

November

23

# Detaljregulering E18 Ytre ringvei

Fagrapport geoteknikk

---

Rapport som beskriver geotekniske utfordringer og tiltak langs veitrasé

Nye Veier AS | Kjøita 6  
4630 Kristiansand  
nyeveier.no

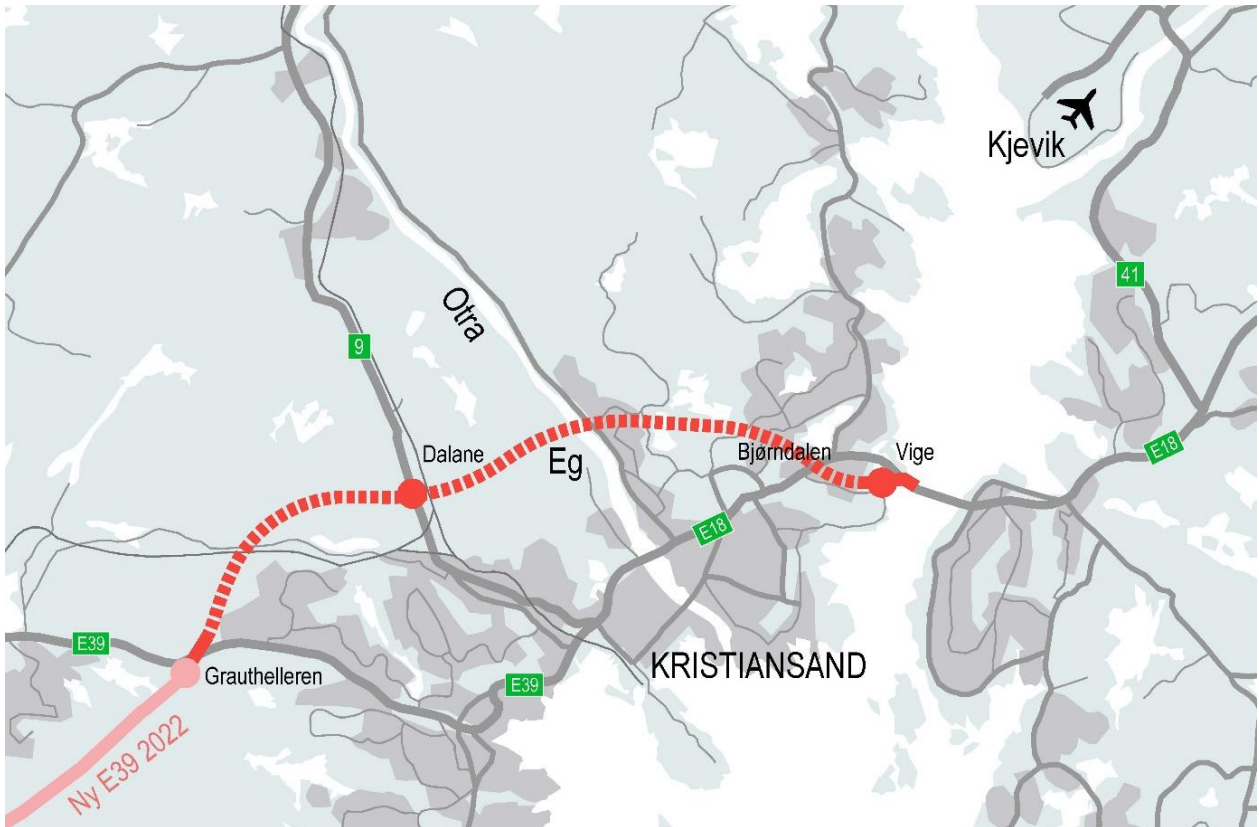
Oppdragsnr:	5206182
Oppdragsnavn:	Detaljregulering E18 Ytre ringvei
Dokument nr.:	NV42E18YR-GTK-RAP-0002
Filnavn	Fagrapport geoteknikk

Revisjonsoversikt

Revisjon	Dato	Revisjon gjelder	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
c01	11.03.2022	For utvidet prosjekterings-kontroll	GiYYe	JoLind	TeFaa
c02	18.03.2022	Oppdatert etter tverrfaglig kontroll (TFK 2. runde)	GiYYe	JoLind	TeFaa
c03	13.05.2022	Oppdatert etter kommentarer fra utvidet kontroll	GiYYe	JoLind	TeFaa
d04	12.05.2022	For kontroll hos oppdragsgiver	JoLind	SHY	TeFaa
e05	27.06.2023	For behandling hos kommunen	JoLind	SHY	TeFaa
e06	10.11.2023	For behandling hos kommunen	JoLind	SHY	TeFaa

## Forord

E18 Ytre ringvei på stekningen fra Vige til Grauthelleren er en del av hovedveiforbindelsen forbi Kristiansand. Nye Veier AS har ansvar for planlegging, bygging og drift av denne veistrekningen.



På vegne av Nye Veier AS har Norconsult AS utarbeidet Fagrapport geoteknikk i forbindelse med reguleringsplanen for E18 Ytre ringvei. Fagrapport geoteknikk er utarbeidet etter krav fra/i henhold til gjeldende Eurokoder, Statens vegvesens håndbok N200 og NVE veileder 1/2019, og inngår som en del av grunnlaget for utarbeidelse av Reguleