følge Heltzen (1978) er det utført spenningsmålinger ved ulike hulldybder tre steder i kloakktunnelen. Figur 8.7 er modifisert etter informasjon fra Heltzen (1978), der spenningsmålinger er utført i tunnelhengen ved ca. nummer 1, 2 og 3. Som beskrevet i kapittel 6, er det stor variasjon i de målte berspenningene. Generelt er spenningene størst nærmest hengen, og avtar innover i borhullet, noe som samsvarer godt med fordeling av tangentialspenninger ved høye horisontalspenninger. Spenningsmålingene i punkt nr. 2 og 3 ble utført i kloakktunnelen med et tverrsnitt på 7 m². I punkt nr. 1 ble berspenningsmålingene utført i en 7 m bred nisje, der det ikke var antydning til sprakeberg. Størst spenning målt i dette punktet var 22,5 MPa, 15 cm fra tunnelhengen.



Figur 8.7: Modifisert figur fra Heltzen (1978), der profil av kloakktunnelen fra Dunkedalen til Fjell med punkt for spenningsmålinger er illustrert. Til høyre er nisjen for spenningsmålinger i nr. 1 illustrert, mens tunneltverrsnittet er vist med stiplet rød linje.

Tangentialspenningene i taket økte kraftig fra målepunkt 1 til 3, der de største spenningene ble registrert ved ca. punkt nr. 3. Dette punktet ligger rett ved antatt bergartsgrense mellom granitt og hornfels. Det var stor sprakeaktivitet både ved punkt nr. 2 og 3, og de største spenningene ble målt til henholdsvis 74 MPa og 91,9 MPa. Heltzen (1978) beskriver også at sprakeaktivitet oppstod etter den første kryssing av bergartsgrensen, som vist i figur 8.7. Siden spenningene øker mot punkt nr. 3, kan det se ut til at overgangen mellom granitt og hornfels påvirker spenningsbildet. Det er derfor valgt å benytte spenningsmålinger fra punkt nr. 1 for tilbakeberegninger av spenninger, da målingene herfra er tolket å ikke være påvirket av bergartsgrensen, men stammer fra granittens størkningsprosess og historie.

For å tilbakeberegne k-verdi ved punkt nr. 1, er spenningsmålingen som viser 22,5 MPa benyttet som tangentialspenning i tak (σ_{θ_r}) da denne målingen er nærmest tunnelkonturen. For å beregne vertikalspenningen ved punkt nr. 1, er bergmassens densitet (ρ) er satt til 2650 kg/m³, som i følge Nilsen (2016) er normal densitet for granitt. Bergoverdekningen til kloakktunnel ved spenningsmålingene (z) er ca. 160 m etter figur 8.7. Utregning av vertikalspenning følger likning 8.3 og resulterer i $\sigma_z = 4,2$ MPa.

$$\sigma_z = \rho \cdot g \cdot z \quad (8.3)$$

Ved utregning av k-verdi er likning 8.1 brukt. Faktorverdi for A er satt til 1,8, da dette profilet best tilsvarer nisjen der spenningsmålingene ble utført. Det er usikkerhet vedrørende bruk av faktorverdi 1,8 for nisjen, da nisjen er vesentlig større enn kloakktunnelens tverrsnitt på 7 m² som illustrert i figur 8.7. Det antas derfor at spenningsmålingene som er utført i taket av nisjen er påvirket av nisjens tverrsnitt, og ikke tunnelens.

Tabell 8.5: Beregning av k-verdi.

σ_{θ_r} [MPa]	σ_z [MPa]	A	k-verdi
22,5	4,2	1,8	3,5

Tabell 8.5 viser beregnet k-verdi, som videre er brukt i beregning for spenninger i Vikertunnelen og i de numeriske analysene. K-verdi på 3,5 tyder på at bergmassen preges av store horisontale spenninger som følge av både tektoniske spenninger og residualspenninger. Tilbakeberegningen av k-verdien inneholder store usikkerheter, i tillegg til at lokale forskjeller fra bergmassen ved kloakktunnelen til Vikertunnelen kan være store. Det er likevel et område som preges av store horisontale spenninger, og en k-verdi på 3,5 er ikke helt usannsynlig.

Ved å analysere de nærliggende anleggene, har det kun vært utfordringer med sprakeberg i Lieråstunnelen og i kloakktunnelen fra Dunkedal til Fjell. Som beskrevet i kapittel 6 ble det observert knitring i berget ved driving av Strømsåstunnelen, uten at det oppstod særlig utfordringer med sprakeberg. Bergoverdekningen er varierende for de nærliggende anleggene, der Lieråstunnelen og kloakktunnelen er plassert nesten 100 m dypere enn de resterende anleggene som er beskrevet i kapittel 6. Lieråstunnelen og kloakktunnelen preges dermed av større spenninger enn de grunnere tunnelene, noe som kan forklare bergspenningsproblemene.

Ved å analysere de nærliggende anleggene, har det kun vært utfordringer med sprakeberg i Lieråstunnelen og i kloakktunnelen fra Dunkedal til Fjell. Som beskrevet i kapittel 6 ble det observert knitring i berget ved driving av Strømsåstunnelen, uten at det oppstod særlig utfordringer med sprakeberg. Bergoverdekningen er varierende for de nærliggende anleggene, der Lieråstunnelen og kloakktunnelen er plassert nesten 100 m dypere enn de resterende anleggene som er beskrevet i kapittel 6. Lieråstunnelen og kloakktunnelen preges dermed av større spenninger enn de grunnere tunnelene, noe som kan forklare bergspenningsproblemene.

Både Lieråstunnelen-, Strømsåstunnelen- og kloakktunnelens akse er orientert ca. 50-80° med σ_H ,

mens for Kleivenetunnelen og Fosskolltunnelen er aksene orientert i underkant av 30° med σ_H . Tunnelenes akseretning er avgjørende for fordeling av tangentialspenninger rundt konturen (kapittel 3.7), der tunnelene med akseretning 50-80° med σ_H , vil oppleve større spenningskonsentrasjon i hengen fordi σ_H bidrar til store tangentialspenninger. Dette kan i tillegg til større bergoverdekning delvis forklare hvorfor problemer med sprakeberg var fremtredende i kloakktunnelen og Lieråstunnelen.

Orienteringen til Vikertunnelens akse varierer, der hoveddelen av traseens akse ligger i N-S retning, mens traseen ved Reistad er orientert ca. Ø-V. Siden største hovedspenning er orientert ca. N-S, vil store deler av Vikertunnelens akse være orientert ca. langs største horisontalspenning. Dette er en gunstig situasjon, da σ_h og σ_v vil definere hvordan tangentialspenningen blir fordelt rundt konturen. Fra området rundt ca. pel 5000 til tunnelpåhugget ved Reistad, vil tunnelaksen være orientert ca. NV-SØ til Ø-V. Her vil mest sannsynlig σ_H påvirke spenningsfordelingen rundt tunnelåpningen, og kunne føre til spenningskonsentrasjon i tunnelhengen og sålen. Spenningsavlastning i veggene kan også oppstå i disse områdene. Det antas derfor at tunneltraseen fra ca. pel 5000 til påhugg ved Reistad vil ha større sannsynlighet for bergspenningsproblemer.

For å vurdere om bergslag kan forekomme i Vikertunnelen, er det tatt utgangspunkt i to strekninger etter den petrografiske inndelingen beskrevet i kapittel 7.2.3 fra ca. pel 5000 til påhugget ved Reistad. Dette omfatter strekningen med størst overdekning med kvart-feltspat porfyr (ca. pel 5000, 185 m bergoverdekning) og strekningen med størst overdekning for den grovkornede granitten (ca. pel 6300, 97 m bergoverdekning). Som beskrevet i kapittel 3.7, viser Kirschhoff's formler beregning av største og minste tangentialspenning i konturen på en sirkulær åpning (formel 3.1 og 3.2). Beregning av tangentialspenninger rundt en sirkulær åpning vil gi en indikasjon på tangentialspenningenes størrelse selv om tunnellopene ikke er sirkulære åpninger. Kirschhoff's formler tar heller ikke hensyn til effekter fra hjørnene i tunnelprofilen.

For å sammenlikne tangentialspenninger beregnet fra Kirschhoff's formler, er tangentialspenninger i tak og vegg ved hjelp av faktorverdier for A og B for forskjellige åpninger brukt. Tunnelprofilen for Vikertunnelen tilsvarer best faktorverdi A = 3,1 og B = 2,7. Ved å bruke beregnet k-verdi = 3,5, er tangentialspenningene beregnet etter formel 8.1 og 8.2. Tabell 8.6 viser tangentialspenningene i tak og vegg og beregnet største- og minste tangentialspenning etter formel 3.1 og 3.2 for ca. pel 5000 og 6300, i tillegg til 1/5 av bergartens trykkfasthet.

Tabell 8.6: Beregning av største- og minste tangentialspenning ($\sigma_{\theta_{max}}$ og $\sigma_{\theta_{min}}$) etter Kirschhoff's formler og tangentialspenning i tak og vegg (σ_{θ_r} og σ_{θ_w}) etter Hoek og Brown (1980) for vurdering av bergspenningsproblemer ved ca. pel 5000 og 6300. Enheten for spenning og trykkfasthet er MPa.

ca. pel	overdekning	k-verdi	ρ [kg/m ³]	σ_z	σ_H	$\sigma_{\theta_{max}}$	$\sigma_{\theta_{min}}$	σ_{θ_r}	σ_{θ_w}	UCS	UCS / 5
5000	185	3,5	2540	4,7	16,5	44,8	- 2,4	46,3	-3,76	151,7	30,34
6300	97	3,5	2550	2,5	8,8	23,9	-1,3	24,6	-2	44,4	8,9

Tommelfingerregelen for når bergslag kan forekomme tilsier at dersom den største spenningen ved åpning av tunnellopet nærmer seg 1/5 av bergartens trykkfasthet, kan bergslag oppstå. Beregningene viser at de største tangentielle spenningene ($\sigma_{\theta_{max}}$) og tangentialspenningene i taket (σ_{θ_r})

er vesentlig større enn 1/5 av UCS for begge områdene. Det vil si at bergslagsproblemer kan forventes under de gitte forholdene. Siden de største hovedspenningene er orientert horisontalt, vil spenningskonsentrasjons-området være i tunnelhengen og i området under sålen.

Siden tunnelprofilen ikke er sirkulært, men preges av skarpe kanter i hjørnene, vil det være sannsynlig at det vil bli høye spenninger ved hjørnene, som avlaster spenningene i sålen. Tangentialspenninger øker med minkende krumningsradius, og dermed vil skarpe hjørner føre til store spenningskonsentrasjoner. Beregning av minste tangentialspenning ($\sigma_{\theta_{min}}$) viser negative verdier, som tyder på at strekkspenninger kan oppstå i spenningsavlastnings-området (tunnelveggen), der minste hovedspenning tangerer tunnelkonturen. De negative verdiene i tunnelveggene forsterkes ved bruk av formel 8.2 for tangentialspenning i vegg (σ_{θ_w}). Stekkspenningene kan føre til åpning og dannelse av riss og sprekker som kan føre til nedfall av blokker.

Ved å anta at tommelfingerregelen er gjeldende for dette området, vil det forventes bergslagsproblemer for begge områdene, da de tangentielle spenningene er ca. UCS/3 for ca. pel 5000 og UCS/2 for ca. pel 6300. Siden beregning av de tangentielle spenningene er basert på en sirkulær åpning, vil de ikke representere det virkelige spenningsbildet som oppstår ved utgraving av tunneløpene. Beregningene tar heller ikke hensyn til to tunneløp med en 10 m pilar i midten, som også vil påvirke spenningsbildet. Fordeling av spenninger vil bli vurdert etter numeriske analyser i kapittel 9. Beregningene gir likevel en god indikasjon på at spenningene i heng kan bli store og at bergslag kan forekomme.

Til sammenlikning har Lieråstunnelen en bergoverdekning på ca. 200 m med enaksial trykkstyrke målt til 152,5 MPa. Som beskrevet i kapittel 6, er største målte spenning i Lieråstunnelen målt til 44,5 MPa. Det er ikke oppgitt hvor bergspenningsmålingene er utført, men siden største spenning er forventet å opptre i hengen, er det antatt at målingene er utført i tunnelhengen. Forholdet mellom UCS og største spenning er dermed ca. 3,4, og erfaringer viser at bergslagsproblemer oppstod ved enkelte steder i Lieråstunnelen. Det ble erfart at bergslagsproblemene i Lieråstunnelen som oftest var knyttet til vertikale bruddlinjer eller diabasganger. På samme måte som bergartsgrensen mellom hornfels og drammensgranitt førte til bergspenningsproblemer i kloakktunnelen, kan diabasgangene ha påvirket spenningsbildet i drammensgranitten. Om bergslagsproblemer i Lieråstunnelen skyldes store horisontale spenninger eller diabasganger / bruddlinjer er dermed usikkert da det ikke finnes informasjon om plassering av bergspenningsmålingene.

Siden bergslagsproblemene ser ut til å oppstå i tilknytning til bergartsgrenser og bruddlinjer i kloakktunnelen og i Lieråstunnelen, er det mulig at forholdet mellom horisontal- og vertikalspenningen på 3,5 som er brukt i denne oppgaven overestimerer de horisontale spenningene i bergmassen. Vurderingene innebærer også store usikkerheter vedrørende enaksial trykkstyrke for den grovkornede granitten. Som forklart i kapittel 7.2.3 representerer UCS av den grovkornede granitten mest sannsynlig sprekkens styrke, da bergkjernene for testing inneholdt flere definerte sprekkplaner. Bergprøven som ble testet i laboratoriet ble hentet fra en utsprengt tomt, og er dermed en del av dagbergsonen med mer forvitret berg. På denne måten kan enaksial trykkstyrke for den grovkornede granitten være underestimert. Dette medfører usikkerheter i vurderinger av sprakeberg etter tommelfingerregelen og for de numeriske analysene.

Bergspenningsfaktor (SRF)

For å bestemme Q-verdi langs tunneltraseen er det viktig at bergspenningsfaktoren, SRF i Q-systemet, blir vurdert og estimert. SRF kan beregnes ut i fra forholdet mellom bergartens enaksielle trykkfasthet (UCS el. σ_c) og største hovedspenning (σ_1), eller forholdet mellom største tangentialspenning $\sigma_{\theta_{max}}$ og σ_c . Siden det antas at spennings-situasjonen fra påhugg ved Enga til ca. pel 5000 er gunstig, vil SRF-verdi i dette området bli vurdert til SRF = 1 etter Q-systemet. Når det gjelder estimering av SRF verdi for tunneltraseen fra 5000 til påhugget ved Reistad, brukes den beregnede k-verdien på 3,5 for å beregne største hovedspenning. I tillegg er likning 8.1 brukt for å estimere tangentialspenning i tak (σ_{θ_r}).

Tabell 8.7 viser estimert SRF-verdi basert på de beregnede spenningene for finkornet - og grovkornet granitt ved henholdsvis ca. pel 5000 og 6300. SRF-verdien avhenger dermed av overdekning og enaksial trykkstyrke hos de forskjellige bergartene. Estimeringen av SRF-verdi er basert på spennings-situasjonen (σ_c/σ_H og σ_{θ}/σ_c) for største bergoverdekning i kvart-feltspat porfyren, i tillegg til antatt største og minste overdekning i området for den grovkornede granitten. Usikkerheter vedr. strykeparameteren (UCS) for den grovkornede granitten gjelder også her.

Tabell 8.7: SRF-verdi basert på beregnede spenninger for kompetent, massivt berg langs Vikertunnelen i finkornet og grovkornet granitt.

Bergart	overdekning	k-verdi	ρ [kg/m ³]	σ_z [MPa]	σ_H [MPa]	σ_{θ} [MPa]	σ_c [MPa]	σ_c/σ_H	σ_{θ}/σ_c	SRF
fink. granitt	185	3,5	2540	4,7	16,5	44,8	151,7	9,2	0,31	0,5-2 (2-5)
grovk. granitt	20	3,5	2550	0,5	1,8	4,9	44,4	24,7	0,11	1
	97	3,5	2550	2,5	8,8	24,6	44,4	5	0,55	5-50

Forholdet σ_c/σ_H og σ_{θ}/σ_c for estimering av SRF verdi etter Q-metoden gjelder hovedsakelig for kompetent og massivt berg med spenningsproblemer. Siden UCS for den grovkornede granitten kan være underestimert, medfører dette store usikkerheter for estimering av SRF-verdi. Det er valgt å sette SRF = 1 for den grovkornede granitten uavhengig av bergoverdekning. SRF-verdi for den finkornede granitten er også vurdert til SRF = 1, da største hovedspenning er orientert gunstig i forhold til sprekkeseett i området. Selv om det er vurdert av bergslagsproblemer kan oppstå ved de største overdekningene, er det store usikkerheter vedr. horisontalspenninger og den beregnede k-verdien på 3.5. Derfor er spennings-situasjonen vurdert som gunstig (SRF = 1) ved beregning av Q-verdi for intakt og massivt berg langs hele traseen for Vikertunnelen.

8.1.4 Vurdering av bergoverdekning

Bergoverdekningen langs tunneltraseen varierer fra ned mot ca. 4 m ved påhuggene, opp til ca. 185 m ved Sørumsåsen. Dersom bergoverdekningen er liten, vil det potensielt være liten innspenning ved åpning av et bergrom som kan påvirke tunnelstabiliteten og kan føre til nedfall. Områder med liten bergoverdekning er definert som strekninger langs tunneltraseen med bergoverdekning mindre enn tunnelens tverrsnitt. Tunnelprofilen til Vikertunnelen vil være T9,5, slik at områder langs tunneltraseen med mindre bergoverdekning enn 9,5 m vil kunne føre til redusert stabilitet og behov for økt bergsikring. I følge NGI (2015a) blir bergspenningsfaktoren, SRF, ofte satt til 2,5 i områder med liten overdekning, eller opp til 5 dersom bergrommets spenn er større enn bergoverdekningen.

Langs traseen for nye Vikertunnelen har områdene rundt påhuggene ved Dagslett og Viker potensielt liten bergoverdekning. Det er stor usikkerhet vedrørende bergoverdekningen ved begge påhuggene da det ikke er utført grunnundersøkelser for å avdekke løsmassenes mektighet. I følge NGI (2016) kan det være 7-11 m løsmasser sør for påhugget ved Dagslett. Løsmassemektigheten ved påhugget ved Viker er også usikker, med berg i dagen er blottlagt ved ca. pel 6780. En fjellbrønn på høyde med ca. pel 6800, viser dybde til fjell ca. 13,5 m (kapittel 5). Områder med liten bergoverdekning antas å gjelde ved påhugget ved Reistad ved ca. pel 6780 til ca. pel 6885. Det antas også å være en sone på ca. 60 m fra påhugget ved Dagslett som vil kunne ha liten bergoverdekning. Områdene med antatt liten bergoverdekning kan være lenger dersom løsmassemektigheten er større.

Beregning av Q-verdi for områder med potensielt liten bergoverdekning baserer seg på tabell 8.1. Siden det horisontale sprekkesettet har stor innflytelse på bergmassens oppsprekking ned til 20-30 m dybde, settes tall for sprekkesett til $J_n = 9-12$. I tillegg settes bergspenningsfaktoren til $SRF = 2,5$, da liten bergoverdekning kan føre til lav innspenning. Det antas tørre forhold i tunnelen, og sprekkevannstall settes derfor til $J_w = 1$, ettersom det antas at det skal utføres forinjeksjon dersom lekkasje oppstår. Q-verdier for områder med liten bergoverdekning er dermed beregnet etter tabell 8.8. Det er valgt å bruke minste Q-verdi ($Q=2$), for områder med liten bergoverdekning, da det er antatt at dagbergsonen med oppsprukket og forvitret berg preger disse områdene.

Tabell 8.8: Q-verdier for områder med liten bergoverdekning (ca. pel 2170-2200, 2202-2230 og 6780-6885).

RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q-verdi	Bergmasseklasse
80-90	9-12	1,5-3	1-2	1	2,5	2-12	D-B

Påhuggsområder

Tunnelens påhuggsområder ligger i dagbergsonen som ofte preges av oppsprukket og forvitret bergmasse, i tillegg til liten overdekning. Påhuggsområder defineres dermed ofte som kritiske områder som krever økt bergsikring. Ved vurdering av Q-verdi for påhuggsområdene, brukes $2 \times J_n$ for tall for sprekkesett etter NGI (2015a). I tillegg brukes $SRF=5$, da bergoverdekningen er mindre enn bergrommets spenn. For Vikertunnelen er det antatt at påhuggsområdenes utstrekning ved Reistad og Enga er ca. 20 m. Beregnede Q-verdier for påhuggsområdene er vist i tabell 8.9, der det er valgt å bruke den laveste Q-verdien ($Q=0,5$) da påhuggsområder med liten overdekning kan være preget av dårlig bergmassekvalitet.

Tabell 8.9: Q-verdier for påhuggsområde.

RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	Q-verdi	Bergmasseklasse
80-90	18-24	1,5-3	1-2	1	5	0,5-3	E-C

Forventet bergmassekvalitet ved moderat bergoverdekning

For å vurdere bergmassekvalitet for områdene langs traseen med antatt greie forhold (områdene som ikke inngår som svakhetssoner, liten overdekning eller påhuggsområder) antas det moderat bergoverdekning. Beregning av Q-verdi for områder med antatt gode bergforhold er basert på bergmasseklassifisering i felt beskrevet i kapittel 7.1 og vurdering av bergspenningsfaktoren, SRF, tidligere i dette kapitlet. Sprekkevannstall er satt til $J_w = 1$ ettersom det antas at det skal utføres forinjeksjon dersom lekkasje oppstår. Tabell 8.10 viser beregnede Q-verdier for områder med antatt greie forhold, der bergmassekvaliteten varierer fra middels- til godt berg.

Det er valgt å klassifisere området med størst bergoverdekning til bergmasseklasse B (ca. pel 4613-5100 og 5102-5300). Det er også vurdert å dele resten av tunneltraseen med antatt gode bergforhold i bergmasseklasse D og C, da $Q=4$ skiller bergklasse C og D. Det vil også være sannsynlig at en del av tunneltraseen vil falle innenfor bergmasseklasse D. Områdene som kategoriseres som bergmasseklasse D er områdene med antatt gode bergforhold nærmest påhuggsområdene, da disse har minst overdekning. De antatte gode bergforholdene i de midtre områdene av tunneltraseen vurderes til bergmasseklasse C.

Tabell 8.10: *Q-verdier for antatt gode bergforhold.*

RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	Q-verdi	Bergmasseklasse
80-90	6-12	1,5-3	1-2	1	1	5-45	C-B

8.1.5 Forventet fordeling av bergmassekvalitet og sikringsklasser

Som beskrevet i de foregående avsnittene, er det forventet varierende bergmassekvalitet langs Vikertunnelen. Tabell 8.11 viser fordeling av forventede bergmasseforhold langs Vikertunnelen basert på disse vurderingene.

Tabell 8.11: Forventede bergmasseforhold langs tunneltraseen.

Fra profil	Til profil	lengde	Vurdering	Bergmasseklasse
6865	6885	20 m	Påhuggsområde	E
6780	6885	85 m	Liten bergoverdekning	D
6355	6780	425 m	Antatt greie forhold	D
6350	6355	5 m	Svakhetssone A	E
6083	6350	267 m	Antatt greie forhold	D
6058	6083	25 m	Svakhetssone B	E
5963	6058	95 m	Antatt greie forhold	D
5938	5963	25 m	Svakhetssone C	F
5763	5938	175 m	Antatt greie forhold	D
5738	5763	25 m	Svakhetssone D	F
5302	5738	436 m	Antatt greie forhold	C
5300	5302	2 m	Svakhetssone E	E
5102	5300	198 m	Antatt greie forhold	B
5100	5102	2 m	Svakhetssone F	E
4613	5100	487 m	Antatt greie forhold	B
4588	4613	25 m	Svakhetssone G	E
4401	4583	187 m	Antatt greie forhold	C
4400	4401	1 m	Svakhetssone H	E
3828	4400	572 m	Antatt greie forhold	C
3773	3828	55 m	Svakhetssone I	F
3658	3773	115 m	Antatt greie forhold	C
3633	3658	25 m	Svakhetssone J	E
3175	3633	458 m	Antatt greie forhold	C
3125	3175	50 m	Svakhetssone K	F
2951	3125	174 m	Antatt greie forhold	D
2950	2951	1 m	Svakhetssone L	E
2520	2950	430 m	Antatt greie forhold	D
2480	2520	40 m	Svakhetssone M	E
2230	2480	250 m	Antatt greie forhold	D
2202	2230	28 m	Liten bergoverdekning	D
2200	2202	2 m	Svakhetssone N	E
2170	2200	30 m	Liten bergoverdekning	D
2150	2170	20 m	Påhuggsområde	E

Tabell 8.12 viser prosentvis fordeling av bergmasseklasser og sikringsklasser for Vikertunnelens 4735 meter. Siden det ikke er utført grunnundersøkelser langs den planlagte traseen for Vikertunnelen, er inndeling av bergmasseklasser kun basert på feltobservasjoner, erfaringer og kartstudier. Dette medfører store usikkerheter i den antatte fordelingen av bergmasseklasser. Ved å sammenlikne antatte bergmasseforhold langs Vikertunnelen med de nærliggende anleggene, er det tydelig at bergmassekvaliteten er varierende også i de andre anleggene.

I Fosskolltunnelen ble bergmassen vurdert å ligge i klasse C og D. Kartlegging av det nye løpet for Strømsåstunnelen anslår at hoveddelen av tunnelen vil ligge i klasse B og C. For Kleivenetunnelen er hele 47% av tunnelens lengde kartlagt som bergmasseklasse E, og hoveddelen av tunnelen ligger i klasse D og E. Informasjon fra bergsikring brukt i Lieråstunnelen indikerer at bergmassekvaliteten varierer fra ekstremt dårlig til god. Erfaringene fra driving i drammensgranitt, tyder dermed på at det er forventet å møte på berg med varierende kvalitet fra svært dårlig til godt.

Tabell 8.12: Prosentvis fordeling av bergmasseklasser etter NGI (2015a) og sikringsklasser etter Vegdirektoratet (2016) langs Vikertunnelen. Total lengde av tunnel er 4735m. Sikringsklasse IV er delt opp i underkategorier, der klasse IV* anbefaler armerte sprøytebetongbuer. Det er usikkert om bergmassen i klasse E på 3,5% bør fordeles i klasse IV og IV*.

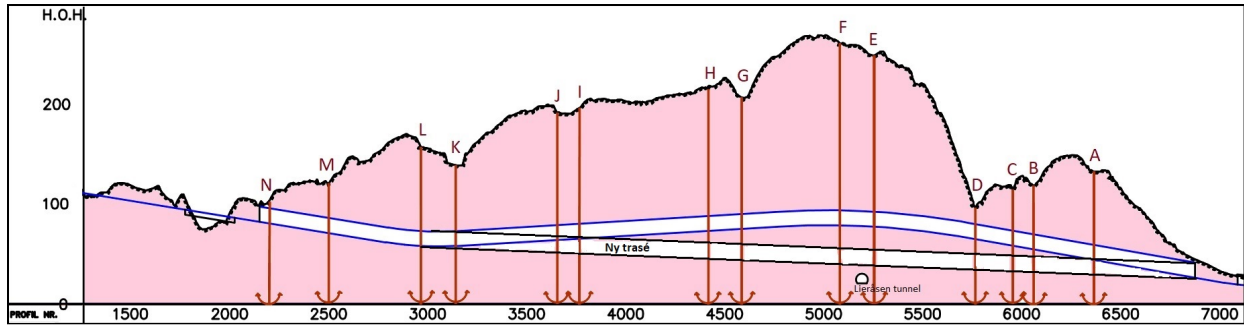
Q-metoden		lengde	Fordeling [%]	håndbok N500 Vegtunneler	
Bergmasseklasse	Q-verdi			Sikringsklasse	Q-verdi
B	10-40	685	14,5	I	10-100
C	4-10	1768	37,3	II	4-10
D	1-4	1959	41,4	III	1-4
E	0,1-1	168	3,5	IV	0,2-1
				IV*	0,1-0,2
F	0,01-0,1	155	3,3	V	0,01-0,1

Fordelingen av Q-verdier tilsier at 48,2% av tunneltraseen forventes å påtreffes bergmasse med dårlig kvalitet eller verre ($Q > 4$). Til sammenlikning er 38,7% av forventede Q-verdier fra prosjektet rv. 23 Dagslett - Linnnes vurdert til dårlig bergmassekvalitet eller verre. Det er kun 14,5% av tunneltraseen for Vikertunnelen som er vurdert til å tilhøre godt berg ($Q > 10$). For rv. 23. Dagslett - Linnnes er hele 42% av tunneltraseen kategorisert som godt berg eller bedre.

8.2 Vurdering av trasévalg

I følge Nils Brandt, prosjektleder E134 Dagslett - E18 (personlig diskusjon ved oppstartsmøte, 17. september 2019) er det ønskelig å unngå topp- og bunnpunkt i tunneltraseen. I traseens foreløpige anslagstegning (vedlegg B), vil det være et lavbrekk i tunneltraseen vel ca. pel 2970 og et høybrekk ved ca. pel 5250. Dette er ikke gunstig for tunnelutformingen, da et lavbrekk i tunnelen medfører krav til pumpestasjon for å pumpe ut innlekkasjevann av tunnelen. For å unngå lavbrekk i tunnelen, er det foreslått en senkning av tunnelen fra ca. pel 2970 og utover, se figur 8.8.

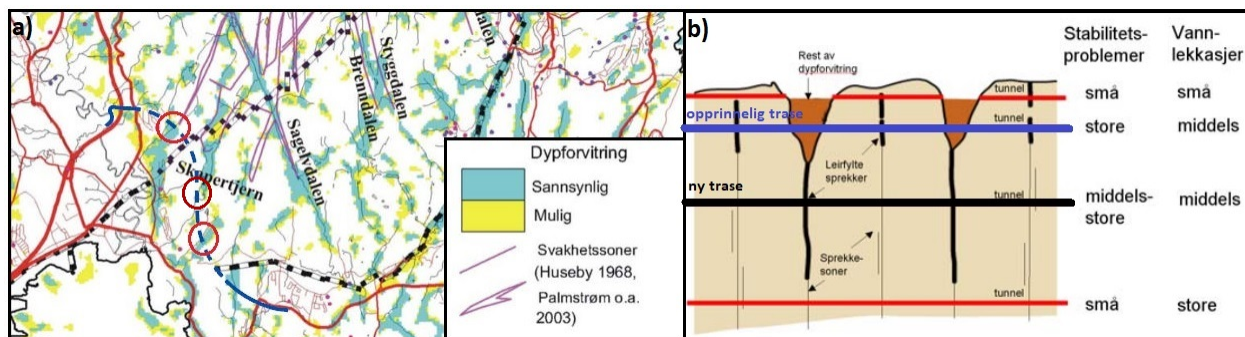
Senkning av tunneltraseen vil føre til større bergoverdekning fra ca. pel 2970 til påhugg ved Reistad. Den største overdekningen langs traseen vil dermed bli ca. 221 m. Overdekningen vil fremdeles betegnes som moderat, men store horisontalspenninger kan føre til bergslagsproblemer. Som beskrevet i kapittel 8.1.3, er det forventet bergspenningsproblemer i hengen ved opprinnelig tunneltrasé. Ved å senke traseen 36 m vil det kunne bli større spenningskonsentrasjoner, og sprakeaktiviteten kan forventes å øke.



Figur 8.8: Forslag til ny tunneltrasé for Vikertunnelen for å unngå lavbrekk i tunnelen. Figuren er utarbeidet i AutoCAD.

For området ved Reistad øker overdekningen fra ca. 97 m til 109 m, og en liten økning i spenningskonsentrasjon kan føre til økt bergspenningsproblem. I tillegg vil avstanden mellom Vikertunnelen og Lieråstunnelen bli betraktelig mindre (ca. 12 m). Dette vil medføre behov for forsiktig sprengning ved kryssing av Lieråstunnelen, i tillegg til restriksjoner på togtrafikken. Andre tiltak i eksisterende Lieråstunnelen må vurderes etter en befaring.

I følge Olesen et al. (2007) er områdene rundt Sprengstoffdammen, Skapertjern og fordypningen ved Reistad sannsynlig preget av dypforvitring. Dypforvitring er bekreftet med kjerneboringer fra prosjektet rv. 23 Daglsett - Linnes for svakhetssonene i tilknytning til Sprengstoffdammen og Skapertjern (sone K og I). Figur 8.9a viser omtrentlig plassering av Vikertunnelen, der de røde ringene viser sannsynlig dypforvitring ved Sprengstoffdammen, Skapertjern og fordypningen ved Reistad. Senkning av tunneltraseen vil dermed kunne føre til endrede bergmasseforhold ved passering av svakhetssoner med sannsynlig dypforvitring.



Figur 8.9: Figuren er modifisert etter Olesen et al. (2007), der a) viser Vikertunnelens omtrentlige plassering (stiplet blå linje), i tillegg er sannsynlig dypforvitring ved Sprengstoffdammen, Skapertjern og fordypningen ved Reistad (ringet rundt). Forventede driveforhold for opprinnelig og senket tunneltrasé for svakhetszone D er vist i b).

Senkning av traseen vil mest sannsynlig ikke påvirke driving gjennom svakhetszone K og I i tilknytning til Sprengstoffdammen og Skapertjern, da traseen kun vil bli senket med noen få meter i dette området. For svakhetssonen ved Reistad (sone D), vil en senkning av tunneltraseen derimot kunne føre til endring av driveforhold, da bergoverdekningen vil øke med nesten 40 m. Den opp-

rinnelige traseen har bergoverdekning på ca. 16 m ved passering av sone D. Siden fordypningen er tolket som mektig med stor bredde, antas det at opprinnelig trasé vil passere svakhetszone D som vist med blå linje i figur 8.9b.

I følge Olesen et al. (2007) vil driving gjennom denne delen av dypforvittringsrota kunne føre til store stabilitetsproblemer pga. liten innspenning og oppknust materiale, i tillegg til middels vannlekkasjer. Ved senkning av traseen, er det sannsynlig at traseen passerer svakhetszone D lenger ned i dypforvittringsrota, som illustrert med svart linje i figur 8.9b. Under forutsetninger at forholdene er som Olesen et al. (2007) viser i figur 8.9b, vil senkning av traseen medføre reduisering av stabilitetsproblemer pga. økende innspenning og mindre oppknust materiale.

8.3 Vurdering av innlekkasje og injeksjon

Vurdering av innlekkasje og injeksjon er basert på tilgjengelig litteratur, erfaringer fra nærliggende anlegg og tidligere utførte undersøkelser for prosjektet rv. 23 Dagslett - Linnes. Som beskrevet i kapittel 4 er ofte innlekkasjer i bergmassen knyttet til svakhetssoner, større enkeltsprekker og gangbergarter. Drammensgranitten langs Vikertunnelen inneholder alle disse elementene, og det er dermed sannsynlig at lekkasjer kan oppstå ved driving av tunnelen. Hvor mye innlekkasje som kan oppstå vil være vanskelig å forutse, og vil kreve grundigere undersøkelser.

Kvartærgeologi og det ytre miljø som tjern og dammer har også påvirkning på tetthetskrav som blir satt for tunnelen. Som beskrevet i kapittel 5, er det marine avsetninger i form av leirig silt ved påhuggsområdene ved Dagslett og Reistad. Leirig silt kan være setningsømfintlig, slik at det vil være potensiale for setninger og skade på bygninger dersom poretrykket reduseres som følge av innlekkasje. Derfor bør tetthetskravet være strengt ved visse områdene, og systematisk forinjeksjon bør utføres.

Traseen for Vikertunnelen krysser under Sprengstoffdammen, i tillegg følger tunneltraseen vestre begrensning av Skapertjern fra ca. pel 4000 til 4700. Innlekkasje i disse områdene kan i verste fall føre til drenering av tjern, noe som vil være katastrofalt for det ytre miljø. Tetthetskravet i disse områdene vil på samme måte som ved de setningsømfintlige områdene bli satt til strengt, og systematisk forinjeksjon bør utføres.

Som beskrevet i kapittel 6, var det stort sett moderate innlekkasjer i de nærliggende anleggene. Lieråstunnelen ble drevet uten forinjeksjon, noe som medførte større, permanente innlekkasjeproblemer. Figur 6.3 viser at de hyppigste vannlekkasjene oppstod under driving gjennom granitten i området ved Sørumsåsen. Det vil derfor være forventet at det vil være vannførende sprekker i berggrunnen ved Sørumsåsen, og systematisk forinjeksjon bør bli utført for å unngå innlekkasje.

Det er undersøkt hydraulisk konduktivitet i kjerneborhull i svakhetssonene i forbindelse med Skapertjern, Sprengstoffdammen, og gårdsdammen ved Enga. Vanntapsmålingene viste at bergmassen i svakhetssonene generelt hadde lav hydraulisk konduktivitet, med unntak av svakhetssonen i forbindelse med Sprengstoffdammen, som inneholdt to soner med moderat hydraulisk konduktivitet. Driving gjennom svakhetssonene trenger derfor nødvendigvis ikke å medføre store vannlekkasjer.

Tidlig planfase omfatter en vurdering av områder som kan være spesielt utsatt for påvirkning fra tunnelen mtp. blant annet grunnvannsenkning og setninger (vedlegg A, figur A.1). I vedlegg A, figur A.2 viser krav til forundersøkelser for kommunedelplan og/eller fylkesdelplan at undersøkelsene skal omfatte hydrologiske- og hydrogeologiske registreringer. Det vil si at i neste planleggingsfase for Vikertunnelen, vil det bli utført en hydrogeologisk utredning som setter krav til tillatt innlekkasje basert på de miljømessige forholdene samt hvor stor mengde innlekkasje som prosjektet kan håndtere.

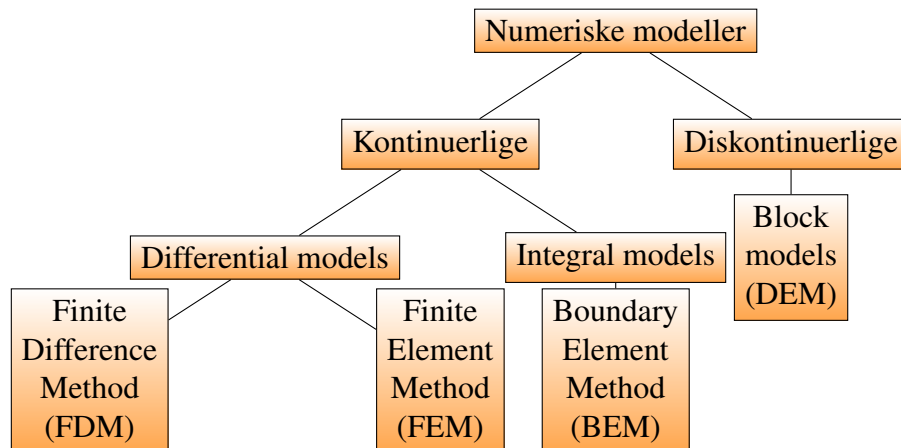
Numerisk Analyse

Numerisk analyse er i denne oppgaven benyttet for å vurdere stabilitet og bergsikring langs strekninger som kan være kritiske ved driving av Vikertunnelen. Analysene er utført ved hjelp av modelleringsprogrammet RS2 fra Rocscience. Det er utført numerisk analyse av tunneltverrsnittet ved området med størst bergoverdekning (ca. pel 5000), svakhetssone D (ca. pel 5750) og ved boligfeltet ved Reistad (ca. pel 6300). Bergslagsproblemer kan oppstå ved stor bergoverdekning eller som følge av høye horisontalspenninger som ved Reistad. Svakhetszone D er et potensielt kritisk område ved driving av Vikertunnelen, da sonen både har antatt dårlig bergmassekvalitet, i tillegg til relativt liten bergoverdekning.

Formålet med de numeriske analysene er å vurdere om anslått bergsikring fra kapittel 8.1 er tilstrekkelig. Det er også utført numerisk analyse av tunneltverrsnittene etter en potensiell senkning av tunneltraseen som beskrevet i kapittel 8.2. Analysen er utført for å vurdere om en senkning av tunneltraseen vil føre til redusert stabilitet og behov for økt bergsikring. Dette kapittelet vil først gi en teoretisk fremstilling av numerisk modellering, med fokus på programvaren RS2 fra Rocscience. Deretter vil oppbygging av modellen bli presentert, der de ulike inngangsparameterne vil bli beskrevet. Til slutt vil den numeriske analysen av de tre strekningene før- og etter senkning av tunneltraseen bli presentert. Resultatene vil bli diskutert i den avsluttende delen i kapittel 10.

9.1 Numerisk modellering

Numerisk modellering er en analytisk metode som går ut på å diskretisere et større område til en passende form ved å dele opp arealet i elementer for å håndtere store datamengder på en enklere måte. Det finnes to kategorier av numeriske modeller, kontinuerlige og diskontinuerlige modeller. Kontinuerlige modeller blir mest brukt, da bergmassen blir modellert som et kontinuerlig medium med et begrenset antall diskontinuiteter. Nedenfor vises klassifiseringen av numeriske metoder for analyser av bergmassen etter Bieniawski (1984).



I følge Nilsen og Palmström (2000) utgjør diskretiseringen forskjellen mellom *Differential models* og *Integral models*, der hele modellen i FEM og FDM blir overført til variabler. For BEM blir bare grensene nærmest prosjektet diskretisert. I tillegg modellerer BEM kun elastisk materiale. Forholdet mellom nodene er ikke bestemt av diskretiseringen ved bruk av FEM, og geometrien er fleksibel ved bruk av metoden. FDM er mer styrt av geometri, og beregningen fungerer best ved lineære forhold. FDM brukes derfor sjeldent for å modellere tunnelprofiler.

Ved FEM er det mulig å både modellere plastisk deformasjon rundt tunnelkonturen, i tillegg til elastisk deformasjon utenfor den plastiske sonen. FEM er derfor mye brukt ved modellering av undergrunnsanlegg, der uttaksprosessen kan modelleres i flere steg for å simulere hvordan prosessen utvikler seg. Programmet RS2 er bygget opp etter denne numeriske metoden, og defineres som en “2D continuous finite element” metode.

9.2 Oppbygging av modell

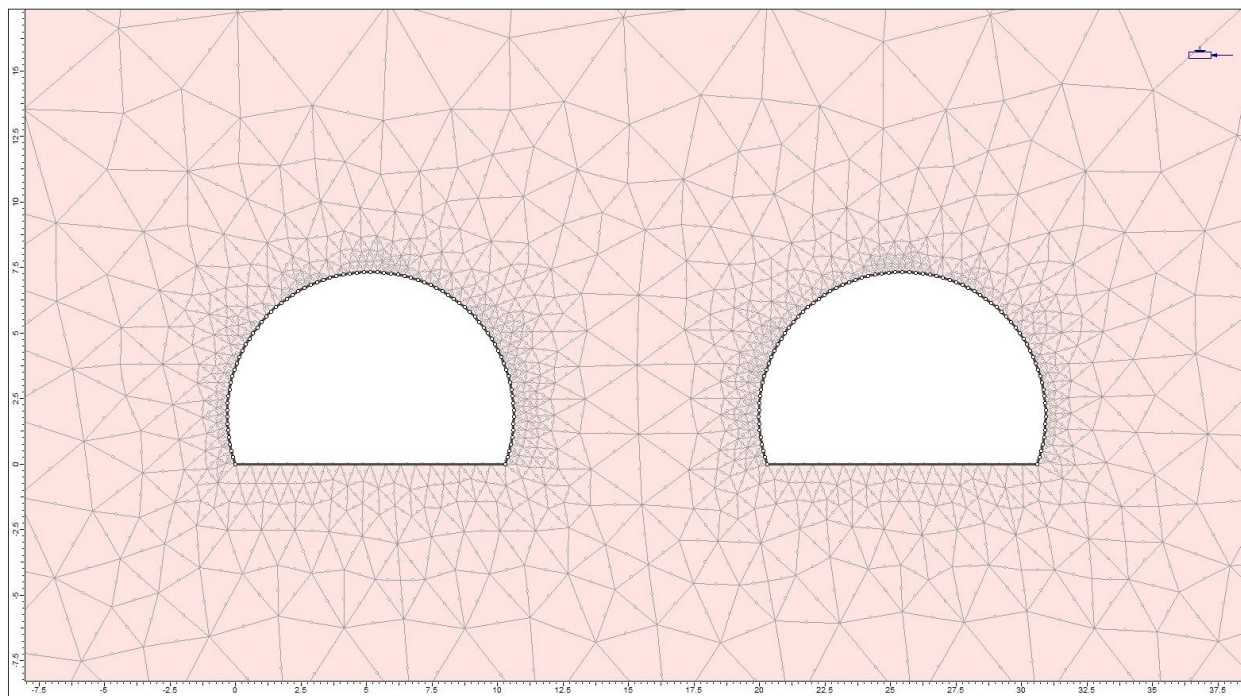
Modellen er bygget opp ved hjelp av informasjon fra utførte undersøkelser og tilgjengelig litteratur. De fleste materialparameterne er basert på egne bergmekaniske undersøkelser i laboratoriet, mens parameterne som ikke er gitt av laboratorietester er funnet ved hjelp av RocData fra Rocscience, litteratur og faglige vurderinger. Verdier for svakhetssonen er basert på antatt bergmassekvalitet, da annen informasjon ikke finnes. De ulike inngangsparameterne til modellen er basert på all tilgjengelig informasjon, og vil følgende bli beskrevet. Modellene beregnes i 3 etapper, der det antas at sikring blir installert umiddelbart etter utgraving:

1. Før utgraving av tunnelene.
2. Utgraving og sikring av venstre løp.
3. Utgraving og sikring av høyre løp.

9.2.1 Geometri

I følge Statens vegvesen (2020a) ansees tunnelprofil 2 x T9,5 som mest aktuelt for Vikertunnelen. Tunnelprofilet tilsvarer en bredde på 9,5 m og høyde på ca. 6,425 m etter håndbok N500 fra Veg-

direktoratet (2016). Det er planlagt to tunnellop, med en ca. 10 m bred pilar mellom løpene. T9,5 tilsvarer det ferdige profilet, slik at sprengningsprofilen bør være større. I følge håndbok N500 skal teoretisk sprengningsprofil for T9,5 tilsvare et areal på 66,62 m², med buelengde på 21,04 m. Dette forutsetter at det er avsatt 0,5 m til vegoverbygning og 0,4 m til bergsikring. I denne modellen er det derfor lagt av 0,5 m til vegoverbygning i tillegg til 0,4 m til bergsikring langs hele profilet. Sprengningsprofilen som da utgjør modellens geometri blir dermed 10,3 m bred, med en høyde på ca. 7,3 m. Geometrien til modellen er vist i figur 9.1.



Figur 9.1: Geometrien til de to tunnellopene for Vikertunnelen i programmet RS2 fra Rockscience.

I modellene er fri overflate brukt, mens modellen er låst horisontalt i sidene og låst både vertikalt og horisontalt i bunn. Nettverket (mesh) er bygget opp av 6-nodede triangler med 110 noder rundt tunnelkonturen. Last-elementet er “field stress and body force”. For å forenkle modellen er det ikke stegvis last i simuleringene, det vil si at 100% av lasten påføres i første utgravingssteg.

9.2.2 Spenninger

Spenningene i beregningsmodellen er basert på tyngdekraften av overliggende masse og forholdet mellom horisontal- og vertikalspenning (k -verdi). k -verdi for Vikertunnelen er beskrevet i kapittel 8.1.3, der forholdet mellom σ_H og σ_v for områdene som modelleres er angitt i tabell 9.1. For svakhetssonene er det forventet oppknust berg, slik at bergspenningene ikke forventes å være like høye her. Det er derfor antatt at k -verdi for svakhetszone D er $k = 2$. Det antas at σ_H er orientert vinkelrett i plan, og at σ_h er orientert vinkelrett ut av plan. forholdet σ_h/σ_v er uvisst, og dermed satt til 1.

Tabell 9.1: Tabell for *k*-verdi

ca. pel	Beskrivelse	k-verdi (σ_H/σ_v)	σ_h/σ_v
5000	Området med størst overdekning	3,5	1
5750	Svakhetssone D	2	1
6300	Bolifelt ved Reistad	3,5	1

9.2.3 Bruddkriterie

For å simulere deformasjon og brudd i bergmassen, brukes forskjellige bruddkriterium. Det er størrelsen til bergåpningen, og type undergrunnsanlegg som bestemmer hvor stort volum av bergmassen som påvirkes av utgravingen. Bergmassen kategoriseres som diskontinuerlig dersom den er anisotrop, som vil si at deformasjon i hovedsak avhenger av egenskapene til individuelle diskontinuiteter. Mohr-Coulomb bruddkriterium kan eksempelvis brukes for denne type bergmasse. Isotrop bergmasse omfatter intakt berg, oppsprukket bergmasse og av og til bergmasse med flere diskontinuiteter. Det generaliserte Hoek-Brown bruddkriterie tar hensyn til oppsprukket bergmasse, og er derfor benyttet i denne modellen. Bergmassen blir dermed modellert som isotropisk. Det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet for oppsprukket bergmasse er definert av formel 9.1.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (9.1)$$

Der σ'_1 og σ'_3 er største og minste effektive hovedspenning ved brudd, m_b er Hoek-Brown konstanten for bergmassen, mens s og a er konstanter som bestemmes av bergmassens karakter. σ_{ci} er enaksiell trykkstyrke for intakte biter av bergmassen (UCS) (Hoek og Brown, 1997).

9.2.4 Materialparametere

Materialparameterne for det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet, m_b , s og a , bestemmes på grunnlag av GSI-systemet (Geological Strength Index). I følge Hoek og Brown (1997) er GSI-systemet utviklet for å estimere reduksjon av bergmassens styrke for forskjellige geologiske forhold. Klassifisering av bergmassen basert på GSI-systemet er vist i vedlegg F, der bergmassen estimeres til en bestemt GSI-verdi fra 1-100 basert på oppsprekking og forvitningsgrad. Materialkonstantene som beskriver bergmassens karakter blir deretter beregnet etter formel 9.2 - 9.4 (Hoek, 2007).

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (9.2)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (9.3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (9.4)$$

Parameteren “D” er en parameter som reduserer bergmassens styrke i den sprengte sonen rundt tunnelen. Kvaliteten på sprengning påvirker hvor mye av bergmassen rundt tunnelkonturen som

blir påvirket, der utmerket sprengning tilsvarer $D = 0$, mens dårlig sprengning tilsvarer $D = \text{ca. } 0,5$. I denne modellen antas det bruk av elektroniske tennere slik at sprengningskvaliteten er god. Derfor settes forstyringsfaktoren D lik 0.

Hoek-Brown konstanten, m_i , er en materialkonstant som kan estimeres ved hjelp av triaksial forsøk eller vurderes etter bergartstype. Tabell for m_i basert på bergartstype er gitt i RocData fra Rocscience, der m_i verdi for granitt er 32 ± 3 . Tabell 9.2 viser materialparameterne som er brukt ved modellering av området med størst overdekning, svakhetszone D og boligfeltet ved Reistad. I det følgende vil begrunnelsen for de valgte parameterne bli beskrevet.

Tabell 9.2: Materialparametre for bruk i numerisk modellering.

ca. pel	Beskrivelse	Materialparameter						
		σ_{ci} [MPa]	E [MPa]	ν	Densitet [kg/m ³]	GSI	GSI _r	m_i
5000	Størst bergoverdekning	151,7	46620	0,27	2540	70	27	32
5750	Svakhetszone D	44,4	21300	0,28	2550	30	20	29
6300	Boligfelt ved Reistad	44,4	21300	0,28	2550	70	27	32

Størst bergoverdekning (ca. pel 5000)

For modellering av tunnelprofilen ved ca. pel 5000 er en middels GSI-verdi vurdert til å være 70 (se vedlegg F), da bergmassen antas å være uforstyrret med innhold av kubiske blokker som følge av tre sprekkesett. $GSI = 70$ tilsvarer blokkestørrelse på ca. 60 x 60 cm med lite forvitring (god - veldig god overflate). Siden bergmassen modelleres som plastisk, vil bergmassens oppførsel etter brudd har oppstått, påvirke deformasjoner rundt tunnelen. Denne rest-styrken etter at bergmassen har gått i brudd kalles residualstryke. RS2 beregner bergmassens residualverdier basert på GSI_r (Residualverdi av GSI). I følge Cai et al. (2007) er forholdet mellom GSI og GSI_r:

$$\frac{GSI_r}{GSI} = e^{-0,0134GSI} \quad (9.5)$$

GSI_r verdi for bergmassen blir da beregnet til 27, mens m_i -verdi er satt til 32. Bergmassens enaksiale trykkstyrke (σ_{ci} / UCS), E-modul, Poissons forholdstall er bestemt etter laborietesting. Disse bergmekaniske parameterne er beskrevet i kapittel 7.2. Det antas at ca. pel 5000 vil ligge innenfor det petrografiske området for finkornet granitt (kvart-feltspat porfyr). Derfor er materialparameterne hentet fra laborietesting av bergprøve nr. 24.

Svakhetszone D (ca. pel 5750)

For modellering av svakhetszone D er GSI-verdi vurdert til å være 30 (vedlegg F), da bergmassen i svakhetssonene antas å ha en oppsprukken struktur med svært dårlig kvalitet i form av forvitret berg og leirinnhold. Dette tilsvarer en blokkestørrelse på ca. 3 x 3 cm dersom overflateforholdene (forvitring) er kategorisert mellom middels og dårlig. I følge Hoek et al. (2000) kan Q-verdi brukes ved estimering av GSI ved likning 9.6 dersom SRF og Jw er satt lik 1. Beregnet Q'-verdi for svakhetszone D er 0,31 - 3,13 (tabell 8.4 i kapittel 8.1.2). Ved å anta dårligst bergmassekvalitet, blir GSI beregnet til 33,5. Siden Jw og SRF ikke inngår i likning 9.6, blir GSI vurdert til 30.

$$GSI = 9 \cdot \ln(Q') + 44 \quad (9.6)$$

Etter formel 9.5 er GSI_r for svakhetssone D beregnet til 20. Siden det antas dårlig bergmassekvalitet i svakhetssonene er m_i verdien satt til 29 for svakhetssone D. Siden svakhetssone D ligger innenfor det petrografiske området for grovkornet granitt, blir materialparameterne fra bergprøve nr. 5 brukt som inngangsverdier for σ_{ci} , E-modul og Poissons forholdstall i modellen.

Boligfelt ved Reistad (ca. pel 6300)

Området ved Reistad antas å ligge innenfor det petrografiske området for grovkornet granitt. På grunnlag av dette er materialparameterne σ_{ci} , E-modul og Poissons forholdstall basert på laboratorietesting av bergprøve nr. 5. GSI-verdi vurdert til å være 70 (vedlegg F), da bergmassen antas å være uforstyrret med innhold av kubiske blokker som følge av tre sprekkesett. Etter formel 9.5, blir GSI_r beregnet til 27. m_i -verdi er satt til 32, som tilsvarer verdi for bergarten granitt fra RocData.

9.2.5 Parametre for bergsikring

I denne modellen er det brukt bolter, sprøytebetong og fiberarmerte sprøytebetongbuer (RRS). De forskjellige bergsikringsmetodene er beskrevet i kapittel 3.9. Mengde og type bergsikring er hentet fra tabell 8.12 i kapittel 8.1. Bergsikring er basert på Q-systemet etter NGI (2015a), og håndbok N500 Vegtunneler Vegdirektoratet (2016).

Bergbolter

Det er anbefalt å bruke fullt innstøpte bolter i de fleste fjellforhold med unntak av berg med høye spenninger. Da vil bolten bli for stiv, og det kan oppstå brudd i bolten dersom det er stor spenningskonsentrasjon, dvs. at bolten tåler liten tøyning. Det er valgt å bruke fullt innstøpte bolt ved modellering av svakhetssone D. Ved høye spenninger, blir ofte endeforankrede bolter brukt som fenderende sikring. Det vil si at boltene ikke blir forspent, men at deformasjoner i berget spenner opp bolten. Siden det er forventet høye spenninger både ved området med størst overdekning og ved boligfeltet ved Reistad, blir endeforankret bolt brukt for modellering av disse områdene. Siden endeforankret bolt regnes som arbeidssikring, antas det at nye permanente innstøpte bergbolter installeres etterpå.

Kamstålbolten fra Pretec kan benyttes både som endeforankret med polyesterpølser eller som fullt innstøpt bolt. Parametre for fullt innstøpt- og endeforankrede bolt, vist i tabell 9.3, er hentet fra produktdatablad for Pretec kamstålbolt Ø20/M20 (Pretec, 2020). Boltene blir modellert som plastisk, slik at dersom strekkstyrken (flytegrense) blir overskredet, vil boltens styrke bli redusert til residual flytegrense. Verdier for residual flytegrense og E-modul er hentet fra NGI (2018). I følge Q-systemet, vil 3-meters boltelengde være tilstrekkelig for tunneltverrsnitt på T9,5 for vegtunnel. Bolteavstand c/c tilpasses etter Q-verdi og sikringsklasse for de forskjellige områdene.

Tabell 9.3: Inngangsverdier for kamstålbolter i RS2.

Pretec kamstålbolt					
Diameter	Lengde	Flytegrense	Residual flytegrense	E-modul	Forspenning
20 mm	0,8-6 m	0,157 MN	0,01 MN	200 GPa	Nei

Fiberarmert sprøytebetong

I følge Vegdirektoratet (2016) er det anbefalt å bruke fiberarmert sprøytebetong B35 E700 / E1000 for alle sikringsklasser. Tykkelsen på anbefalt sprøytebetong varierer etter sikringsklasse fra 8 cm til 25 cm. I denne modellen er det valgt å bruke fiberarmert sprøytebetong B35 E1000 av ulik tykkelse etter forventet sikringsklasse. Inngangsverdier for fiberarmert sprøytebetong er vist i tabell 9.4. Sprøytebetongen er modellert som plastisk, og verdier er modifisert etter Mao et al. (2011) og Lausud (2015).

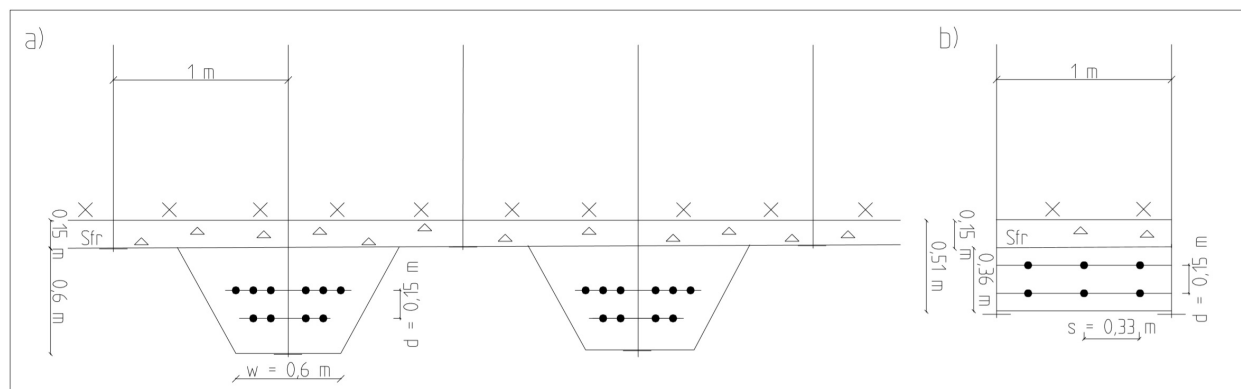
Tabell 9.4: Inngangsverdier for fiberarmert sprøytebetong i RS2.

Fiberarmert sprøytebetong					
E-Modul	Poisson's ratio	σ_c	σ_c residual	σ_t	σ_t residual
200 GPa	0,2	35 MPa	2,5 MPa	5 MPa	2 MPa

Sprøytebetongbuer

I følge Vegdirektoratet (2016) er det anbefalt å bruke sprøytebetongbuer (RRS) for Q-verdier $< 0,2$. For bergmasseklasse F / sikringsklasse V, er det anbefalt å bruke RRS med dimensjon D60/6+4, Ø20 mm. c/c buer 2-3 m. Det vil si dobbelt lag med kamstålstenger - 6 stenger i det ene laget, og 4 stenger i det andre. Total buetykkelse er 60 cm, og diameter på kamstålstengene er 20 mm. Senter til senter avstand for buene er 2 m, og sprøytebetongbuene festes med systematisk bolting c/c 1 m. Figur 9.2a viser prinsipp for opplegg for RRS ihht sikringsklasse V.

Før sprøytebetongbuene installeres, påføres 15 cm med fiberarmert sprøytebetong iht. sikringsklasse V. Sprøytebetongbuer med gitte dimensjoner kan ikke direkte modelleres i RS2, og må gjøres om til en annen type bergsikring for modellering. Det mest nærliggende vil være gitterbuer eller betonglining med armering. Ettersom det ikke er lett å velge en gitterbue som skal tilsvare armeringen i RRS, velges det å modellere RRS som betonglining med armering. Denne metoden er hentet fra NGI (2018). I RS2 blir laget med fiberarmert sprøytebetong og RRS komponert som en "composite liner", der sprøytebetonglaget først blir påført, før RRS installeres i samme etappe. De radielle boltene for å feste RRS er 3 m lange innstøpte bolter iht. til sikringsklasse V.



Figur 9.2: Prinsipp for modellering av sprøytebetongbuer i RS2, der a) viser prinsipp for opplegg for RRS ihht sikringsklasse V og b) viser RRS omgjort til liner med ekvivalent dimensjoner for 1 m. Figuren er utarbeidet i AutoCAD.

For å modellere RRS liningen, er en antatt ekvivalent modell bestemt til 1 m. For dette brukes en betonglining som i RS2 benevnes “reinforced concrete”, der materialparameter for betong og forsterkning er bestemt etter NGI (2018), og vises i tabell 9.5. Det antas at RRS-bredden er 0,6 m, og at c/c for buene er 2 m, der mellomrommene er sikret med 0,15 m sprøytebetong og en rekke med bolter. Ekvivalent dimensjonene for RRS ihht sikringsklasse V er vist i tabell 9.5 og illustrert i figur 9.2b. Egenskapene til liner for sprøytebetongbuene er satt til fullstendig elastisk.

Tabell 9.5: Ekvivalent dimensjoner for sprøytebetongbuer iht. sikringsklasse V og inngangsparameter for betong og armeringsjern i sprøytebetongbuer etter NGI (2018).

Ekvivalent dimensjoner	RRS	Materialparameter	Armeringsjern	Sprøytebetong
Mellomrom mellom armeringsjern (s)	0,33 m	E-modul	200 GPa	20 GPa
Seksjonsdybde armeringsjern (d)	0,15 m	Poissons forholdstall	0,25	0,20
Armeringsjern diameter	Ø20 mm	Trykkstyrke	400 MPa	50 MPa
Sprøytebetong tykkelse	0,36 m	Strekkstyrke	400 MPa	5 MPa

9.2.6 Kritisk tøyning

Sakurai (1984) har etter feltobservasjoner kommet frem til en grense for kritisk tøyning som indikerer om tunnelen vil ha stabilitetsproblemer. Dersom bergmassen deformeres mer enn ca. 1% av tunneltverrsnittet, vil tunnelen kunne oppleve stabilitetsproblemer. Kritisk tøyning for denne modellen er basert på 1% av høyden ved deformasjon i tak og 1% av bredden for veggene, som vist i tabell 9.6.

Tabell 9.6: Tabell for kritisk tøyning

Sted	Lengde [m]	1% tøyning [m]
Vegger	10,3	0,103
Heng / Ligg	7,3	0,073

9.3 Analyse

Tabell 9.7 viser bergoverdekning for opprinnelig og senket tunneltrasé for de tre utvalgte strekningene. Den numeriske analysen baseres på fordeling av spenninger rundt tunnelkonturen og deformasjonsverdier etter kritisk tøying med forskyvninger på 1% av tunneltverrsnittet. Brudd i elementer og brudd i bergsikring er også analysert for å vurdere om bergsikringen vil være tilstrekkelig. Plot for flyteelement viser elementer der maksimal styrke er overskredet, og som dermed har gått i brudd. I tillegg vil sikkerhetsfaktor for sprøytebetongbuer plottes for å vurdere om RRS er tilstrekkelig. I vedlegg G er de numeriske modellene for opprinnelig og senket trasé vist med initialspenninger, for å verifisere modellene.

Tabell 9.7: Bergoverdekning ved opprinnelig og senket trasé for området med størst bergoverdekning (ca. pel 5000), svakhetssone D (ca. pel 5750) og boligfeltet ved Reistad (ca. pel 6300).

Trasé	bergoverdekning [m]		
	ca. pel 5000	ca. pel 5750	ca. pel 6300
Opprinnelig	185	16	97
Senket	221	53	109

9.3.1 Størst bergoverdekning (ca. pel 5000)

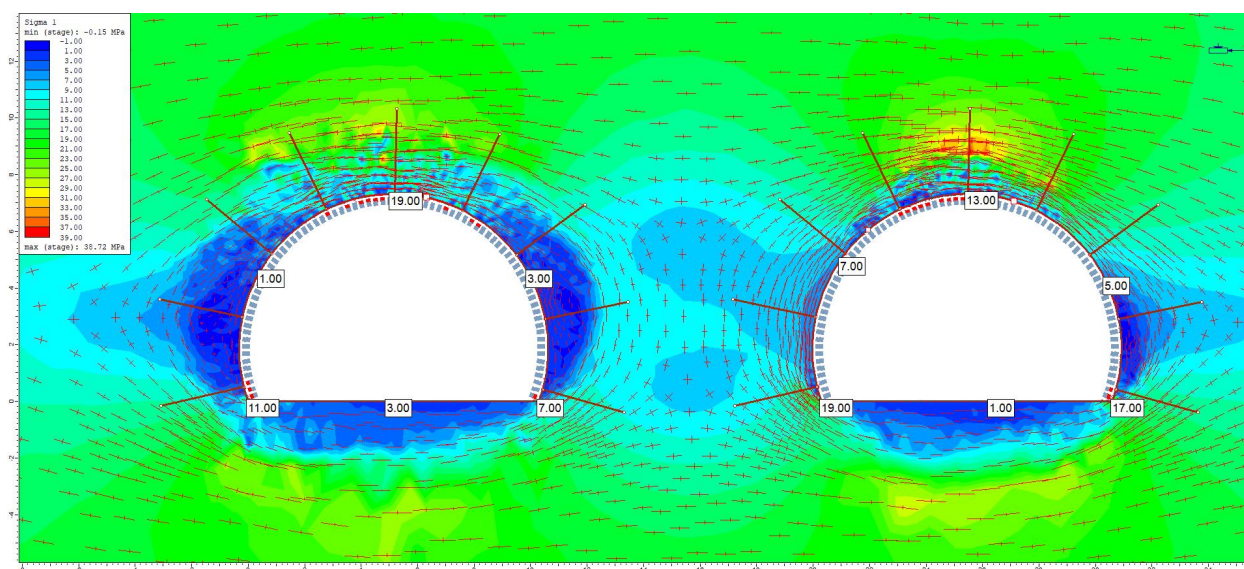
Området med størst bergoverdekning er vurdert til å ligge i bergmasseklasse B etter Q-systemet og sikringsklasse I etter håndbok N500 Vegtunneler. I følge Vegdirektoratet (2016) er det anbefalt spredt bolting og sprøytebetong B35 E700 med tykkelse på 8 cm. Hensikten med spredt bolting er å installere bolter der det ansees nødvendig. Dette må bestemmes ved tunnelkartlegging av stoff ved tunneldriving, og vil derfor være vanskelig å overføre til numerisk modellering. Derfor er det brukt systematisk bolting med boltavstand 2,5 m for bergmasseklasse B etter bergsikringsdiagrammet i Q-systemet.

Ved modellering iht. oppgitt bergsikring, vil sprøytebetongen gå i brudd og sikringen vil ikke være tilstrekkelig. Pga. høye horisontalspenninger og høy trykkfasthet i bergmassen, er det sannsynlig at bergslag kan oppstå. Sve et al. (2008) beskriver at sikring i områder med sprakeberg bør utføres ved å påføre ett lag med sprøytebetong før bolting etter hver salve. Ofte er det gunstig med ett ekstra lag med sprøytebetong over boltene for å opprettholde godt samvirke mellom bolter og sprøytebetong. Ved modellering av ca. pel 5000 er det derfor brukt en “composite liner”, etter følgende modell:

1. Utgraving av venstre løp med påføring av 8 cm fiberarmert sprøytebetong og systematisk bolting c/c 2,5 m.
2. Påføring av ekstra lag med fiberarmert sprøytebetong i venstre løp (8cm).
3. Utgraving av høyre løp med påføring av 8 cm fiberarmert sprøytebetong pluss systematisk bolting c/c 2,5 m.
4. Påføring av ett ekstra lag med fiberarmert sprøytebetong i høyre løp (8 cm).

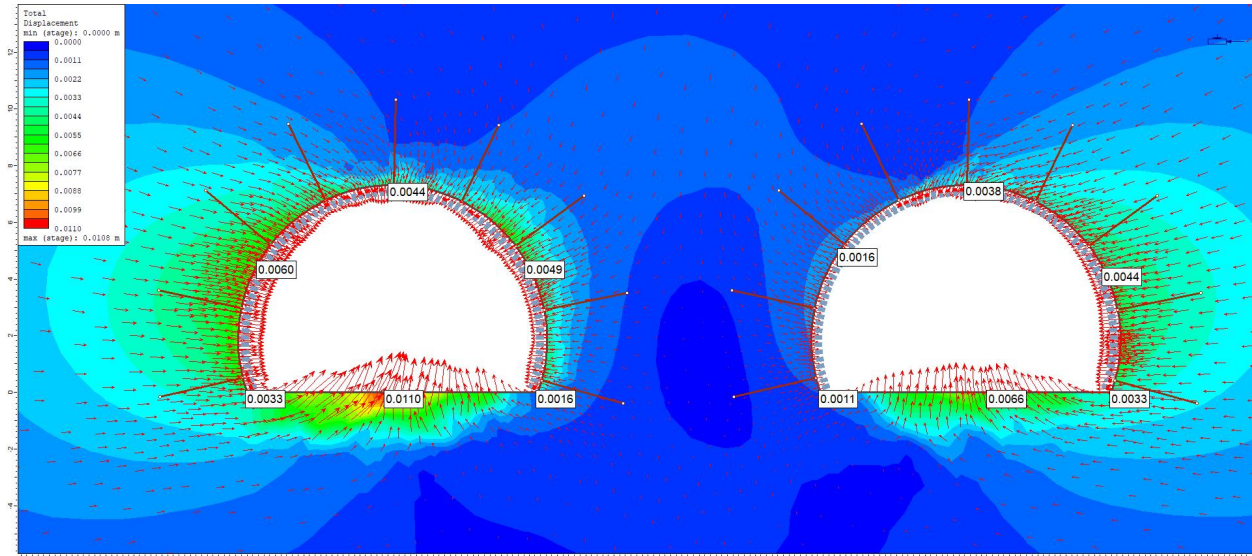
Opprinnelig trasé

Etter utgraving og sikring av begge tunneløpene, blir største hovedspenning (σ_1) fordelt som vist i figur 9.3. De største tangentielle spenningene oppstår ca. 2-3 m ovenfor tunnelkonturen i hengen, der maksimal spenning viser 38,72 MPa. Det oppstår også spenningskonsentrasjon rundt hjørnene (opptil 19 MPa), mens spenningsavlastning oppstår primært i sålen og langs veggene. Minste spenning på -0,15 MPa indikerer at strekkspenninger påvirker bergmassen i spenningsavlastningsområdene. De røde elementene viser sprøytebetong-elementer som har overskredet sin styrke, og dermed gått i brudd. Analysen viser at det har gått brudd i 29 sprøytebetong-elementer, der de fleste er lokalisert i tunnelhengen på begge tunneløpene, mens 6 av sprøytebetong-elementene som har gått i brudd er lokalisert i hjørnene. Alle sprøytebetong-elementene som har gått i brudd er lokalisert i den indre betong-lineren. Det er ingen brudd i den ytre betong-lineren. Analysen viser at det ikke har gått brudd i bolt-elementer.

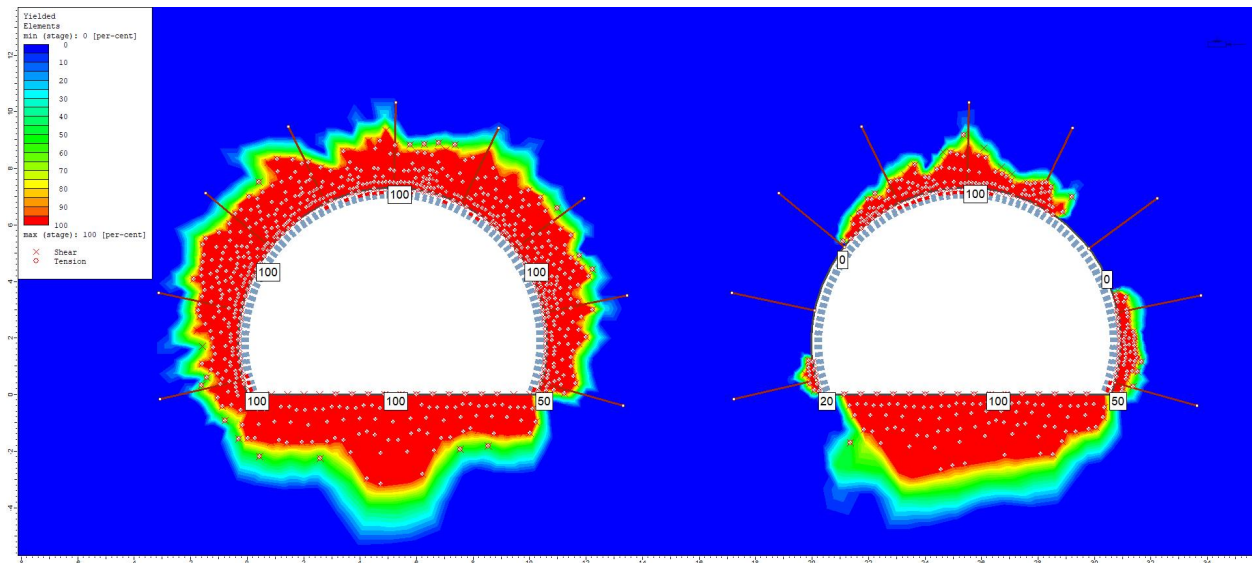


Figur 9.3: Fordeling av største hovedspenning σ_1 for strekningen med størst bergoverdekning (ca. pel 5000), opprinnelig trasé.

Totale forskyvninger i bergmassen i tillegg til forskyvningsvektorer er vist i figur 9.4. Vektorene indikerer at de største forskyvningene oppstår i sålen av begge tunneløpene. De største forskyvningene er på 1,1 cm og er lokalisert i sålen på det venstre tunneløpet. Maksimale forskyvninger på 1,1 cm overskrider ikke kritisk tøyning på 1% av sålen på 7,3 cm. Figur 9.5 viser områder der bergmassens styrke har blitt overskredet (flytelementer). For det venstre tunneløpet, er det en sone på 2-3 m rundt tunnelkonturen som har gått i brudd. For det høyre tunneløpet er sonen størst under sålen og over tunnelhengen. Ved den venstre veggen er det et område der ingen elementer har gått i brudd. Dette vil være omvendt dersom det høyre tunneløpet drives og sikres før det venstre.



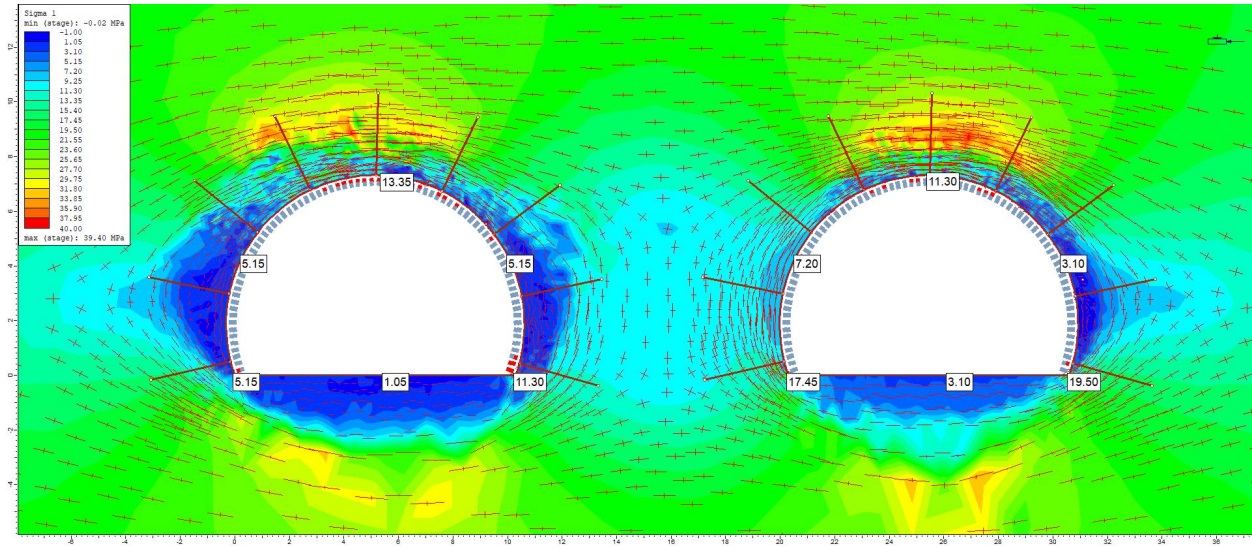
Figur 9.4: Totale forskyvninger og forskyvningsvektorer for strekningen med størst bergoverdekning (ca. pel 5000), opprinnelig trasé.



Figur 9.5: Områder der maksimal styrke er overskredet (flyteelementer) for strekningen størst bergoverdekning (ca. pel 5000), opprinnelig trasé.

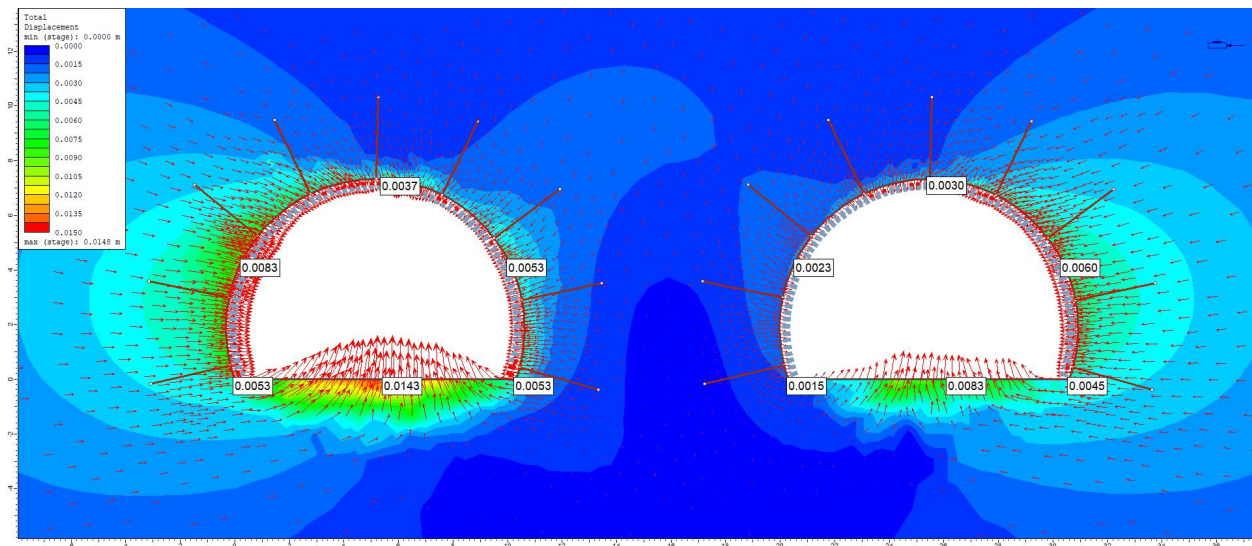
Senket trasé

Ved å senke tunneltraséen 36 m, vil største spenning øke til 39,4 MPa (figur 9.6). Når det gjelder de minste tangentielle spenningene, reduseres disse til -0,02. Analysen viser at sprøytebetongen vil gi etter i tunnelhengen og i hjørnene, der 30 brudd i sprøytebetong-elementer er registrert, også for den senket traséen er det kun sprøytebetong-elementene i den innerste lineren som har gått i brudd i tunnelhengen. I høyre hjørne i det venstre tunnellopet har både en indre- og den ytre lineren gått i brudd. Det er ikke registrert brudd i bolt-elementene.

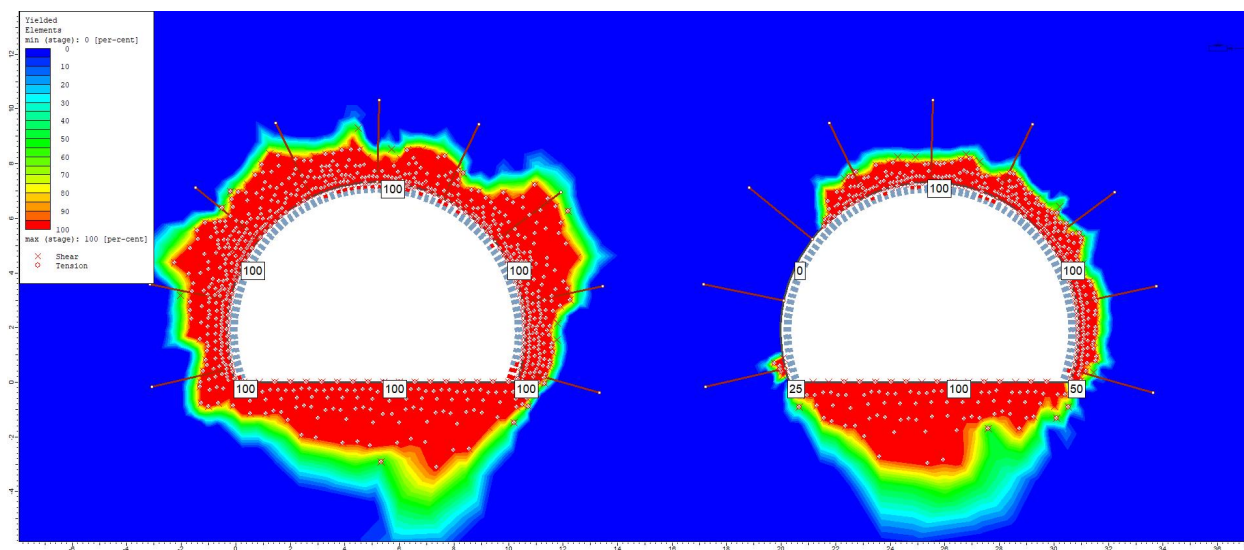


Figur 9.6: Fordeling av største spenning σ_1 for strekningen med størst bergoverdekning (ca. pel 5000), senket trasé.

De totale forskyvningene øker til 1,48 cm i sålen, men den kritiske grensen har fremdeles ikke blitt overskredet (figur 9.7). Forskyvningene er størst i sålen på det venstre tunnellopet. Analysen av den senkede traséen viser at området hvor maksimal styrke er overskredet har økt ved mellomgangen mellom vegg og heng på høyre side av det venstre tunnellopet (figur 9.8).



Figur 9.7: Totale forskyvninger og forskyvningsvektorer for strekningen med størst bergoverdekning (ca. pel 5000), senket trasé.



Figur 9.8: Områder der maksimal styrke er overskredet (yielded elements) for strekningen med størst bergoverdekning (ca. pel 5000), senket trasé.

9.3.2 Svakhetszone D (ca. pel 5750)

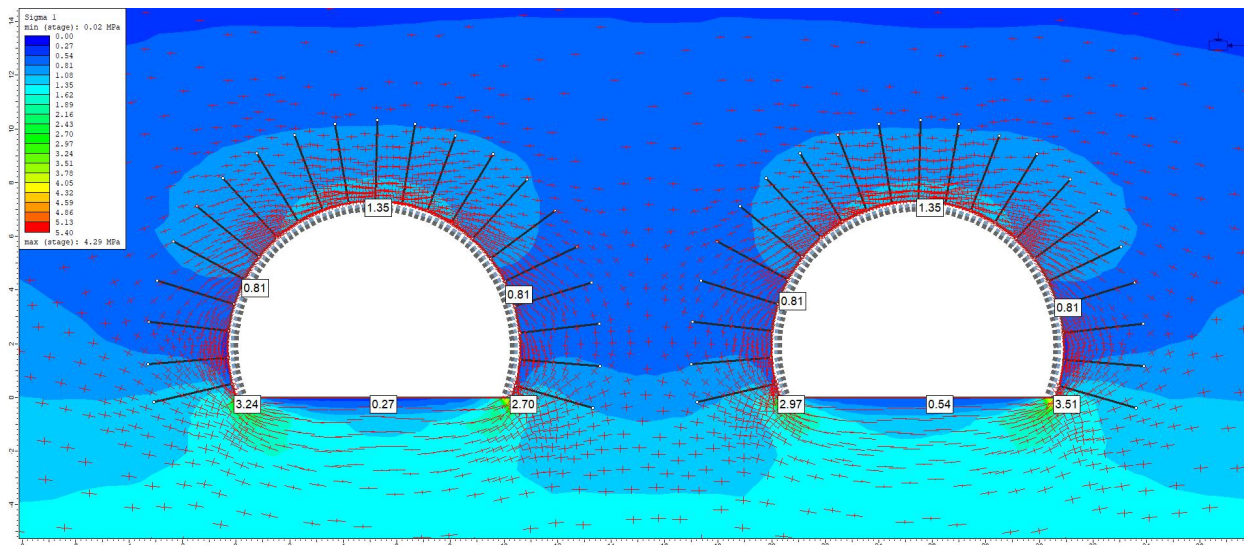
Svakhetszone D er vurdert til å ligge i bergmasseklasse F og sikringsklasse V etter Vegdirektoratet (2016). Permanent sikring for sikringsklasse V er foreslått som følger:

- Sprøytebetong B35 E1000, 15 cm tykkelse.
- Systematisk bolting c/c 1,0-1,5 m.
- Armerte sprøytebetongbuer (RRS). Buedimensjon D60/6+4, $\varnothing 20$ mm, c/c buer 1,5-2m. Buene boltes systematisk, c/c 1,0 m, boltelengde 3-6m. Doble buer kan erstattes med gitterbuer.
- Armert sålestøp, pilhøyde min. 10% av tunnelbredden.

For modellering av svakhetszone D er det brukt metoden for omgjøring av RRS til ekvivalent dimensjoner som beskrevet i kapittel 9.2.5. Det er brukt boltavstand 1 m med fullt innstøpte bolter i tillegg til 15 cm fiberarmert sprøytebetong og RRS.

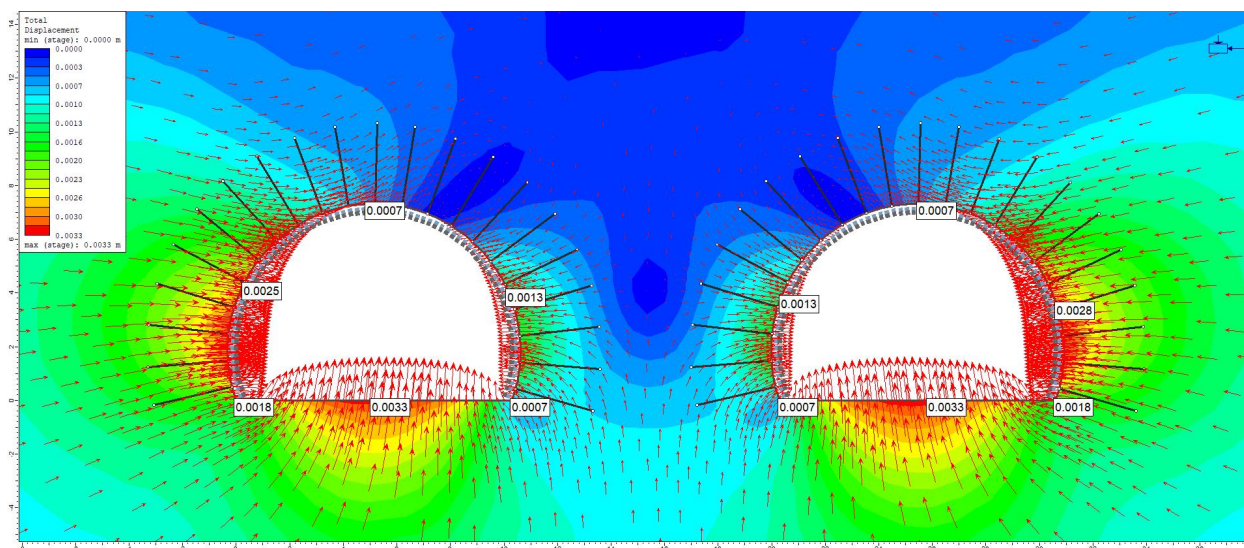
Opprinnelig trasé

Etter utgraving og sikring av begge tunnellopene ved opprinnelig trasé for svakhetszone D, fordeles de største spenningene seg rundt tunnelkonturen som vist i figur 9.9. De største spenningene opptrer i hjørnene og har en størrelse på opp til 3,51 MPa. Tunnelveggene preges av mindre spenninger på ca. 0,81 MPa. Spenningene rundt tunnelkonturen er moderate, og det er ikke tegn til strekkspenninger.

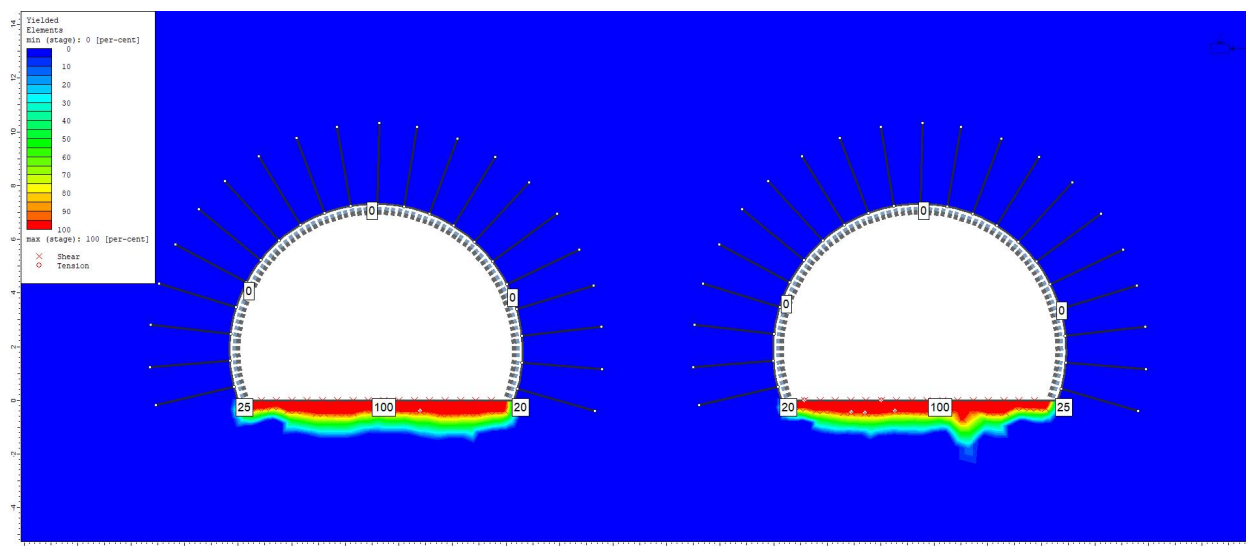


Figur 9.9: Fordeling av største hovedspenning σ_1 rundt tunnel i svakhetszone D (ca. pel 5750), opprinnelig trasé.

De største forskyvningene av bergmassen oppstår i sålen, i høyre vegg for det høyre tunnellopet og i venstre vegg for det venstre tunnellopet (figur 9.10). Forskyvningene er små (maks 0,33 cm), og overskrider ikke kritisk tøyning for verken vegg eller såle/tak på henholdsvis 10,3 og 7,3 cm. Plot for flytelementer viser at det er sone på ca. 50 cm under sålen der maksimal styrke overskrides (figur 9.11).

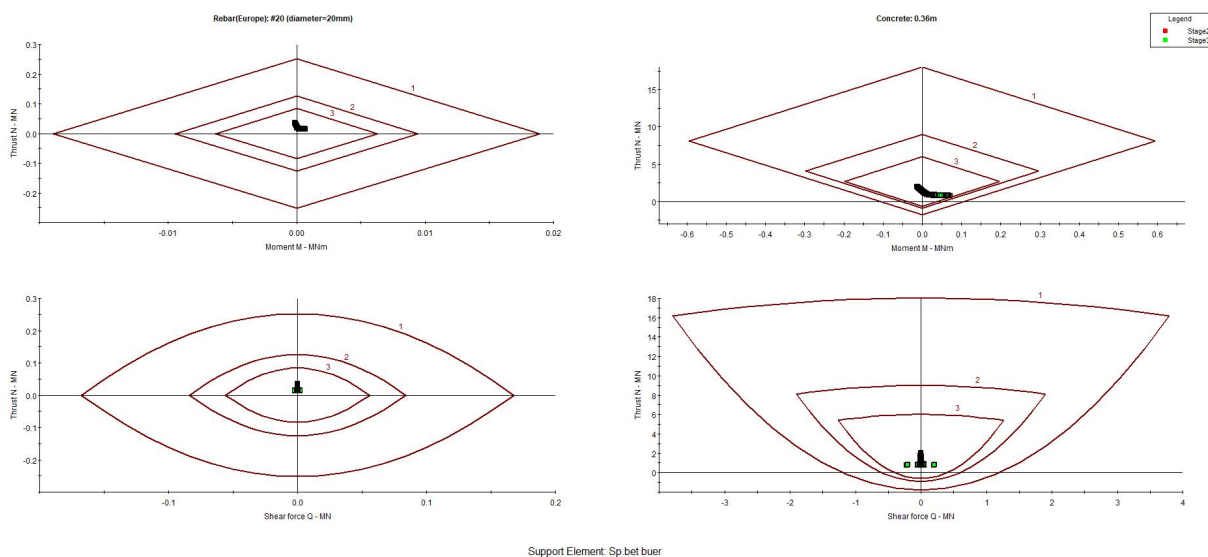


Figur 9.10: Totale forskyvninger og forskyvningsvektorer rundt tunnel i svakhetszone D (ca. pel 5750), opprinnelig trasé.



Figur 9.11: Områder der maksimal styrke er overskredet (flyteelement) for strekningen gjennom svakhetssone D (ca. pel 5750), opprinnelig trasé.

For å analysere hvordan lineren som illustrerer RRS blir påvirket, er plot for sikkerhetsfaktor (support capacity) benyttet (figur 9.12). Det er lagt inn konturlinjer for sikkerhetsfaktor 1-3. Plottene viser kraft vs. moment og kraft vs. skjærkraft for både linerens forsterkning som er kamstålstengene (reeinforcement) og betongen. Dersom sikkerhetsfaktoren < 1 , vil ikke lineren gi tilstrekkelig sikring. Figur 9.12 viser at sikkerhetsfaktoren for lineren > 3 .

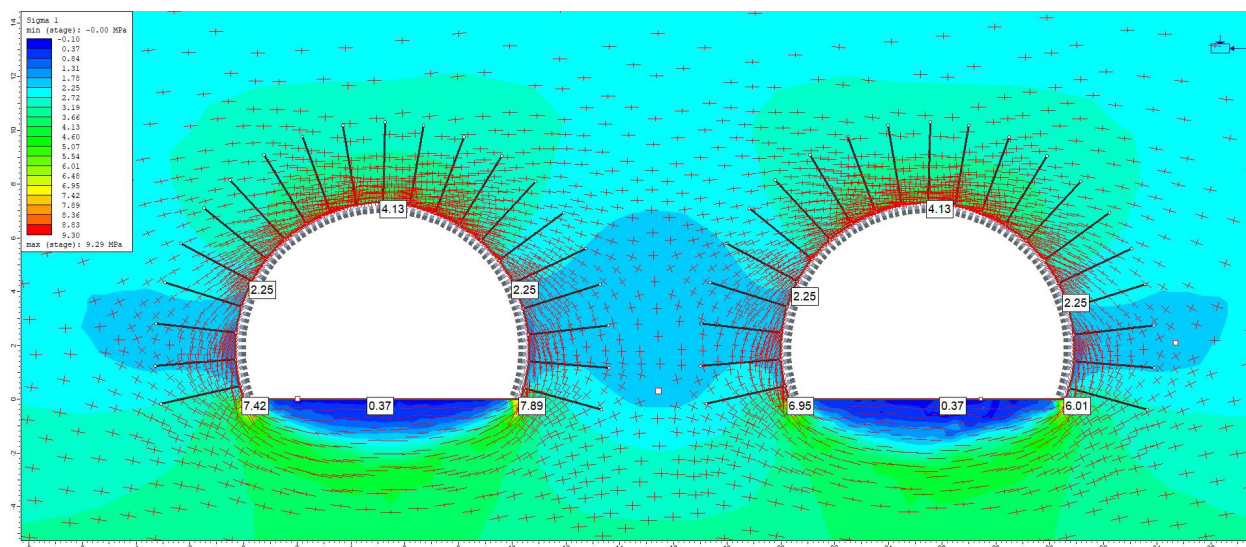


Figur 9.12: Sikkerhetsfaktor for modellert RRS i svakhetssone D (ca. pel 5750), opprinnelig trasé.

Senket trasé

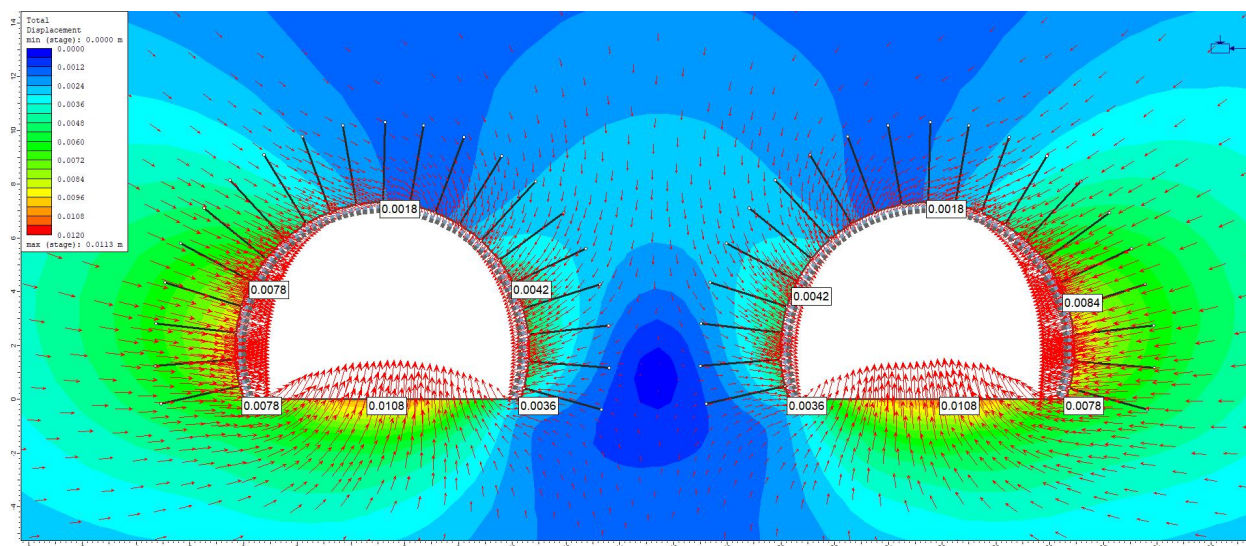
En eventuell senkning av tunneltraséen vil føre til at bergoverdekningen ved passering av svakhetssone D øker 37 m. Dette fører til større spenningskonsentrasjoner rundt tunnelkonturen som

vist i figur 9.13. De største spenningene oppstår også her i hjørnene (opp til 7,89 MPa). Selv om spenningene har økt, er de fremdeles moderate. Små negative verdier på -0,1 kan tyde på at strekkspenninger har oppstått i sålen.

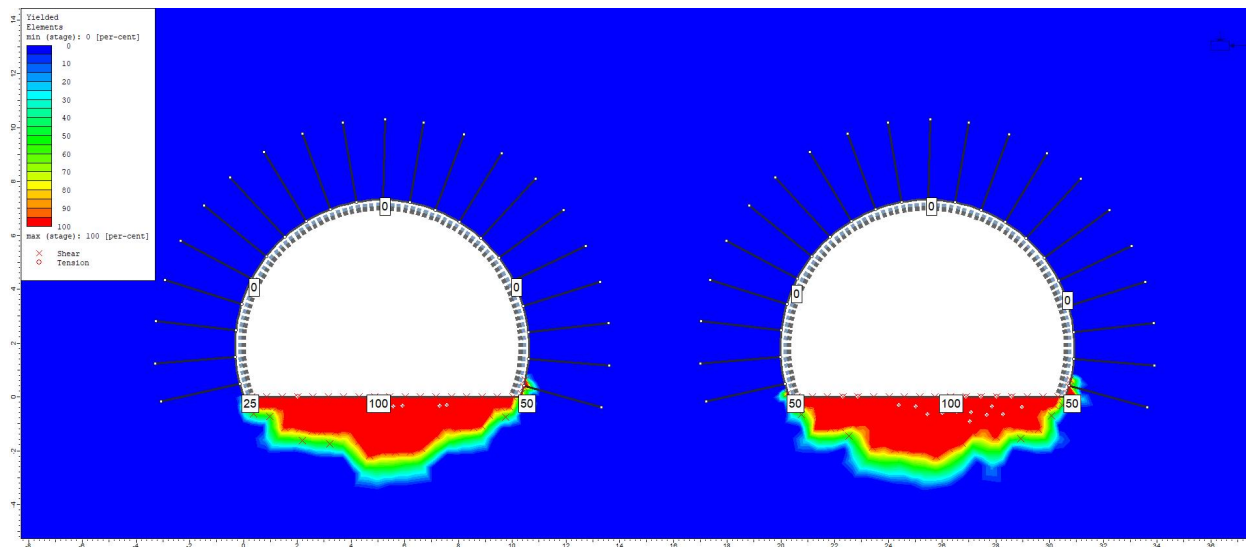


Figur 9.13: Fordeling av største spenning σ_1 rundt tunnel i svakhetszone D (ca. pel 5750), senket trasé.

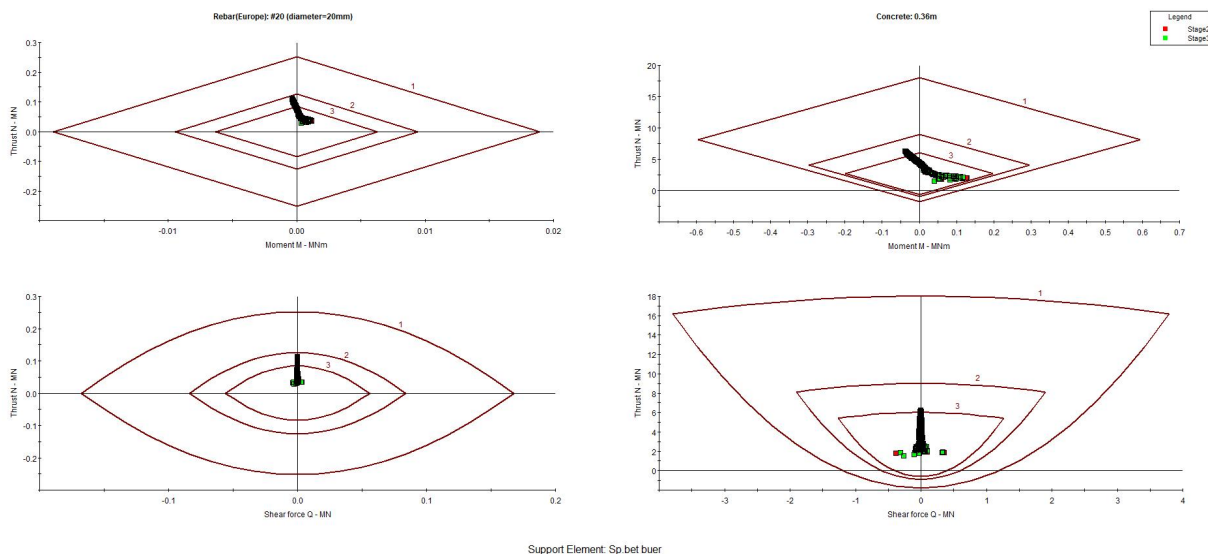
De totale forskyvningene er også her størst i sålen og langs ytterveggene for begge løp. De største forskyvningene er 1,13 cm i sålen for senket trasé, men kritisk tøyning er heller ikke overskredet her (figur 9.14). Området for flyteelementer har økt til ca. 2,5 m i sålen, i tillegg til at et lite område utenfor hjørnene har gått i brudd (figur 9.15). Sikkerhetsfaktoren for sprøytebetongbuen ved senket trasé tilsier at $SF > 2$ (figur 9.16).



Figur 9.14: Totale forskyvninger og deformasjonsvektorer rundt tunnel i svakhetszone D (ca. pel 5750), senket trasé.



Figur 9.15: Områder der maksimal styrke er overskredet (flyteelement) for strekningen gjennom svakhetszone D (ca. pel 5750), senket trasé.



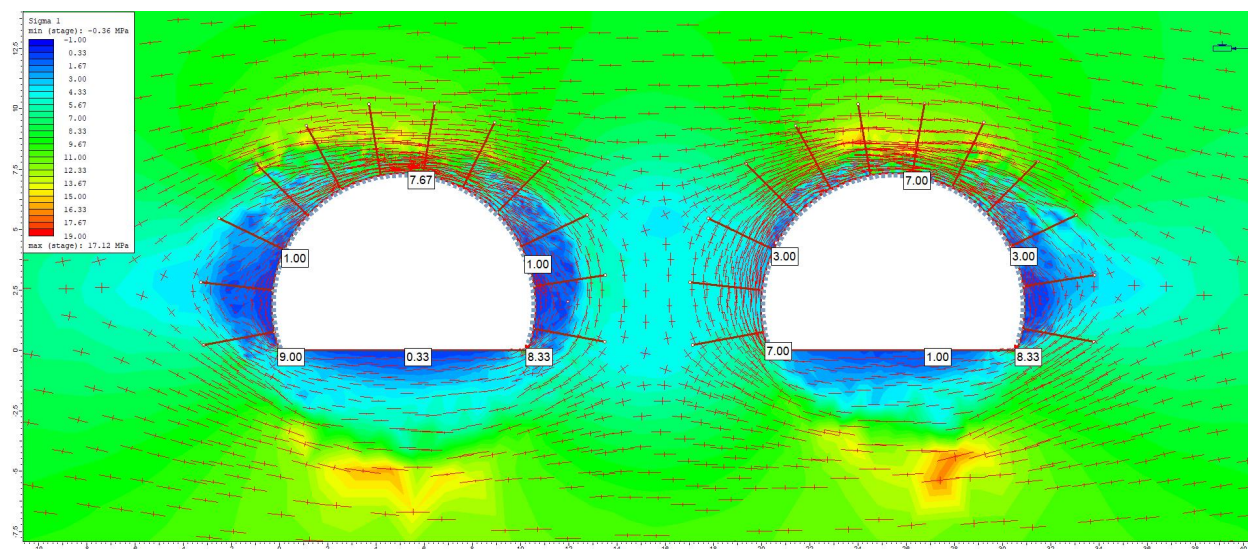
Figur 9.16: Sikkerhetsfaktor for modellert RRS i svakhetszone D (ca. pel 5750), senket trasé.

9.3.3 Boligfelt ved Reistad (ca. pel 6300)

Boligfeltet ved Reistad er vurdert til å ligge i bergmasseklasse D etter Q-systemet og sikringsklasse III etter håndbok N500 Vegtunneler. Bergsikring for dette området er basert på håndbok N500, der anbefalt sikring er 10 cm tykk fiberarmert sprøytebetong (B35 E1000) og systematisk bolting med boltavstand 1,75 m.

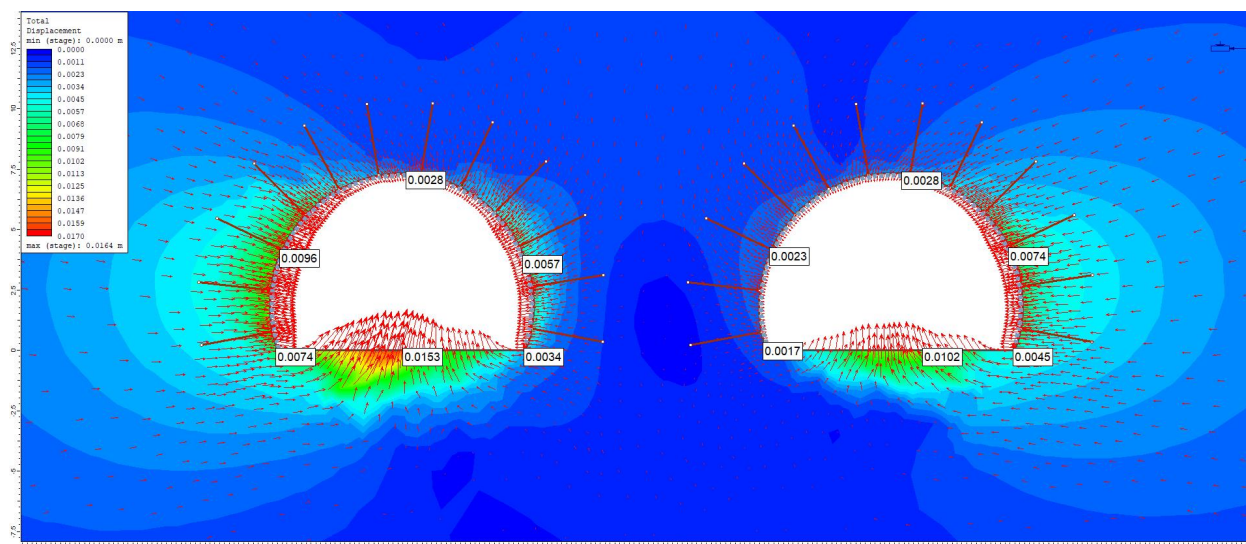
Opprinnelig trasé

Ved boligfeltet ved Reistad, ca. pel 6300, fordeler største hovedspenning seg rundt tunnelkonturen som vist i figur 9.17. Det oppstår spenningskonsentrasjon i tunnelhengen og i hjørnene. De største tangentielle spenningene som oppstår ved utgraving av begge tunneløpene er 17,12 MPa. Disse oppstår ca. 1 m ovenfor tunnelkonturen i hengen. De minste tangentielle spenningene på -0,36 MPa oppstår i veggen og under sålen. Det har gått brudd i to elementer for sprøytebetong, hvor begge er lokalisert i høyre hjørne på hvert tunneløp. Det er ikke gått brudd i bolt-elementene.

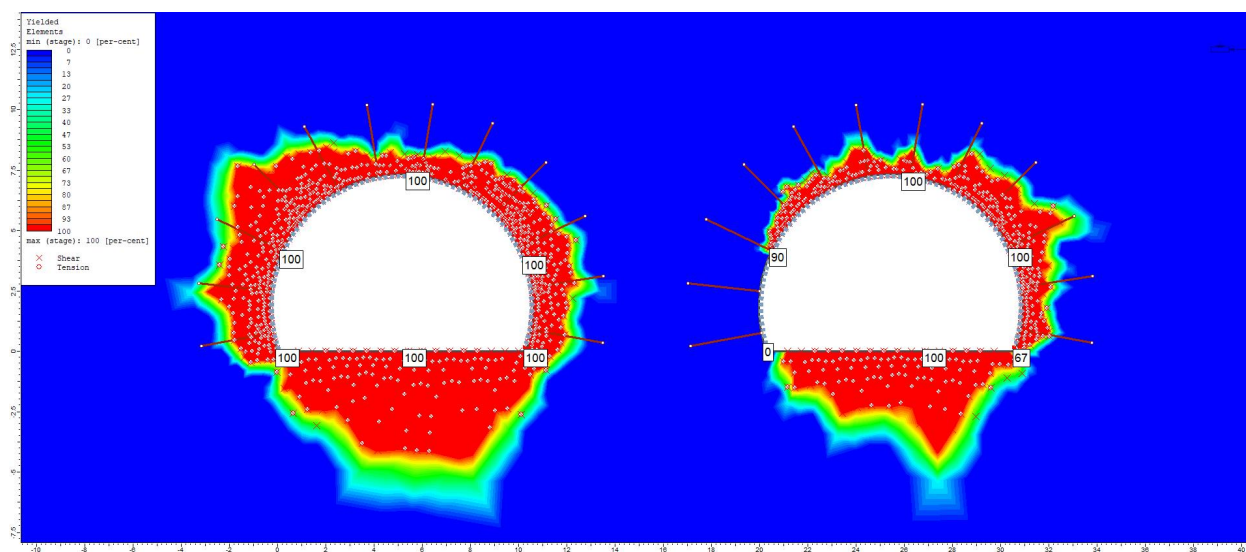


Figur 9.17: Fordeling av største hovedspenning σ_1 for strekningen ved boligfeltet ved Reistad (ca. pel 6300), opprinnelig trasé.

Totale forskyvninger av bergmassen etter utgraving og sikring av begge tunneløpene er vist i figur 9.18, der den største forskyvning på 1,64 cm skjer i sålen av venstre løp. De små forskyvningene overskrider ikke kritisk tøyning på 1% av sålen (7,3 cm). Bergmassens maksimale styrke er overskredet omtrent langs hele tunnelkonturen for begge løpene med varierende utbredelse, som vist i figur 9.19. For det venstre tunneløpet rekker flyteområdet ut hele boltelengden flere steder.



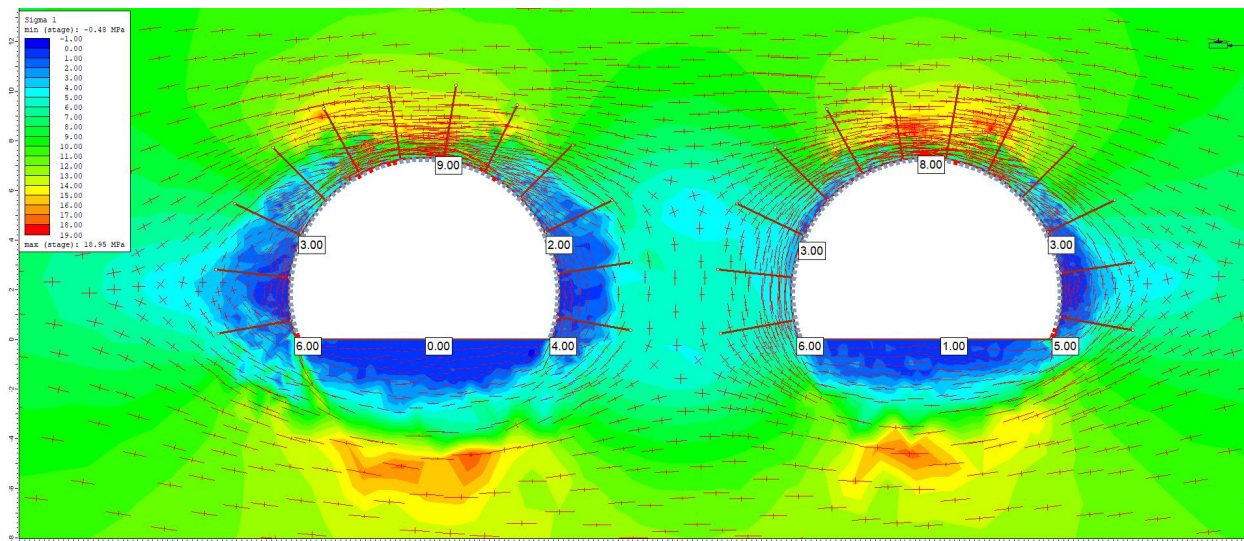
Figur 9.18: Totale forskyvninger og forskyvningsvektorer for strekningen ved boligfeltet ved Reistad (ca. pel 6300), opprinnelig trasé.



Figur 9.19: Områder der maksimal styrke er overskredet (flytelementer) for strekningen ved boligfeltet ved Reistad (ca. pel 6300), opprinnelig trasé.

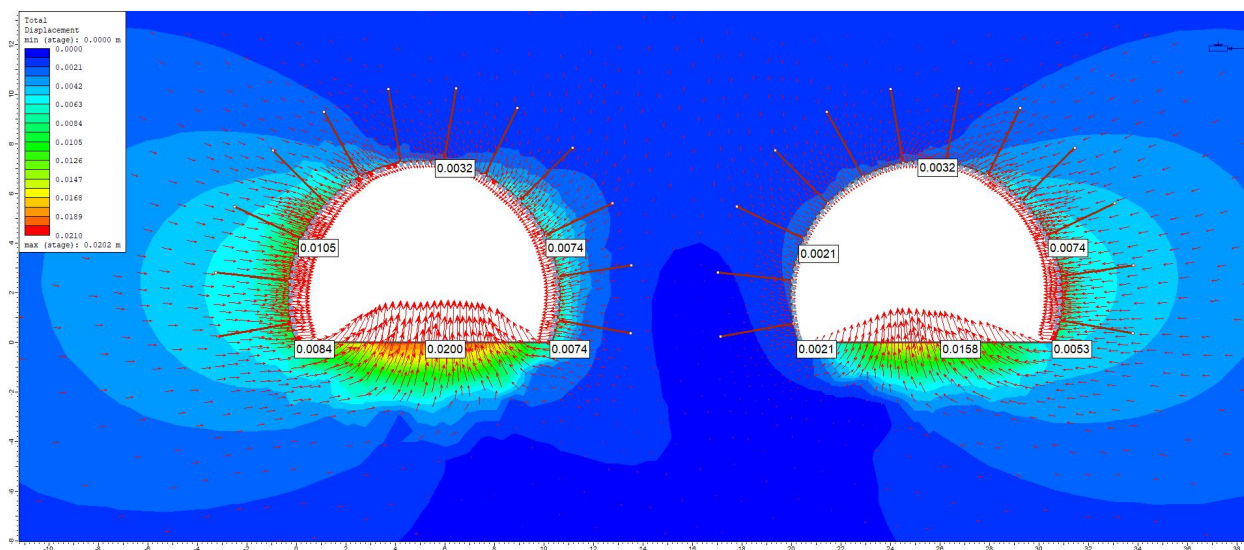
Senket trasé

Ved å senke tunneltraséen med 12 m, vil største spenning rundt tunnelkonturen øke til 18,95 MPa, mens minste spenning øker til -0,48 MPa. Figur 9.20 viser at spenningskonsentrasjons-området over tunnelhengen etter senkning av traséen har økt. Større spenningskonsentrasjon i tunnelhengen og hjørnene fører til flere brudd i sprøytebetongen, der 11 elementer har gått i brudd. 7 brudd har oppstått i sprøytebetongen i hengen på det venstre løpet, mens ett element har gitt etter i hengen på høyre tunnel. Det er i tillegg registrert 3 brudd i sprøytebetongen i hjørnene. Analysen viser at det ikke har gått brudd i bolt-elementene.

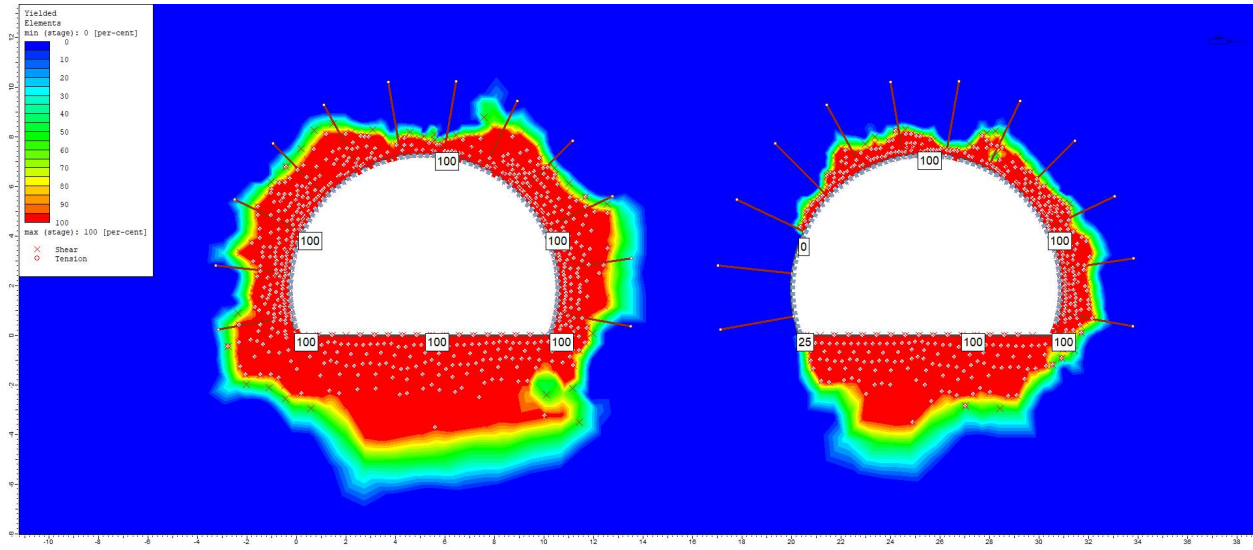


Figur 9.20: Fordeling av største hovedspenning σ_1 for strekningen ved boligfeltet ved Reistad (ca. pel 6300), senket trasé.

De største forskyvningene i bergmassen oppstår i sålen i det venstre tunnellopet, der maksimal tøyning har økt til 2,02 cm (figur 9.21). Forskyvningene overskrider ikke kritisk tøyning på 7,3 cm. Figur 9.22 viser fremdeles at området der maksimal styrke er overskredet rekker nesten hele boltlengden for det venstre tunnellopet. Det er heller ingen store forskjeller for flyteelement-området for det høyre tunnellopet etter senkningen.



Figur 9.21: Totale forskyvninger og forskyvningsvektorer ved strekningen ved boligfeltet ved Reistad (ca. pel 6300), senket trasé.



Figur 9.22: Områder der maksimal styrke er overskredet (flytelementer) ved strekningen ved boligfeltet ved Reistad (ca. pel 6300), senket trasé.

Avsluttende diskusjon

I den avsluttende delen av denne oppgaven vil en sammenstilling av de ingeniørgeologiske vurderingene og de numeriske analysene bli presentert. Fokuset vil være å sammenlikne vurderinger og analyser av bergspenningsproblemer og foreslått bergsikring for de tre strekningene som har blitt modellert, der forskjellene vil bli diskutert. Konsekvenser av en eventuell senkning av tunneltraseen vil også bli diskutert for de tre strekningene. Til slutt vil en oppsummering av oppgavens usikkerheter og forslag til videre undersøkelser bli presentert.

10.1 Spenningsforhold og bergspenningsproblemer

Den nord-vestlige delen av Vikertunnelen fra ca. pel 5000 til påhugget ved Reistad er tolket til å kunne forvente bergspenningsproblemer, da orientering og overdekning sammenfaller med vurderingene gjort fra de nærliggende anleggene. Som beskrevet i kapittel 8.1.3 viser beregnede tangentialspenninger for området med størst overdekning med finkornet kvart-feltspat porfyr (ca. pel 5000, UCS = 151,7 MPa) og området størst overdekning bestående av den grovkornede granitten (ca. pel 6300, UCS = 44,4 MPa), at bergspenningsproblemer kan forekomme. For ca. pel 5000, viser beregningene av tangentialspenninger at tunnelhengen kan oppleve spenninger på 44,8/46,3 MPa. I spenningsavlastingsområdet (se figur 3.13 i kapittel 3.7) kan spenninger på - 2,4/-3,76 MPa oppstå. Beregningene for største- og minste tangentialspenning viser at spenninger på henholdsvis 23,9/24,6 MPa og -1,3/-2 MPa vil kunne oppstå i spenningskonsentrasjons- og spenningsavlastningsområdet ved ca. pel 6300.

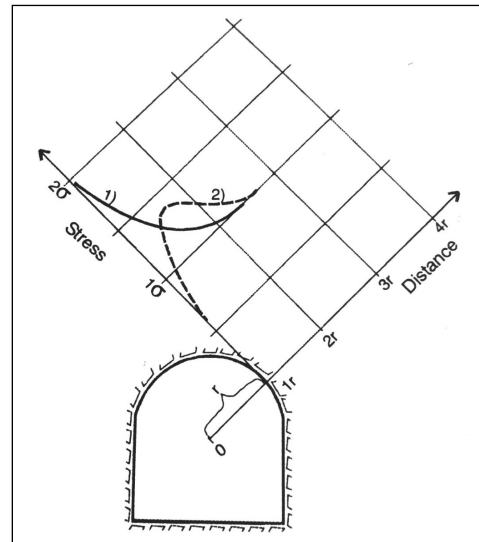
Beregningene viser at avskalling som følge av sprak eller bergslag er forventet i tunnelhengen, og at strekkspenninger kan skape radielle riss og spekker og føre til dårlig innspenning i tunnelveggene. Bruddannelse starter med spalting langs tangentialspennings-retningen. Bergslag med stor avskallingskraft oppstår gjerne ved høye spenninger i hardt berg, og kan dermed forventes i området for kvarts-feltspat porfyr med UCS = 151,7 MPa. Bergspenningsproblemer for området med den grovkornede granitten med UCS = 44,4 vil etter bergartens styrke å dømme, gjøre at sprakingen mest sannsynlig vil være mer beskjeden.

De numeriske analysene viser største- og minste hovedspenning (σ_1 og σ_3) som oppstår ved spreng-

ning av to tunnellop ved ca. pel 5000 er 38,72 MPa og -0,15 MPa. For ca. pel 6300 viser de numeriske analysene at de største hovedspenningene oppstår nedenfor sålen og ovenfor tunnelhengen, der største spenning er 17,12 MPa. De minste hovedspenningene oppstår i sålen og i veggene, der minste spenning er -0,36 MPa. De numeriske analysene samsvarer godt med beregningene for tangentialspenninger, selv om beregningene viser noe høyere verdier. I beregningene tas det ikke høyde for at det er to tunnellop, som kan være noe av grunnen til avviket.

I beregningene etter formel 3.1, 3.2, 8.1 og 8.2 antas det at tangentialspenningene er størst og minst der spenningene tangerer tunnelkonturen. For uforstyrrede bergmasser vil dette være realiteten, men dersom bergmassen inneholder sprekker, vil de største tangentiale spenningene oppstå i en avstand fra tunnelkonturen, som illustrert i figur 10.1. Bergmassen rundt tunnelkonturen er ofte mer oppsprukket pga. sprengning, og sterkt oppsprukket materiale har mindre evne til å oppta spenninger. På denne måten forskyves de største spenningene innover i bergmassen, der maksimal tangentialspenning vil ligge et stykke innenfor konturen. Forskyvning av tangentialspenningene fører også til at maksimal tangentialspenning vil bli lavere enn dersom berget er massivt uten sprekker, noe som kan være grunnen til at de beregnede spenningene er høyere enn tangentialspenningene fra de numeriske analysene.

De numeriske analysene viser store spenninger i hjørnene, og flere steder brudd i sprøytebetongelementer. Som beskrevet i kapittel 8.1.3, fører hjørner til minkende krumningsradius og økende spenningskonsentrasjon. Dette fører også til at tunnelsålen opplever spenningsavlastning og kan sprekke opp ved større strekkspenninger. De numeriske analysene viser at forskyvingene er størst i tunnelsålen, som vil si at oppsprekking kan oppstå her. De små deformasjonene under 2 cm vil ikke medføre stabilitetsproblemer, da oppsprekking i sålen ikke fører til nedfall. I hjørnene er det stor innspenning som gjør det vanskelig for frie bergflak å løsne som bergslag. Det kan dermed oppstå knusing av berget i hjørnene, men dette er ikke vurdert til å medføre stabilitetsproblemer.



Figur 10.1: Prinsipp for konsentrasjon av tangentialspenninger rundt tunnel etter Nilsen og Palmström (2000), der 1) viser spenningskonsentrasjon for uforstyrret massivt berg, mens 2) viser spenningskonsentrasjon for oppsprukket berg. Spenningsforholdet er i dette tilfelle isostatisk ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).

10.2 Stabilitet og bergsikring

Området med størst overdekning (ca. pel 5000)

Bergsikring iht. sikringsklasse I etter håndbok N500 og bergmasseklasse B etter Q-systemet ga ikke tilstrekkelig stabilitet for området med størst overdekning. Det ble derfor vurdert å sikre tunneløpene etter anbefalt metode for sikring ved sprakeberg etter Sve et al. (2008). Rask påføring av sprøytebetong fungerer som brems for sprakingen, mens endeforankrede bolter uten forspenning tar opp deformasjoner i berget. For å oppnå et godt samvirke mellom bolter og sprøytebetong, ble det vurdert å påføre ett ekstra lag med sprøytebetong etter innsetting av bolter.

Tunnelprofilet ved ca. pel 5000 er derfor sikret med bolting c/c 2,5 og 8 cm sprøytebetong i 1. steg, før en ny runde med 8 cm sprøytebetong ble påført. Denne metoden utgjør dermed foreslått bergsikring for ca. pel 5000, da det ser ut til å gi tilstrekkelig stabilitet. Endeforankrede bolter er ikke godkjent som permanent sikring, og denne metoden er derfor en kombinasjon av arbeidssikring og permanent sikring. Nye permanente bolter må derfor installeres for å tilfredsstille krav om langtidsstabilitet.

Deformasjonene i berget medfører store belastninger på sprøytebetongen, og det oppstår oppsprekking i det innerste laget med sprøytebetong. Oppsprekningen stanser i det innerste laget, og påføring av det ytre laget med sprøytebetong ser ut til å gi tilstrekkelig stabilitet. Deformasjonene i bergmassen overskrider ikke kritisk tøyning, men flyteområdet rekker hele boltelengden rundt store deler av tunnelkonturen. Boltene har ikke gått i brudd, men det er ønskelig at boltene forankres i fast berg utenfor den oppsprukne sonen. Lengre bolter kan eventuelt vurderes selv om sikringsmengden ser ut til å gi tilstrekkelig stabilitet.

Til sammenlikning ble sprakeberg ved driving av kloakktunnelen fra Dunkedalen til Fjell først sikret med ett lag sprøytebetong med 6-12 cm tykkelse, før flere sprøytebetong-lag med 3-4 cm tykkelse ble påført. Sjiktvis påføring av sprøytebetong stabiliserte sprakeaktiviteten i kloakktunnelen (se kapittel 6). Det er de store horisontalspenningene som er avgjørende for bergsikring av ca. pel 5000. I de numeriske analysene er det brukt k-verdi på 3,5 som indikerer svært høye spenninger. I realiteten kan det tenkes at største hovedspenning er mindre enn antatt. Det vil i så fall medføre at sprakeaktiviteten vil reduseres, og opprinnelig bergsikring uten flere lag med sprøytebetong kan muligens være tilstrekkelig.

Svakhetssone D (ca. pel 5750)

Foreslått bergsikring for opprinnelig trasé gjennom svakhetssone D ser ut til å gi tilstrekkelig stabilitet ved sikring iht. klasse V etter håndbok N500. Det er ikke oppstått brudd i sprøytebetong- eller boltelementer, i tillegg fører de modellerte sprøytebetongbuen til at deformasjonene blir små. Sikkerhetsfaktoren på RRS tilsier at sprøytebetongbuen er tilstrekkelig dimensjonert for å stå imot bergets deformasjoner. Siden sikkerhetsfaktoren er stor ($SF > 3$), er det mulig at en sprøytebetongbue etter lavere sikringskategori ville gitt tilstrekkelig bergsikring.

Det er ikke tatt høyde for dypforvitring og innhold av svelleleire ved modellering av svakhets-

sone D. Vurderinger i kapittel 8.1.2 tilsier at sonen sannsynlig er dypforvitret, noe som kan føre til vanskelige driveforhold. Siden traseen gjennom svakhetssonen kun har 16 m overdekning, vil driving gjennom denne delen av dypforvittringsrota kunne føre til store stabilitetsproblemer pga. liten innspenning og oppknust materiale (kapittel 8.2).

Dersom driveforholdene er dårligere enn antatt, er det sannsynlig at tyngre bergsikring må benyttes. Full utstøpning kan være nødvendig dersom driving gjennom sonen vil medføre ras, eller dersom det er større partier med knusningssoner med svelleleire, i tillegg til store vannmengder. Siden sonens mektighet og kvalitet er svært usikkert, bør det bli gjort grundige undersøkelser for å bestemme bergmassekvalitet og bergsikring.

De numeriske analysene av svakhetssone D inneholder også store usikkerheter vedr. modellering av armerte sprøytebetongbuer. Som beskrevet i kapittel 9.2, kan ikke sprøytebetongbuer med de gitte dimensjonene direkte modelleres i RS2, og må gjøres om til en annen type bergsikring. Buene som er modellert tar ikke hensyn til bueavstand, og betongliningen vil dermed overestimere buens effekt. Modellering av sprøytebetongbuene medfører derfor store usikkerheter for vurdering av stabilitet og sikring.

Boligfelt ved Reistad (ca. pel 6300)

Foreslått bergsikring av ca. pel 6300 iht. sikringsklasse III etter håndbok N500 ser ut til å gi tilstrekkelig stabilitet. Systematisk bolting med endeforankrede 3-meters bolter c/c 1,75 m pluss 10 cm fiberarmert sprøytebetong ser ut til å motstå belastningen fra deformasjoner i bergmassen som følge av høye spenninger i tunnelhengen. Maksimale forskyvninger overskrider ikke den gyldne regelen, men figur 9.19 viser at området der maksimal styrke er overskredet rekker hele boltelengden rundt det venstre løpet.

Det har ikke gått brudd i boltene, med det kan vurderes om lengre bolter bør benyttes for å oppnå forankring i fast berg. Det har oppstått brudd i sprøytebetong-elementene i hjørnene. Dette vil ikke medføre stabilitetsproblemer da det normalt sprøytes betong kun ned til litt over såle langs veggene. Det blir ikke sprøytet betong på såle og i hjørnene ettersom det her skal det fylles opp for veg. Det vil si at det ikke har noen betydning om det sprekker opp i hjørnene.

Siden det ikke er utført grunnundersøkelser av bergmassen ved ca. pel 6300 medfører vurdering av bergmassekvalitet store usikkerheter. Bergmassen kan både være mer eller mindre oppsprukket enn antatt. De numeriske analysene baseres på resultater fra bergmekanisk testing i laboratoriet, der enaksiell trykkstyrke på 44,4 MPa er beregnet. Som beskrevet i kapittel 7.2.3, er det store usikkerheter vedrørende UCS av bergmassen for dette området. Trykkstyrken på 44,4 MPa viser i hovedsak til sprekkens styrke, slik at det er sannsynlig at område modelleres som svakere enn realiteten. Dersom området har samme egenskaper som for kvarts-feltspat porfyren med UCS=151,7 MPa, vil sterkere bergmasse kunne føre til bedre innspenning i tunnelhengen og bergsikringen kan muligens reduseres.

10.3 Konsekvenser ved senkning av tunneltraseen

Som beskrevet i kapittel 8.2, er det ønskelig å senke traseen for å unngå lavbrekk i tunnelen. Senkning av tunneltraseen vil medføre større overdekning, og dermed større spenninger. Senkning av traseen ved området med størst overdekning ser ikke ut til å påvirke driveforholdene i stor grad. Selv om spenningene øker, er det kun fire ekstra sprøytebetong-element som går i brudd i senket trasé. Selv om det går brudd i den ytre lineren av sprøytebetongen ved det ene hjørnet i senket trasé, vil ikke dette påvirke tunnelstabiliteten. Foreslått bergsikring for opprinnelig trasé for ca. pel 5000 vurderes derfor som tilstrekkelig også for senket trasé, og det forventes at senkning av traseen ikke vil føre til økt stabilitetsproblem og bergsikring under de gitte forholdene.

Bergsikring av den senkede traseen gjennom svakhetszone D ser ut til å være tilstrekkelig, da det ikke er gått brudd i liner- eller boltelementer, samtidig som forskyvningene ikke overskrider kritisk tøyning. Sikkerhetsfaktoren for RRS reduseres ved en eventuell senkning av traseen. Det vil si at sprøytebetongbuen tar opp mer last enn ved opprinnelig trase. Sikkerhetsfaktoren > 2 for sprøytebetongbuen i senket trasé vurderes som tilstrekkelig under de gitte forholdene. Det er dermed ikke nødvendig å øke bergsikring gjennom svakhetszone D ved en eventuell senkning av traseen.

Senkning av traseen ved svakhetszone D kan medføre endring i bergmasseforhold da sonen er tolket som sannsynlig dypforvitret. Som beskrevet i kapittel 8.2, er det sannsynlig at en senkning av traseen med 37 m vil føre til bedre bergmassekvalitet pga. økende innspenning og mindre oppknust materiale. Dette er det ikke tatt hensyn til ved modellering av svakhetszone D, og bergmassekvaliteten er satt tilsvarende for opprinnelig og senket trase. Grunnen for dette er at det er vanskelig å vurdere hvor mye bergkvaliteten eventuelt er forbedret. I tillegg vil innspenning øke som følge av endret overdekning. Dersom bergmasseforholdene forbedres ved senkning av traseen kan det tenkes at bergsikringen kan reduseres.

For området ved Reistad (ca. pel 6300) vil en senkning av tunneltraseen medføre at foreslått bergsikring ikke lenger er tilstrekkelig. Større spenningskonsentrasjoner i tunnelhengen fører til 7 brudd i sprøytebetong-elementene som følge av at bergsikringen ikke lenger står imot deformasjonene i berget. Numeriske analyser av senket trasé med økt tykkelse sprøytebetonglaget fra 10 til 15 cm, vil etter de gitte forholdene gi tilstrekkelig bergsikring for den senkede traseen ved ca. pel 6300.

På grunn av en liten økning i spenningskonsentrasjoner og vesentlig økning av brudd i betongelementer, er det forventet at senkning av traseen vil kunne føre til økte stabilitetsproblemer og bergsikring under de gitte forholdene. Som beskrevet i kapittel 10.2 er det store usikkerheter vedr. bergmassens styrke, og en underestimert styrke er ikke usannsynlig. Dersom bergmassens styrke tilsvarer styrken til kvart-feltspat porfyren, vil en senkning av traseen mest sannsynlig ikke føre til stabilitetsproblemer da innspenning av hengen vil være stabilitetsmessig gunstig.

10.4 Usikkerheter

Som beskrevet i kapittel 1.4, er det ikke blitt utført grunnundersøkelser for planlegging av Vikertunnelen, og de ingeniørgeologiske vurderingene i denne oppgaven er derfor kun basert på felt-

undersøkelser i dagen, laborietester og relevant litteratur for området inkludert erfaringer fra anlegg i nærheten. Dette medfører store usikkerheter for tolkning av berggrunn og vanskelighetsgrad av prosjektet. De viktigste usikkerhetene er følgende beskrevet:

- Inndeling av området for kvarts-feltspat porfyr og grovkornet granitt er basert på feltobservasjoner og geologisk kart over Drammensbatolitten (kapittel 3.1, figur 3.1). Det er stor variasjon i drammensgranitten i dette området, og en detaljert inndeling av bergartsgrenser er ikke utført. Dette medfører usikkerheter ved tildeling av materialparameterer for de forskjellige områdene.
- Bergprøvene som ble testet i laboriet er hentet i dagen og som nedfall i tunnel, og kan medføre usikkerhet for styrke- og elastisitetparameterne fra bergmekanisk testing. Prøven for grovkornet granitt hadde i tillegg tydelig oppsprekking, som kan medføre underestimering av materialparameterne. I tillegg bør parameterne beregnes fra et gjennomsnitt av 5 tester, mens det kun ble 4 representative tester for bruk i denne oppgaven.
- Vurderinger av svakhetssoner er basert på depresjoner i terrenget, og medfører dermed store usikkerheter. Som beskrevet i kapittel 3.4, er svakhetssonene som er orientert parallelt med isens bevegelse under istiden dypere og lettere å gjenkjenne i terrenget. Dette kan medføre at svakhetssoner orientert normalt på breens bevegelse ikke er avdekket. Vurdering av svakhetssoner medfører dermed store usikkerheter, og det er sannsynlig at videre undersøkelser vil avdekke flere soner med antatt dårlig bergmassekvalitet.
- Registrering av Q-verdier i felt medfører store usikkerheter, da metoden er utført på bergblotninger i dagen og ikke på nivå med tunneltraseen i bergmassen. Sprekkemateriale blir ofte vasket bort i dagen, og estimering av tall for sprekkefylling (Ja), kan avvike fra dagbergsonen. Dersom sprekkene har innhold av grus eller leire, vil Ja øke, slik at Q-verdien blir redusert.
- Vurdering av bergmassekvalitet i svakhetssoner, påhuggsområder og områder med liten bergoverdekning medfører store usikkerheter da antakelsene er basert på litteratur og teori, og ikke grunnundersøkelser. Dette medfører også stor usikkerhet i vurdering av Q-verdier langs tunneltraseen. Det er sannsynlig at Q-verdier vurdert i neste planstadi vil avvike fra forventede Q-verdier i denne oppgaven.
- Tilbakeberegninger av spenningsforholdene i Drammensområdet medfører store usikkerheter da de er basert på korrelasjonsanalyser med faktorverdier. Faktorverdien på $A = 1,8$, som er brukt i denne oppgaven skal tilsvare nisjen der spenningsmålingene ble utført, men hvorvidt faktorverdien er representativ er usikkert. Forholdet mellom horisontal- og vertikalspenning på 3,5 kan dermed både være under- og overestimert. Det kan i tillegg være store lokale forskjeller i Drammensområdet, og det er usikkert hvorvidt spenningsmålinger i kloakktunnelen kan direkte overføres til Vikertunnelen.
- Vurdering av bergspenningsproblemer medfører også store usikkerheter da de er basert på enaksiell trykkstyrke målt i laboriet, antatt k-verdi på 3,5 og numeriske analyser. Det er ikke gitt at bergspenningsproblemer vil oppstå ved driving av Vikertunnelen, og antakelsene medfører dermed store usikkerheter.

- Vurdering av bergspenningsfaktoren SRF for beregning av Q-verdi medfører store usikkerheter. For vurdering av bergspenningsforhold langs traseen med moderat overdekning er SRF verdien vurdert til gunstig ($SRF = 1$), selv om beregninger av spenninger tilsier at bergspenningsproblemer kan forekomme for traseen med størst overdekning for kvart-feltspat porfyr og for den grovkornede granitten. Den totale vurderingen som utgjør $SRF=1$ er derfor usikker, og må muligens oppjusteres dersom tilsvarende forhold skulle være realiteten.
- De numeriske analysene vil i seg selv medføre store usikkerheter, da modellene kun simulerer bergmassen spenninger og deformasjoner i bergmassen etter åpning av tunnellopene. Inngangsparameterne til modellene er tidligere nevnt som usikkerheter, noe som medfører usikkerheter i de numeriske modellene. I tillegg er GSI verdi og residualverdier brukt i modellene basert på antakelser og vurderinger av bergmassen, og verdiene medfører dermed store usikkerheter.
- Det er store usikkerheter i forbindelse med modellering av sprøytebetongbuer som bergsikring i de numeriske analysene av svakhetszone D. Programmet RS2 er ikke designet for å modellere gitte dimensjoner for sprøytebetongbuer, og buen har dermed blitt lagt inn som en kontinuerlig betonglining med ekvivalent dimensjoner på 1 m som beskrevet i 9.2.5. Buene tar ikke hensyn til bueavstand, og betongliningen vil dermed overestimere buens effekt. Sprøytebetongbuene burde vært modellert på en annen måte, men hvordan det skulle vært gjort er usikkert.
- I de numeriske analysene antas det av største hovedspenning er orientert vinkelrett på tunnelverrsnittet. I realiteten vil orientering av største hovedspenning mest sannsynlig ikke trefte vinkelrett, men ha en annen orientering. Dette vil påvirke fordeling av spenninger rundt tunnelkonturen på en annen måte enn de numeriske modellene tilsier.

Ingeniørgeologiske vurderinger av tunnel i tidligfase vil alltid inneholde usikkerheter fordi det som regel ikke finnes detaljert informasjon om bergmasseforholdene i dypet der tunneltraseen skal drives. Ofte vil en først få “svar” på forholdene i berggrunnen ved driving av tunnelen i byggefasen. De faglige vurderingene i denne oppgaven er etter forutsetningene som beskrevet i kapittel 1.4, basert på grundig litteraturstudier og en helhetlig forståelse av den geologiske historien til området rundt Vikertunnelen. På denne måten har det vært mulig å avdekke de kritiske områdene ved driving av Vikertunnelen, som vil komme godt med i neste planleggingsfase.

10.5 Forslag til videre undersøkelser

I neste planfase vil det være nødvendig å utføre grunnundersøkelser etter krav til forundersøkelser i kommunedelplan / fylkesdelplan (vedlegg A). Følgende vil forslag til undersøkelser for potensielt kritiske områder bli presentert:

- Det er nødvendig å undersøke bergmassekvalitet og innlekkasje i de antatt mektige svakhetssonene, spesielt fordypningen ved Reistad og svakhetssonen i tilknytning til Sprengstoffdammen. Det anbefales å utføre kjerneboringer i sonene for å utføre kjernelogging og lugeon testing for å undersøke hydraulisk konduktivitet.

- Geofysiske undersøkelser i form av refraksjonsseismikk bør brukes for å undersøke løsmassemektighet og for å påvise lav-hastighetssoner langs traseen. Geoelektriske undersøkelser kan også brukes for å undersøke svakhetenes forløp mot dypet. Dette vil også være spesielt viktig ved de antatt store svakhetssonene ved Reistad og Sprengstoffdammen.
- For å få en bedre forståelse av bergmassekvaliteten i de antatte svakhetssonene, bør supplerende kjerneboringer utføres langs traseen.
- Det kan også være fordelaktig å utføre fri svelletest for å påvise svelleleire. Spesielt gjelder dette i svakhetssonene der dypforvitring er sannsynlig (sone I, K og C/D). Dersom det finnes skjæringer i sonene, kan materialet herfra bli testet. Dersom det blir utført supplerende kjerneboringer som inneholder leire, kan materialet herfra brukes til fri svelletest.
- Det bør også bli utført nærmere undersøkelser av løsmassene, der mektighet ved påhuggene kan undersøkes ved hjelp av grunnboringer. I tillegg bør de marine avsetningene ved påhuggene på Dagslett og ved Reistad undersøkes for setningsømfintlighet og sensitivitet.
- Det bør utføres hydrogeologiske undersøkelser av området for å fastsette krav til innlekkasje. Dette vil være spesielt viktig der tunneltraseen krysser under sprengstoffdammen, og ved passeringen langs Skapertjern.
- Det kan være fordelaktig å utføre bergspenningsmålinger for å få et tydelig bilde av in-situ spenningene i området, spesielt med bakgrunn i mistanke om høye horisontalspenninger.
- Dersom en senkning av tunneltraseen blir vurdert, bør det bli utført befarings av Lieråstunnelen for å vurdere tiltak når Vikertunnelen skal drives over Lieråstunnelen.

Konklusjon

Hovedmålet med denne masteroppgaven har vært å utføre ingeniørgeologiske vurderinger for å avdekke områder langs tunneltraseen som kan skape utfordringer knyttet til stabilitet og sikring. Fordeling av bergmasseklasser etter Q-systemet og sikringsklasser etter handbok N500 har også blitt utført for å få en oversikt over tunnelens vanskelighetsgrad. I tillegg har en endret vertikalprofil for Vikertunnelen blitt vurdert for å unngå et lavbrekk i tunnelen. Numeriske analyser basert på bergmekaniske tester i laboratoriet til NTNU har til slutt blitt utført for å vurdere anslått bergsikring for tre områder fra de ingeniørgeologiske vurderingene. Følgende vil en oppsummering av de viktigste problemstillingene bli presentert:

- Det er funnet 3 sprekkeseett pluss tilfeldige sprekker ved feltundersøkelser. De dominerende sprekkeseettene er S1 og S2, der S1 har fall på 80-90° mot NV, og S2 har fallretning mot SSV med fall på 70-90°. Det subhorisontale sprekkeseettet S3 varierer i fall og fallretning, og er vanskelig å definere.
- Tunneltraseen er orientert $> 25^\circ$ med de to dominerende vertikale sprekkeseettene (S1 og S2), noe som er gunstig for stabiliteten. Det horisontale sprekkeseettet (S3) gir erfaringsvis problemer med blokknedfall i øvre deler av bergmassen (ca. 20-30m), da de er tolket som overflateparallele sprekker, eller eksfoliasjonssprekker. Sprekkeseett S3 kan kombinert med avskjærende vertikale sprekker medføre stabilitetsproblemer.
- Erfaringer og observasjoner i dagen gir gode indikasjoner på at Vikertunnelen vil krysse vertikale diabasganger. Gangbergartene er ofte mer oppsprukket og økt innlekkasje kan forventes fra disse. I tillegg har bergspenningsproblemer i tilknytning til kryssing av gangbergarter oppstått ved driving av Lieråstunnelen. Det er sannsynlig at bergspenningsproblemer i form av bergslag kan forekomme i Vikertunnelen ved driving gjennom gangbergarter.
- Det er forventet at tunneltraseen vil påtreffes minst 14 mektige svakhetssoner med orientering hovedsakelig i NNØ-SSV retning. Fordypningen ved Reistad (sone C og D) og svakhetssonene i tilknytning til Skapertjern og Sprengstoffdammen (sone K og I) forventes å være dypforvitret på grunnlag av kjerneboringer og litteratur fra Oslofeltet. Det er sannsynlig at disse sonene har ekstremt dårlig bergmassekvalitet med tett oppknust berg og innhold av leire og svelleleire. De fleste svakhetssonene vil påtreffes tunneltraseen med stor vinkel (50-80°),

mens svakhetssonen i tilknytting til Skapertjen (I) antas å krysse tunnelen med en vinkel på 35°. Dette kan føre til stabilitetsproblemer og innlekkasje over en lengre strekning.

- I området rundt Vikertunnelen er spenningsbildet $\sigma_H > \sigma_v$, der nærliggende anlegg indikerer at området er preget av store horisontalspenninger. Tilbakeberegninger av spenninger fra målinger utført i en kloakktunnel i nærheten, tilsier at forholdet mellom horisontal- og vertikalspenningen er 3,5. Bergslagsproblemer i to av de nærliggende anleggene forsterker dette, der faktorer som bergoverdekning, orientering og bergartsgrenser ser ut til å være avgjørende. Erfaringsvis ser det ut til at bergspenningsproblemer gjelder tunneler i Drammensområdet med overdekning > 160-200 m som er orientert ca 50-80° med største hovedspenning.
- Ut i fra tidligere utførte undersøkelser og litteratur er det vurdert at systematisk forinjeksjon bør utføres langs store deler av Vikertunnelen. I tillegg vil tetthetskravene være strenge i områdene rundt Sprengstoffdammen og Skapertjern da det er fare for drenering av tjern ved innlekkasje. Tetthetskravene vil også være strenge ved påhuggsområdene, der grunnforholdene består av setningsømfintlige masser.
- Anslått bergsikringen er basert på Q-systemet, og fordelingen av bergmasseklasser langs Vikertunnelen er som følger: B = 14,5%, C = 37,3%, D = 41,4%, E = 3,5% og F = 3,2%. Fordelingen av Q-verdier tilsier at 48,2% av tunneltraseen forventes å påtreffe bergmasse med dårlig kvalitet eller verre ($Q > 4$). Det er kun 14,5% av tunneltraseen for Vikertunnelen som er vurdert til å tilhøre godt berg ($Q > 10$).
- Berggrunnen ved området med størst overdekning (ca. pel 5000) er vurdert til bergmasseklasse B - godt berg etter Q-systemet og sikringsklasse I etter håndbok N500. På grunn av høye horisontale spenninger ble bergsikring for ca. pel 5000 vurdert på nytt, da numeriske analyser indikerte brudd i sprøytebetongen i hengen. Sjiktvist påføring av 8 cm fiberarmert sprøytebetong + systematisk bolting med c/c 2,5 m før et nytt lag med tilsvarende sprøytebetong ble påført ser ut til å gi tilstrekkelig stabilitet for ca. pel 5000.
- Svakhetszone D (ca. pel 5750) er vurdert til å tilhøre bergmasseklasse F etter Q-systemet, som tilsvarer ekstremt dårlig bergmasse. Modellering av svakhetszone D tilsier at foreslått bergsikring iht. sikringsklasse V etter håndbok N500 bestående av systematisk bolting c/c 1 m, 15 cm fiberarmert sprøytebetong og armerte sprøytebetongbuer med buedimensjon D60/6+4 Ø20 er tilstrekkelig bergsikring.
- Ved ca. pel 6300 (boligfeltet ved Reistad) er bergmassen klassifisert som dårlig (klasse D) etter Q-systemet. Foreslått bergsikring iht. sikringsklasse III etter håndbok N500, bestående av systematisk bolting c/c 1,75 m pluss 10 cm fiberarmert sprøytebetong, er etter de numeriske analysene vurdert som tilstrekkelig bergsikring.
- Ved å senke tunneltraseen vil driveforholdene for ca. pel 5000 og 5750 være mer eller mindre uendret under de gitte forholdene. Foreslått bergsikring vil være tilstrekkelig både for opprinnelig og senket trasé for disse områdene. For området ved Reistad (ca. pel 6300) vil en senkning av tunneltraseen kunne føre til mer avskalling i tunnelhengen, og foreslått bergsikring ser ikke ut til å være tilstrekkelig. Numeriske analyser tilsier at bergsikring av senket trasé for ca. pel 6300 vil være tilstrekkelig dersom tykkelsen på sprøytebetong-laget øker med 5 cm.

Referanser

- Bieniawski, Z. T. (1984). *Rock mechanics design in mining and tunnelling*. Rotterdam: Balkema.
- Bryhni, I. (2019). Den kaledonske fjellkjeden, *Store Norske Leksikon*. Tilgjengelig fra: https://snl.no/Den_kaledonske_fjellkjeden (Hentet: 5. november 2019).
- Bugge, A. (1963). *Norges molybdenforekomster*. Oslo: Universitetsforlaget.
- Cai, M., Kaiser, P., Tasaka, Y. og Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2), s. 247–265. doi: <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.07.005>.
- Faggruppe for Geoteknikk (2018). *Introduksjon til geoteknikk, pensumlitteratur i emnet TBA4100 Geoteknikk og geologi*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet. Upublisert.
- Freeze, R. og Cherry, J. (1979). *Groundwater*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Gabrielsen, R. H., Nystuen, J. P. og Olesen, O. (2018). Fault distribution in the precambrian basement of south Norway, *Journal of Structural Geology*, 108, s. 269–289. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jsg.2017.06.006>.
- Heltzen, A. M. (1978). *Sprøytebetong på sprakefjell*. Institutt for fjellsprenningsteknikk. Tilgjengelig fra: http://www.rockmass.no/filer/Heltzen_Sprakefjell.pdf (Hentet: 21. november 2019).
- Heltzen, A. M., Moxon, S. og Schach, R. (1969). Stabilitetsundersøkelser for sikringsarbeider i lieråsen tunnel, *Geoteknikk-dagen* . 1969. Kontor for Fjellsprenningsteknikk, s. 1-25.
- Hoek, E. (2007). *Practical rock engineering*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf> (Hentet: 12. desember 2019).
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1980). *Underground excavations in rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength, *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 34(8), s. 1165–1186. doi: [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X).

-
- Hoek, E., Kaiser, P. K. og Bawden, W. F. (2000). *Support of underground excavations in hard rock*. Utgave nr. 4. Rotterdam: A.A. Balkema.
- Hognestad, H., Fagermo, J., Kveen, A., Backer, L., Grøv, E., Frogner, E. og Aarset, A. (2010). Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg. (Håndbok nr. 06) Norsk forening for fjellsprenningsteknikk. Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Haandbok_06.pdf (Hentet: 11. desember 2019).
- Høien, A. H., Nilsen, B. og Olsson, R. (2019). Main aspects of deformation and rock support in norwegian road tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 86, s. 262–278. doi: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.01.026>.
- Huseby, F. (1966). *Lieråsen tunnel, strukturgeologiske og ingeniørgeologiske undersøkelser*. (tekniske tidsskrift for Norges Statsbaner 481). Tekniske meddelelser NSB.
- Jansen, A. (2020). E134 dagslett-e18: Fire løsninger ut på høring, *Drammen Live 24*. Tilgjengelig fra: <https://drm24.no/nyheter/e134-dagslett-e18-disse-fire-losningene-er-aktuelle-2012047> (Hentet: 3. mai 2020).
- Klüver, B. H. og Kveen, A. (2004). *Berginjeksjon i praksis*. (Miljø- og samfunns-tjenlige tunneler publikasjon nr. 104). Oslo: Vegdirektoratet. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/fag/fokusomrader/forskning+og+utvikling/Avsluttede+FoU-program/miljoennlige-tunneler/_attachment/1886935?_ts=15c86ddcd70&fast_title=Publikasjon+nr.+104%3A+Berginjeksjon+i+praksis (Hentet: 11. desember 2019).
- Lausud, I. (2015). *Prognose for stabilitet og sikring av svakhetssoner i Ryfylketunnelen* (Masteroppgave, NTNU). Tilgjengelig fra: https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/2396458/Masteroppgave_2015_Ingvild_Lausund.pdf?sequence=1&isAllowed=y (Hentet: 26. april 2020).
- Li, C. C. (2018). *Rock Mechanics, pensumhefte for TGB4210 Bergmekanikk grunnkurs*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Upublisert.
- Løset, F. (2006). *Norges tunnelgeologi*. Oslo: Norges Geotekniske Institutt (NGI).
- Mao, D., Nilsen, B. og Lu, M. (2011). Analysis of loading effects on reinforced shotcrete ribs caused by weakness zone containing swelling clay, *Tunnelling and underground space technology*, 26(3), s. 472–480. doi: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2011.01.004>.
- Multiconsult (2015). *Ingeniørgeologisk oppsummeringsnotat D2.2 Rehabilitering av E18 Fosskolltunnelen*. Drammen: Statens vegvesen. Upublisert.
- NBG (1985). *Handbook in engineering geology - rock*. Trondheim: Tapir Press.
- NGF (1994). *Veiledning for utførelse av totalsondering*. (Melding nr. 9. Rev. 1 2018). Tilgjengelig fra: <http://ngf.no/wp-content/uploads/2018/05/NGF-Melding-9-Totalsondering-Rev-1-2018.pdf>. (Hentet: 13. januar 2020).
-

-
- NGI (2015a). *Bruk av Q-systemet, Bergmasseklassifisering og bergforsterkning*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise/Ingenioergeologi-og-bergteknikk/Q-systemet> (Hentet: 5. november 2019).
- NGI (2015b). *Teknisk notat: ERT profil 2320-2560 og refraksjonsseismikk profil 3120-3360*. Upublisert.
- NGI (2016). *Rv. 23 Dagslett-Linnes, Ingeniørgeologisk fagrapport for konkurransegrunnlag*. (DOK.NR. 20150096-01-R). Hovedkontor Oslo, Ullevål stadion: Norges Geotekniske Institutt. Upublisert.
- NGI (2018). *GBV RRS, Numerical analysis og RRS for tunnel support*.(doc.no. 20180054-02-r). Oslo: Norges Geotekniske Institutt. Upublisert.
- NGI (2019). *ERT & IP*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise/Geofysikk-fjernmaaling-og-GIS/ERT-IP> (Hentet: 14. januar 2020).
- NGU (2015a). - *En ny verden for geokartlegging*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/nyheter/en-ny-verden-geokartlegging> (Hentet: 12. februar 2020).
- NGU (2015b). *Daterer dypforvitring i ny lab*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/nyheter/daterer-dypforvitring-i-ny-lab-pa-ngu> (Hentet: 22. oktober 2019).
- NGU (2015c). *Indusert Polarisasjon (IP)*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/emne/indusert-polarisasjon-ip> (Hentet: 13. januar 2020).
- NGU (2015d). *Seismisk Hastighet*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/emne/seismisk-hastighet> (Hentet: 21. februar 2020).
- NGU (2018). *Grunnvann - en usynlig ressurs*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/grunnvanninorge/alt-om-grunnvann/generelt-om-grunnvann/en-usynlig-ressurs> (Hentet: 4. desember 2019).
- NGU (2019a). *GRANADA, Nasjonal grunnvannsdatabase*. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/granada/> (Hentet: 21. september 2019).
- NGU (2019b). *Granitt*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/emne/granitt> (Hentet: 11. oktober 2019).
- NGU (2019c). *Løsmasser, Nasjonal løsmassedatabase*. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/> (Hentet: 21. september 2019).
- Nilsen, B. (2016). *Ingeniørgeologi-Berg Grunnkurskompendium*. Trondheim: NTNU, Institutt for geovitenskap og petroleum. Upublisert.
- Nilsen, B. (2019). Basic procedures for tunnel planning, design and construction. *TGB4190 Ingeniørgeologi Berg videregående kurs*. Tilgjengelig fra: https://ntnu.blackboard.com/webapps/blackboard/execute/content/file?cmd=view&content_id=_564001_1&course_id=_13966_1 (Hentet: 10. januar 2020).
-

-
- Nilsen, B. og Palmström, A. (2000). *Engineering geology and rock engineering*. Handbook No 2. Oslo: Norwegian Soil and Rock Engineering Association (NJFF).
- Norconsult (2017). *Drammensbanen, (Asker) - Gulskogen, Rehabilitering Lieråsen tunnel, Fagrapport ingeniørgeologi*. (Prosjekt Rehabilitering Lieråsen tunnel nr. UPO-40-A-10417). Ukjent sted: Bane Nor.
- Norconsult (2018). *Vestfoldbanen Drammen - Kobbervikdalen, Fagrapport ingeniørgeologi UDK01*. Upublisert.
- Norges Statsbaner (1973). *Lieråsen tunnel - Geologisk Sluttrapport*. Upublisert.
- Olesen, O., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Gellein, J. og Rønning, J. S. (2007). *Dypforvitring i Oslo-regionen. Påvisning og oppfølgende undersøkelser*. (ISSN 0800-3416). Trondheim: Norges Geologiske Undersøkelse (NGU). Tilgjengelig fra: https://www.ngu.no/FileArchive/237/2007_034.pdf (Hentet: 23. oktober 2019).
- Olesen, O., Rønning, J. S. og Nordgulen, Ø. (2004). *Tunnelproblemer skyldes dypforvitring*. (GEOS Info nr. 12). Trondheim: Norges Geologiske Undersøkelse (NGU). Tilgjengelig fra: https://www.ngu.no/FileArchive/217/Info_Dypforvitring.pdf (Hentet: 23. oktober 2019).
- Palmstrøm, A., Nilsen, B., Pedersen, K. B. og Grundt, L. (2003). *Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg*. (Miljø- og samfunnstjenlige tunneler publikasjon nr. 101). Oslo: Vegdirektoratet. Tilgjengelig fra: https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/190430/publikasjon_101.pdf?sequence=1&isAllowed=y (Hentet: 2. oktober 2019).
- Pretec (2020). *Produktdatablad, Kamstålbolt Ø20/M20*. Tilgjengelig fra: <https://pretec.no/wp-content/uploads/2016/05/Produktdatablad-kamst%C3%A5lbolt-%C3%B820m20-sikringsbolt-nettbolt.pdf> (Hentet: 6. april 2020).
- Rambøll (2016). *Geologisk rapport Tunnelinspeksjon av hengen i Strømsåstunnelen*. Skøyen: Rambøll. Upublisert.
- Sakurai, S. (1984). Displacement measurements associated with the design of underground openings. *Field Measurements in Geomechanics, International Symposium*. Zurich 1984, s. 1163 – 1178.
- Schönborn, T. og Ødegaard, H. (2013). *Tunnelkart Kleivenetunnelen*. Upublisert.
- Singh, B. og Goel, R. K. (1999). *Rock mass classification: a practical approach in civil engineering*. Oxford: Elsevier science and technology.
- SINTEF (2016). *E134 Strømsåstunnelen ingeniørgeologisk rapport for reguleringsplan*. (ISBN: 978-82-14-05812-3). Trondheim: SINTEF Byggforsk. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/1503546/binary/1128821?fast_title=Vedlegg+14+Ingeni%C3%B8rgeologisk+rappor+med+vedlegg.pdf (Hentet: 20. oktober 2019).
- Statens vegvesen (1992). *E18 Fosskolltunnelen sydgående løp. Tilstandsrapport med forslag til oppfølging*. (Oppdrag F-255A). Buskerud: Statens vegvesen Veglaboratoriet. Upublisert.
-

-
- Statens vegvesen (2005). *Geologi E18 Frydenhaug - Eik Byggeplan nord. Geologisk datarapport.* (Oppdragsrapport 200421599-31). Arendal: Statens vegvesen Region sør. Upublisert.
- Statens vegvesen (2010). *Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler.* (Teknologirapport nr. 2538). Oslo: Vegdirektoratet. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/155750/binary/269125 (Hentet: 9. mars 2020).
- Statens vegvesen (2013a). *E18 Fosskolltunnelen - sørgående løp i Lier kommune i Buskerud. Vurdering av stabilitet og sikringsbehov etter utvidet geologisk inspeksjon.* Arendal: Statens vegvesen Region sør. Upublisert.
- Statens vegvesen (2013b). *Ev134 Strømsåstunnelen Geologisk hovedinspeksjon utført desember 2013.* Arendal: Vegteknisk Seksjon Region Sør. Upublisert.
- Statens vegvesen (2017a). *E18 Fosskolltunnelen Krabbeløpet. Oppgradering av bergsikring i tunnelen. Utført høst 2015/ vinter 2016.* Arendal: Statens vegvesen Region sør. Upublisert.
- Statens vegvesen (2017b). *E18 Fosskolltunnelen Nordgående løp. Oppgradering av bergsikring i tunnelen. Utført i desember 2016 - Februar 2017.* Arendal: Statens vegvesen Region sør. Upublisert.
- Statens vegvesen (2017c). *E18 Fosskolltunnelen Sørgående løp. Oppgradering av bergsikring i tunnelen. Sommeren 2016.* Arendal: Statens vegvesen Region sør. Upublisert.
- Statens vegvesen (2018). *E18 Fosskolltunnelen.* Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/tunnelersor/tunneler-i-buskerud/e18-fosskolltunnelen> (Hentet: 2. desember 2012).
- Statens vegvesen (2019). *E134 Dagslett – kryss E18,* Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/e134dagslette18> (Hentet: 18. september 2019).
- Statens vegvesen (2020a). *E134 Dagslett - E18, Planprogram for kommunedelplan med konsekvensutredning.* Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/2903744/binary/1359221?fast_title=Planprogram+for+kommunedelplan+-+E134+Dagslett+-+E18.pdf (Hentet: 15. februar 2020).
- Statens vegvesen (2020b). *E134 Dagslett - E18 Planprogram for kommunedelplan med konsekvensutredning, Høringsutgave.* Drammen: Statens vegvesen, Utbyggingsområde sørøst. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/2903744/binary/1359221?fast_title=Planprogram+for+kommunedelplan+-+E134+Dagslett+-+E18.pdf (Hentet: 20. januar 2020).
- Sve, R., Elvøy, J., Sagen, T., Backer, L., Holter, K., Bollingmo, P., Boge, K., Pedersen, K. og Aarset, A. (2008). *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg.* (Håndbok nr. 05). Norsk forening for fjellsprengningsteknikk. Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Haandbok_05.pdf (Hentet: 11. desember 2019).
-

-
- Sweco (2013). *Detalj- og reguleringsplan for rv. 23 Dagslett-Linnes, Fagrapport ingeniørgeologi*. (255101-12). Utarbeidet av Sweco for Statens vegvesen region sør. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/518681/binary/834785?fast_title=Fagrapport+ingeni%C3%B8rgeologi.pdf (Hentet: 21. september 2019).
- Trønnes, R. G. og Brandon, A. D. (1992). Mildly peraluminous high-silica granites in a continental rift: the Drammen and Finnemarka batholiths, Oslo Rift, Norway, *Contributions to Mineralogy and Petrology*, 109(3), s. 275–294. doi: <https://doi.org/10.1007/BF00283318>.
- Turorientering (2019). *Kulturminner Molybdengruver*. Tilgjengelig fra: <https://turorientering.no/royken/kulturminner/molybdengruver/> (Hentet: 11. oktober 2019).
- Vegdirektoratet (2000). *Fjellbolting*. (Håndbok nr. V224). Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/69898/binary/964020?fast_title=H%C3%A5ndbok+V224+Fjellbolting+%289+MB%29.pdf (Hentet: 6. april 2020).
- Vegdirektoratet (2016). *Vegtunneler*. (Håndbok nr. N500) Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61913 (Hentet: 4. oktober 2019).
- Vegdirektoratet (2020). *Tunnelveiledning*. (Håndbok nr. V520)Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/1597247/binary/1361411?fast_title=H%C3%A5ndbok+V520+Tunnelveiledning.pdf(Hentet: 26. februar 2020).
- Vik-Ørsta (2019). *Bergsikring: Sikringsbolter*. Tilgjengelig fra: <https://www.vikorsta.no/bergsikring/sikringsbolter/> (Hentet: 12. desember 2019).

Vedlegg **A**

Krav til forundersøkelser

V2.2 Forundersøkelser i tidlig planfase

De geologiske forundersøkelsene skal gi grunnlag for å vurdere gjennomførbarheten av tunnelprosjektet. Det er viktig å oppnå en forståelse av de regionalgeologiske forhold for å tolke forløp av bergarter og strukturer langs traseene.

Følgende vurderinger skal inngå:

- Lokalisere egnede tunnelstrekninger
- Kartlegge hvilke områder som kan være kritiske for kostnader og sikkerhet og dermed gjennomførbarheten av de alternative tunnelstrekninger.

Det skal legges spesiell vekt på plassering og utforming av påhugg og innkjøringssoner i forhold til skredfare og oversvømmelser.

Forundersøkelsene skal som et minimum omfatte:

- Innsamling og vurdering av eksisterende informasjon. Geologiske og topografiske kart, publikasjoner (NGU osv.) og rapporter fra tidligere utførte undersøkelser
- Geologisk informasjon fra eventuelle nærliggende anlegg og eksisterende tunneler
- Lineamentsanalyse på bakgrunn av kart og/eller flyfoto
- Geologisk kartlegging (se håndbok R211 Feltundersøkelser [51]) ved bruk av beste tilgjengelige kartgrunnlag. Målestokk fortrinnsvis 1:1000. For områder der informasjon er begrenset (for eksempel høye fjellpartier og stor bergoverdekning) kan målestokken være mindre (1:2000–1:5000)
- Vurdering av områder som kan være spesielt utsatt for påvirkning fra tunnelen. Dette gjelder forhold som fare for skadelig grunnvannsenkning, setninger, vibrasjoner, utslipp til miljø mv.
- Vurdering av usikkerhet vedrørende bergoverdekning.

Forundersøkelsene skal sammenstilles i en rapport som skal inneholde:

- Oversiktskart med tunneltrasé(er), profilnummer for hvert tunnellop.
- Geologiske kart i målestokk fra 1:1000 til 1:5000 i A3, avhengig av prosjektets omfang. Kartet skal vise data fra feltkartlegging med geologiske observasjoner, presentert med sprekkemålinger langs trasé, bergmasseklassifisering med sikringsestimat langs trasé, utførte grunnboringer, eventuelt utførte seismiske undersøkelser, kjerneboringer, øvrige undersøkelser
- Geologiske profiler for alternativene presentert med høyde/lengde 1:1. Profiler skal inkludere utførte grunnboringer
- En oversikt over områdets geologi, og en beskrivelse av strukturgeologiske og hydrogeologiske forhold som kan være av betydning for gjennomførbarhet og valg mellom alternativer
- Oversikt over områder som krever spesielle tiltak
- Beskrivelse av geologiske forhold og vurdering av gjennomførbarhet for hvert tunnelalternativ
- Forslag til plan for videre forundersøkelser
- Referanser.

Figur A.1: *Krav til forundersøkelser for tidlig planfase etter håndbok N500 Vegtunneler (Vegdirektoratet, 2016).*

V2.3 Forundersøkelser i kommunedelplan og/eller fylkesdelplan

Forundersøkelsene skal danne det geologiske grunnlaget for valg av veglinjealternativ.

Forundersøkelsene skal baseres på utførte forundersøkelser i tidlig planfase, og skal som et minimum omfatte:

- Kartlegging i målestokk 1:1000, av løsmasser og berg i dagen, svakhetssoner og strukturetninger i berget
- Felt- og grunnundersøkelser. Undersøkelsene og vurderingene skal omfatte følgende:
 - Bergmassen
 - Bergarter og bergartsgrenser. For undersjøiske tunneler angis også bergarter på landsidene, med påhuggsområdene
 - Lagdeling og foliasjon
 - Sprekkemønster og sprekketetthet
 - Svakhetssoner
 - Lineamentsstudier fra kart og oversiktsfoto fra fly eller andre digitale karttjenester
 - Løsmasser, typer og mektighet. For undersjøiske tunneler angis også vanndybder/sjøbunnstopografi
 - Bergoverdekning
 - Hydrologiske og hydrogeologiske registreringer:
 - Måleprogram for grunnvannsnivå og poretrykk der dette er nødvendig, inkludert registrering av vannreservoarer og myrområder samt årtidsvariasjoner for disse
 - Sårbarhet i forhold til flora og fauna
 - Kartlegging av setningsømfintlige områder
 - Krav til begrensning av innlekkasje i de ulike deler av tunnelen, basert på poretrykksmålinger og tolkning av skadepotensiale
 - Fastsettelse av influensområde
 - Kvalitet på steinmaterialer med tanke på f.eks. bruk i vegbyggingen, behov for spesialdeponi
 - Identifisere bergarter som kan føre til sur/giftig avrenning (høyt kisinhold, alunskifer, annet)
 - Grunnundersøkelser for aktuelle deponier
 - Påhuggsmuligheter, forskjæringer, skredfare
 - Behov for og gjennomføring av geofysiske undersøkelser
 - Behov for og gjennomføring av kjerneboringer eller andre typer borehullsinspeksjoner.

Der det er igangsatt et måleprogram for grunnvannstand og poretrykk skal det foretas hyppige registreringer for å dokumentere de naturlige variasjoner over tid (f.eks. med månedlige intervaller).

Grunnundersøkelser skal sikre at de tekniske løsningene som foreslås er gjennomførbare og videre danne grunnlag for mengdeanslag.

Etter at undersøkelsene er utført skal det utarbeides en geologisk rapport basert på både tidligere undersøkelser og grunnundersøkelser/feltarbeid i forbindelse med dette plannivået.

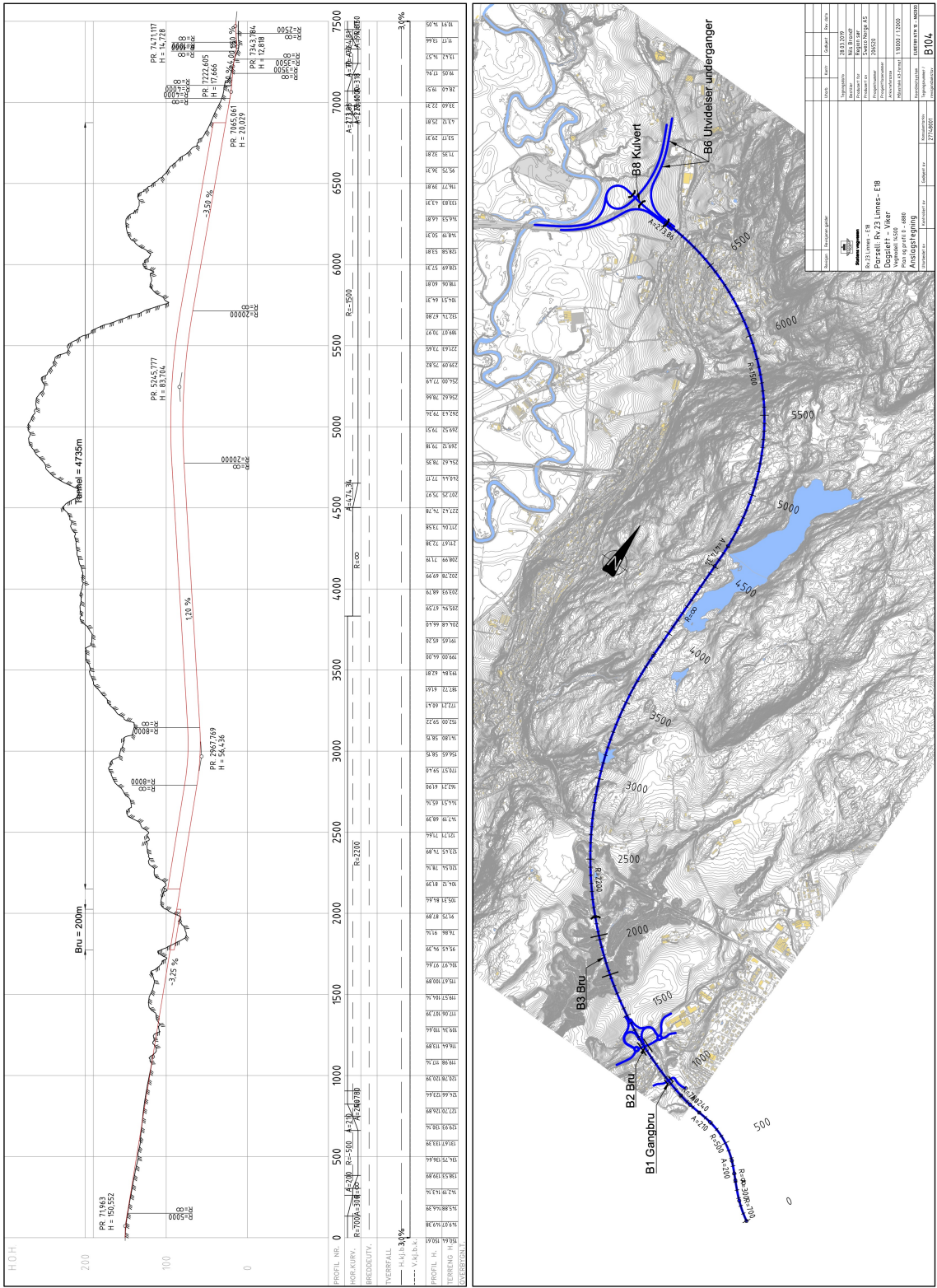
Forundersøkelsene skal sammenstilles i en rapport som skal inneholde:

- Oversiktskart med tunneltrasé(er), profilnummer for hvert tunnellop.
- Geologiske kart i målestokk 1:1000 i A3. Kartet skal vise data fra feltkartlegging med geologiske observasjoner, presentert med sprekkemålinger langs trasé, bergmasseklassifisering med sikringsestimat langs trasé, utførte grunnboringer, eventuelt utførte seismiske undersøkelser, kjerneboringer, øvrige undersøkelser
- Geologiske profiler for alternativene presentert med høyde/lengde 1:1
- En oversikt over området geologi, og en beskrivelse av strukturegeologiske og hydrogeologiske forhold som kan være av betydning for valg av alternativ
- Oversikt over områder som krever spesielle tiltak
- Forslag til plan for videre forundersøkelser
- Referanser.

Figur A.2: *Krav til forundersøkelser for kommunedelplan / fylkesdelplan etter håndbok N500 Vegtunneler (Vegdirektoratet, 2016).*

Vedlegg **B**

Vikertunnelen: Anslagstegning plan og profil



Figur B.1: Anslagstegning plan og profil, Vikertunnelen

Parametere og verdier for Q-systemet

1 RQD = Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation)			RQD
A	Svært dårlig	(> 27 sprekker per m ³)	0-25
B	Dårlig	(20-27 sprekker per m ³)	25-50
C	Middels	(13-19 sprekker per m ³)	50-75
D	God	(8-12 sprekker per m ³)	75-90
E	Utmerket	(0-7 sprekker per m ³)	90-100

Merk: i) Der RQD er rapportert eller målt til ≤ 10 (inklusive 0), brukes verdien 10 for å bestemme Q-verdien
 ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90, osv., er tilstrekkelig nøyaktige

Figur C.1: Tabell for RQD-verdier (NGI, 2015a).

2 $J_n =$ Tall for sprekkeseett		J_n
A	Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
B	Ett sprekkeseett	2
C	Ett sprekkeseett pluss tilfeldige sprekker	3
D	To sprekkeseett	4
E	To sprekkeseett pluss tilfeldige sprekker	6
F	Tre sprekkeseett	9
G	Tre sprekkeseett pluss tilfeldige sprekker	12
H	Fire eller flere sprekkeseett, tilfeldig og sterkt oppsprukket "sukkerbitberg", osv.	15
J	Knust berg, jordaktig	20
Merk: i) For tunnelkryss, bruk $3 \times J_n$ ii) For påhug, bruk $2 \times J_n$		

Figur C.2: Tabell for antall sprekkeseett (NGI, 2015a).

3 $J_r =$ Sprekkeruhetstall		J_r
a) Bergveggkontakt, og b) Bergveggkontakt før skjærbevegelsen har gått 10 cm		
A	Diskontinuerlige sprekker	4
B	Ru eller ujevn, bølgete	3
C	Glatt, bølgete	2
D	Glidespeil, bølgete	1,5
E	Ru, ujevn, plan	1,5
F	Glatt, plan	1
G	Glidespeil, plan	0,5
Merk: i) Beskrivelse henviser til småskalaegenskaper og mellomskalaegenskaper, i den rekkefølgen		
c) Ingen bergkontakt ved skjærbevegelse		
H	Sone som inneholder leirfylling tykk nok til å forhindre bergkontakt ved skjærdeformasjon	1
Merk: ii) Legg til 1 hvis gjennomsnittlig avstand i det relevante sprekkesettet er mer enn 3 m (avhenger av størrelsen på tunnelåpningen) iii) $J_r = 0,5$ kan brukes for plane glidespeil med lineasjon, forutsatt at lineasjonen er orientert i sannsynlig bevegelsesretning		

Figur C.3: Tabell for sprekkeruhetstall (NGI, 2015a).

4 $J_a =$ Tall for sprekkefylling		Φ_r	J_a
a) Bergkontakt (ingen mineralfylling, bare belegg)			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts eller epidot.		0,75
B	Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon.	25-35°	1
C	Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg uten leir.	25-30°	2
D	Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svellende).	20-25°	3
E	Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon, f.eks. kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk gips, grafitt osv. og små mengder svelleleire.	8-16°	4
b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling)			
F	Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir.	25-30°	4
G	Sterkt overkonsolidert, uoppbløtelig fylling av leirmineraler, (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse).	16-24°	6
H	Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtelig leirmateriale (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse).	12-16°	8
J	Fylling av svelleleire, dvs. montmorillonitt (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse). J_a -verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling)			
K	Soner og bånd av desintegrert eller knust berg. Sterkt overkonsolidert, uoppbløtelig fylling.	16-24°	6
L	Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtelig fylling.	12-16°	8
M	Soner og bånd av leir eller knust eller desintegrert berg. J_a -verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
N	Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Sterkt overkonsolidert.	12-16°	10
O	Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels-til-lav overkonsolidering	12-16°	13
P	Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Svelleleire. J_a avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	13-20

Figur C.4: Tabell for sprekkefylling (NGI, 2015a).

5 $J_w =$ Sprekkevannstall		J_w
A	Tørre bergrom eller mindre innsig (fuktig eller noen få drypp)	1,0
B	Middels innsig, av og til utvasking av sprekkefyllinger (mange drypp/"regn")	0,66
C	Vannstråler eller høyt trykk i kompetent berg med ufylte sprekker	0,5
D	Stort tilsig eller høyt trykk, betydelig utvasking av sprekkefyllinger	0,33
E	Usedvanlig høy innstrømming eller vanntrykket avtar med tid. Forårsaker utvasking av materialer og kanskje utrasinger	0,2-0,1
F	Usedvanlig høy innstrømming eller vanntrykket fortsetter uten merkbar reduksjon. Forårsaker utvasking av materialer og kanskje utrasinger	0,1-0,05
Merk: i) Faktorene C til F er grove estimater. Øk J_w hvis berget dreneres eller det utføres injeksjon ii) Spesielle problemer forårsaket av isdannelse er ikke tatt med i betraktning		

Figur C.5: Tabell for sprekkevann (NGI, 2015a).

6 SRF = Spenningsfaktor (Stress Reduction Factor)			SRF	
a) Svakhetssoner som krysser tunnelen eller berggrommet, som kan føre til at bergmasse løsner				
A	Hyppig opptreden av svakhetssoner som inneholder leire eller kjemisk forvitret berg, avspent berg (uansett dybde), eller lange seksjoner med inkompetent (svakt) berg (uansett dybde). For skvising, se 6L og 6M		10	
B	Flere skjærsoner innenfor en kort seksjon i kompetent avspent sideberg (uansett dybde)		7,5	
C	Enkeltstående svakhetssoner med eller uten leire eller kjemisk forvitret berg (dybde ≤ 50 m)		5	
D	Ukonsoliderte, åpne sprekker, mange sprekker eller "sukkerbit", osv. (uansett dybde)		5	
E	Enkeltstående svakhetssoner med eller uten leire eller kjemisk forvitret berg (dybde > 50 m)		2,5	
Merk: i) Reduser disse SRF-verdiene med 25-50 % hvis svakhetssonene bare påvirker men ikke krysser den underjordiske åpningen				
b) Kompetent, hovedsakelig massivt berg, spenningsproblemer		σ_c / σ_1	σ_0 / σ_c	SRF
F	Lave spenninger, nær overflaten, åpne sprekker	>200	<0,01	2.5
G	Middels spenninger, gunstige spenningsforhold	200-10	0,01-0,3	1
H	Høye spenninger, svært tett struktur. Vanligvis gunstig for stabiliteten. Kan også være ugunstig for stabiliteten, avhengig av retningen på spenningene sammenliknet med sprekkdannelse/svakhetsplan*	10-5	0,3-0,4	0,5-2 2-5*
J	Moderat avskalling etter > 1 time i massivt berg	5-3	0,5-0,65	5-50
K	Avskalling og bergslag etter noen minutter i massivt berg	3-2	0,65-1	50-200
L	Intens bergslag og umiddelbar dynamisk deformasjon i massivt berg	<2	>1	200-400
Merk: ii) For sterkt anisotropiske urørte spenningsfelt (om målt): når $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, reduser σ_c til $0,75 \sigma_c$. Når $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, reduser σ_c til $0,5 \sigma_c$, der σ_c = fri trykkfasthet, σ_1 og σ_3 er de primære og sekundære spenningene, og σ_0 = maksimum tangential spenning (estimert fra elastisk teori)				
iii) Når dybden av hengeret under overflaten er mindre enn spennet; foreslås det at SRF økes fra 2,5 til 5 for slike tilfeller (se F)				
c) Skviserberg: plastisk deformasjon i ikke kompetent berg under påvirkning av høyt trykk		σ_0 / σ_c	SRF	
M	Moderat skvisende bergtrykk	1-5	5-10	
N	Intens skvisende bergtrykk	>5	10-20	
Merk: iv) For bestemmelse av skvisende bergforhold henvises til relevant litteratur (dvs. Singh et al., 1992 og Bhasin og Grimstad, 1996)				
d) Svellende berg: kjemisk svelleaktivitet ved tilgang på vann			SRF	
O	Moderat svelling		5-10	
P	Intens svelling		10-15	

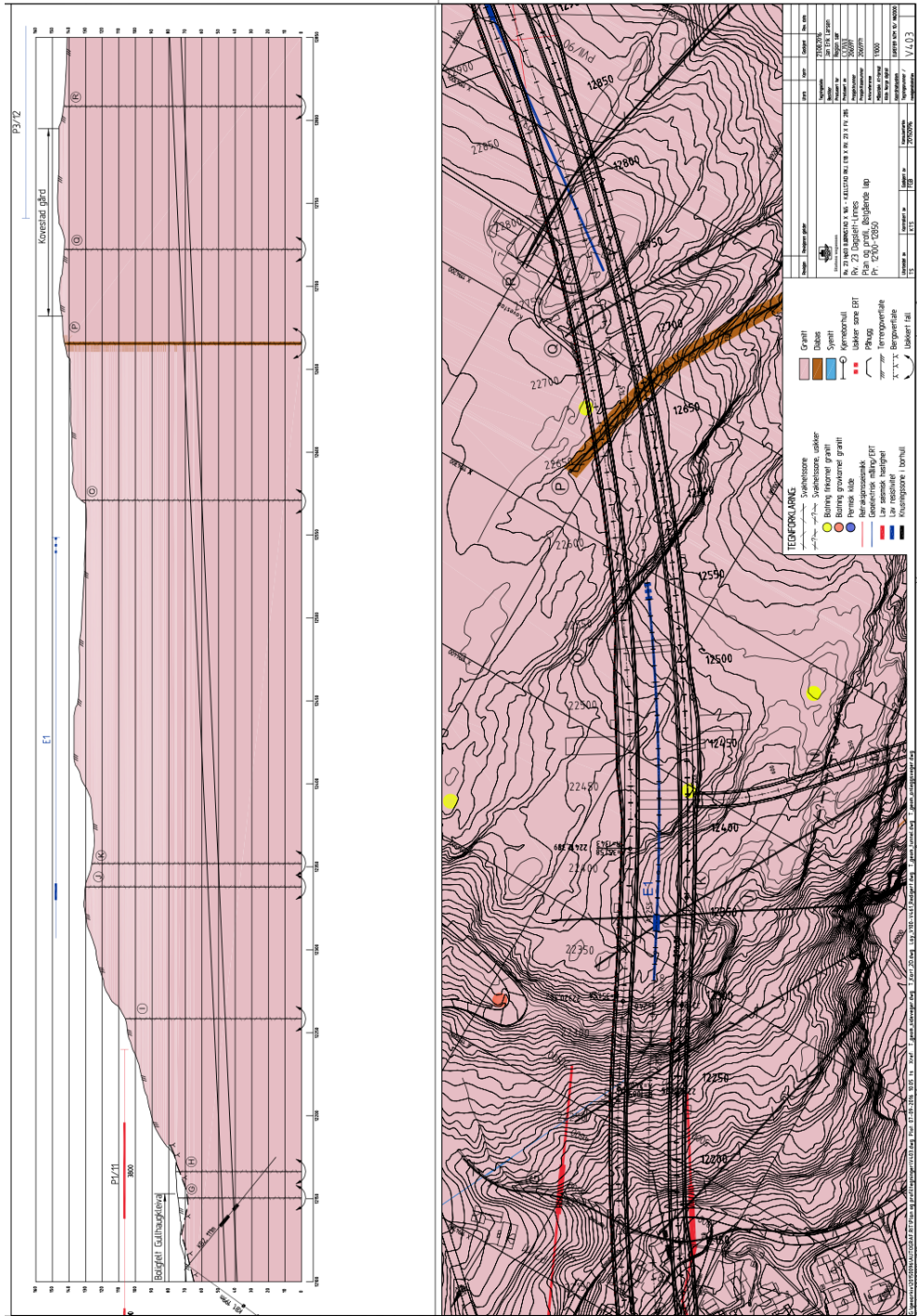
Figur C.6: Tabell for spenningsfaktor SRF (NGI, 2015a).

7 Type underjordsanlegg		ESR
A	Midlertidige gruveåpninger osv.	ca. 3-5
B	Vertikale sjakter*: i) sirkelformede seksjoner ii) rektangulær / firkantet seksjon * Avhenger av formålet. Kan være lavere enn angitte verdier.	ca. 2,5 ca. 2,0
C	Permanente gruveåpninger, vanntunneler for vannkraft (unntatt fallrør med høyt trykk), vannforsyningstunneler, pilottunneler, drivinger og innganger til store bergrom.	1,6
D	Mindre vei- og togtunneler, trykkammer, tilkomsttunneler, kloakktunneler, osv.	1,3
E	Kraftstasjoner, lagringsrom, vannbehandlingsanlegg, større vei- og togtunneler, sivilforsvarkammer, portaler, kryssninger, osv.	1,0
F	Underjordiske atomkraftverk, togstasjoner, offentlige anlegg og sportsanlegg, fabrikker osv.	0,8
G	Svært viktige bergrom og tunneler med lang levetid, ≈ 100 år, eller uten tilgang for vedlikehold.	0,5

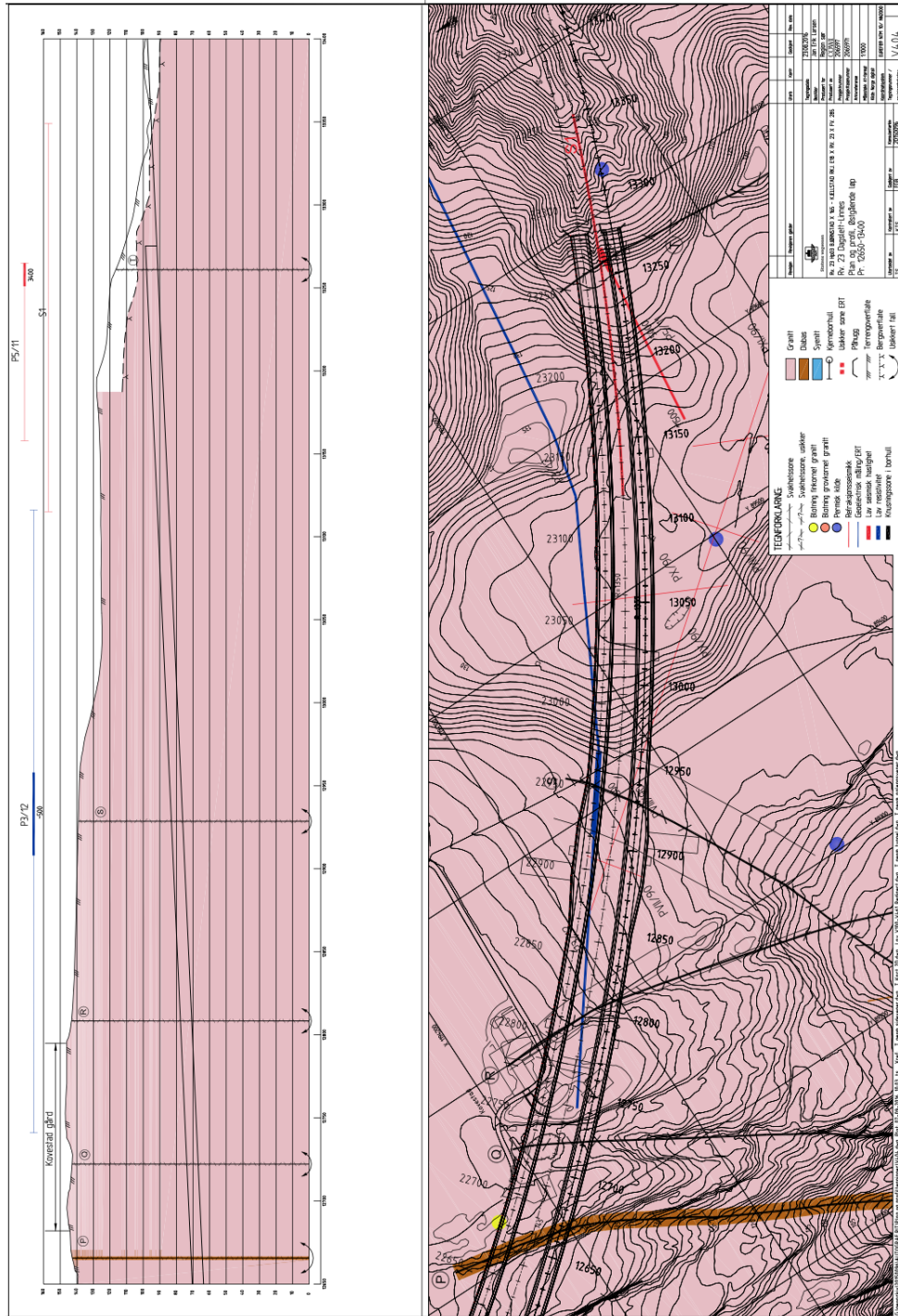
Figur C.7: Tabell for type undergrunnsanlegg ESR (NGI, 2015a).

Vedlegg **D**

Rv. 23 Dagslett-Linnes: Kart over planlagt tunneltrasé med undersøkelser



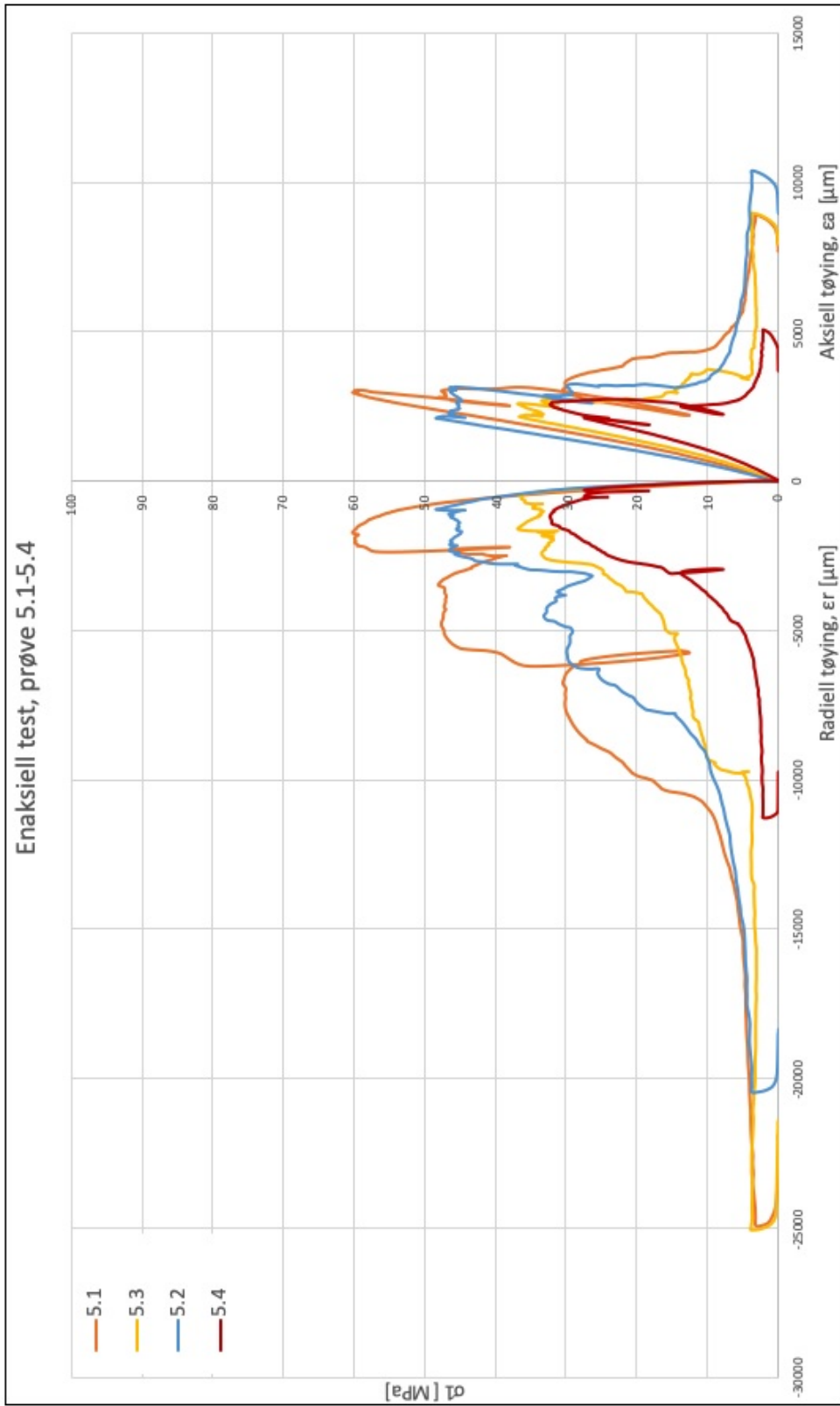
Figur D.2: Plan- og profiltegning for rv. 23 Dagslett-Linnes østgående løp fra Gullaug til Kovestad (NGI, 2016).



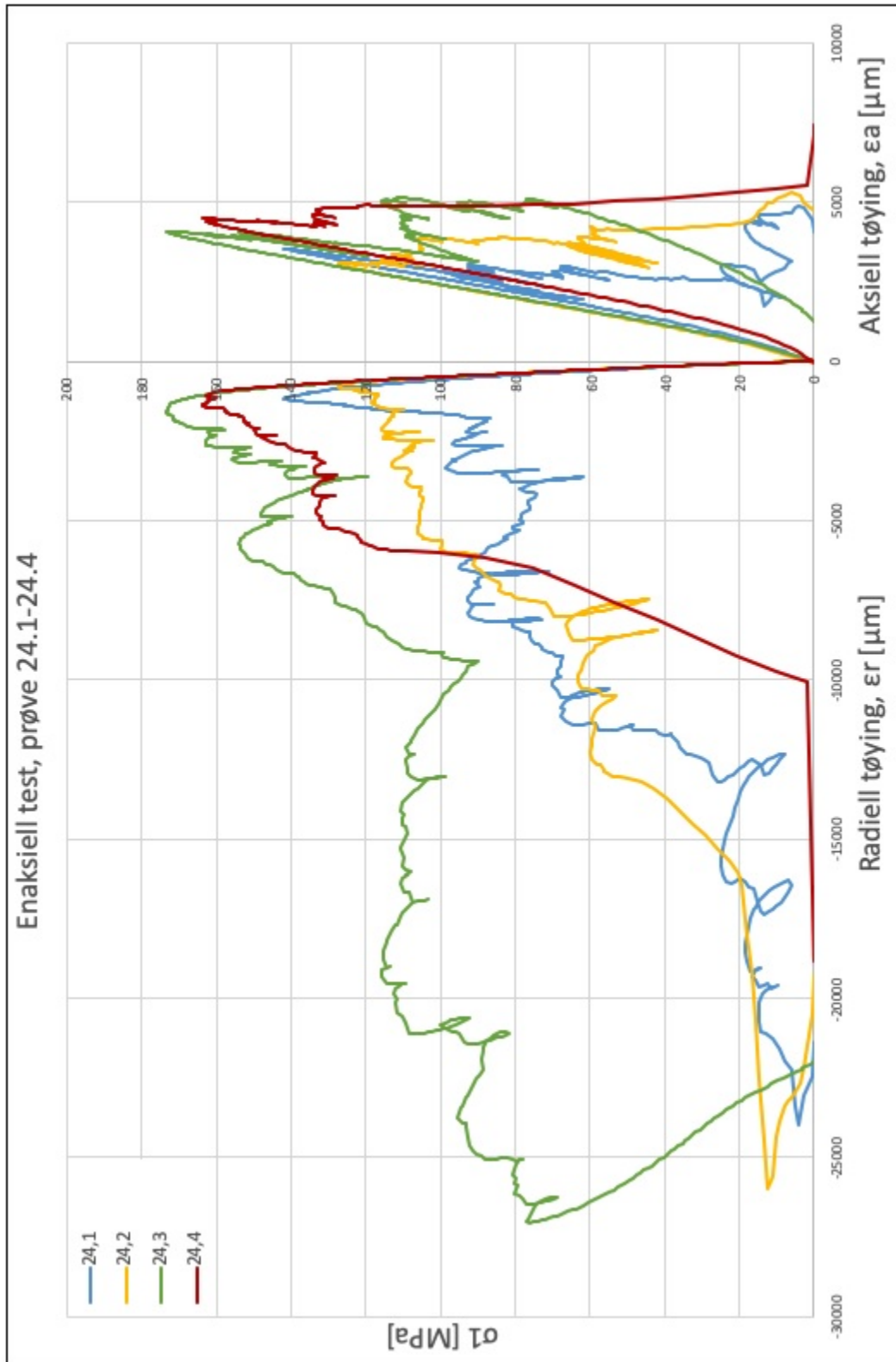
Figur D.3: Plan- og profil tegning for rv. 23 Dagslett-Linnes østgående løp fra Kovestad til påhugg Dagslett (NGI, 2016).

Vedlegg **E**

Resultater fra enaksiell trykkforsøk i bergmekanisk laboratorium









Figur E.1: Resultater fra enaksiell trykktest av prøvene 5.1 til 5.4.



Figur E.2: Resultater fra enaksiell trykktest av prøvene 24.1 til 24.4.

Vedlegg **F**

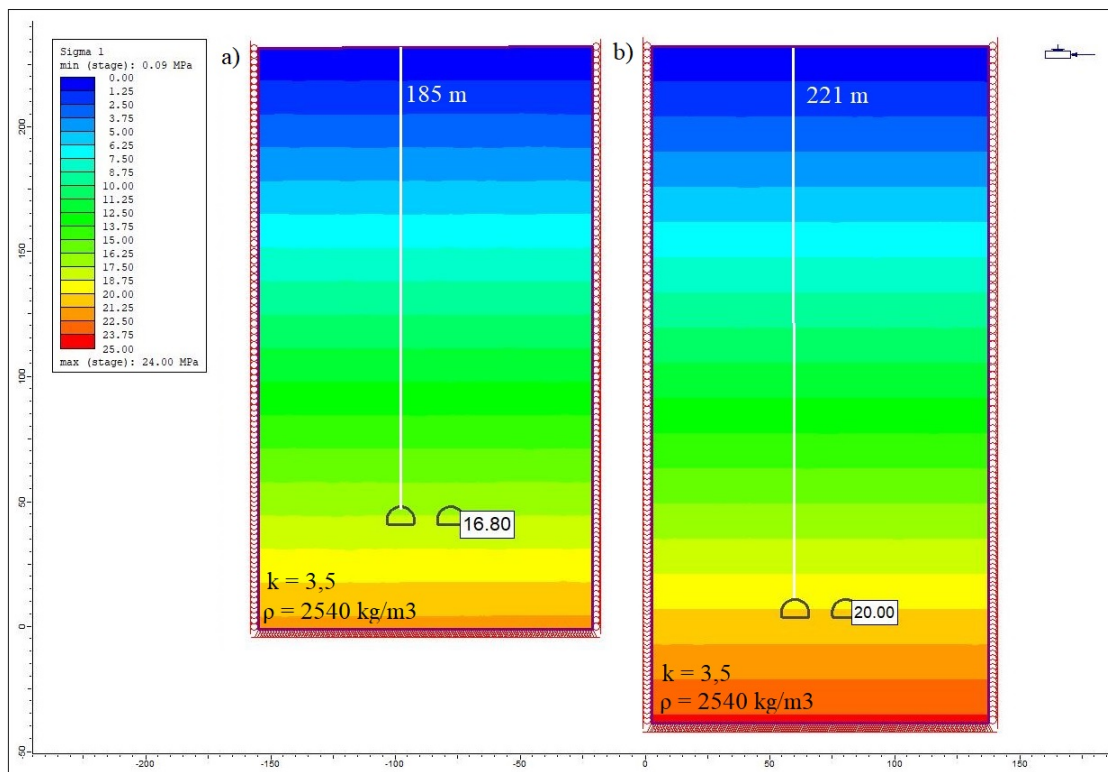
Geological Strenght Index (GSI)

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

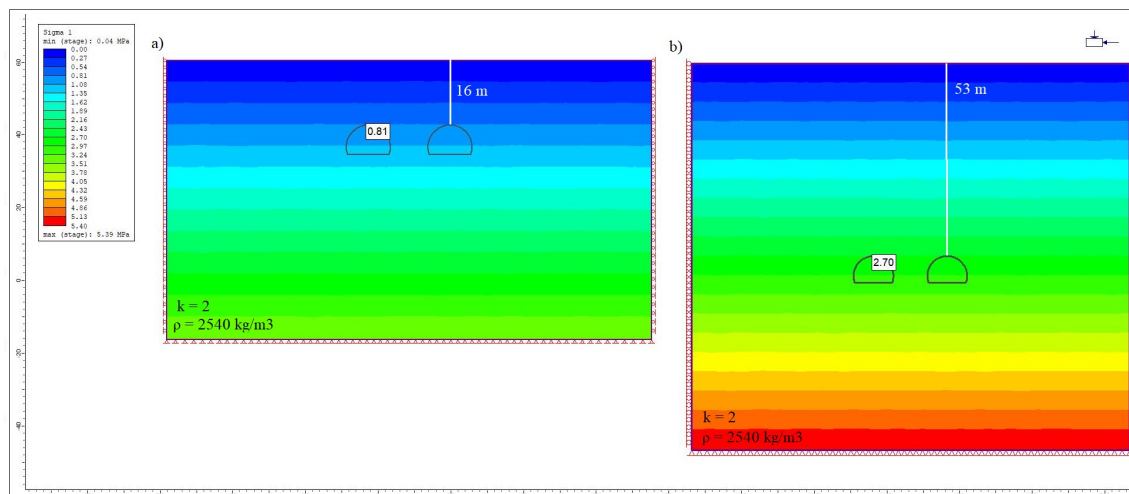
Figur F.1: Klassifisering av bergmassen etter GSI-systemet for bruk av det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet (Hoek, 2007).

Vedlegg **G**

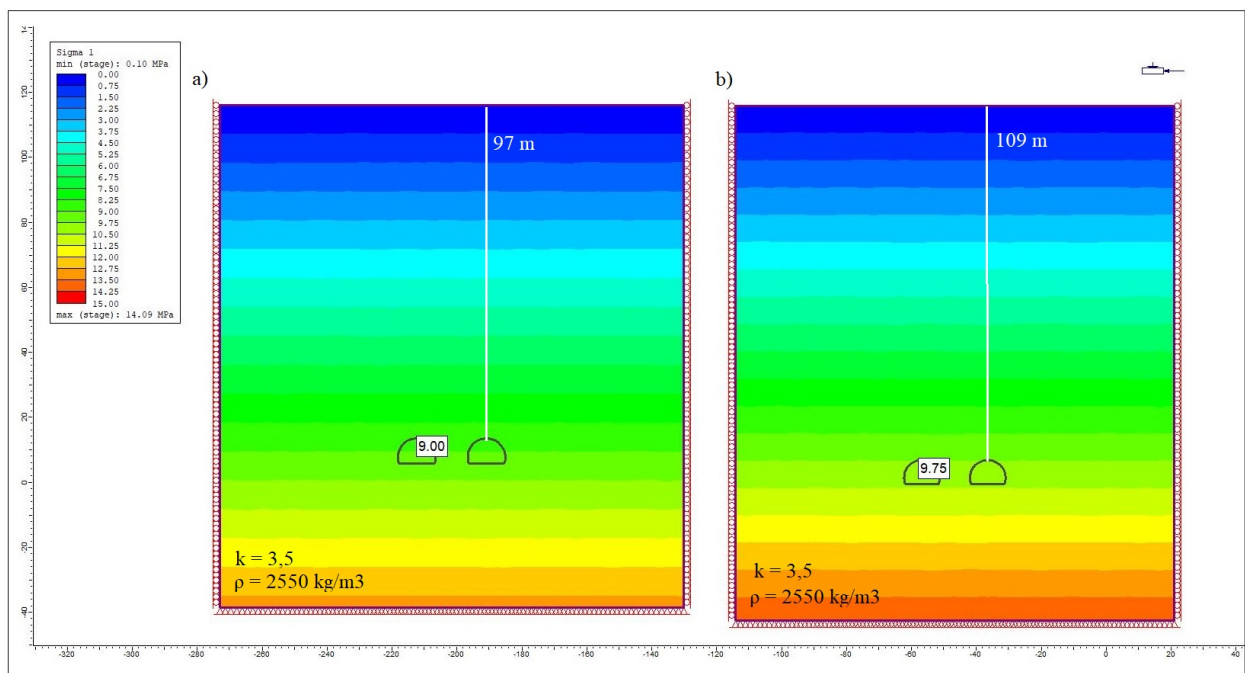
Initialspenninger for numerisk analyse



Figur G.1: Initialspenninger for numerisk analyse - verifisering av modell for området med størst overdekning (ca. pel 5000) a) opprinnelig trase og b) senket trase.



Figur G.2: Initialspenninger for numerisk analyse - verifisering av modell for svakhetszone D (ca. pel 5750) a) opprinnelig trase og b) senket trase.



Figur G.3: Initialspenninger for numerisk analyse - verifisering av modell for området ved Reistad (ca. pel 6300) a) opprinnelig trase og b) senket trase.

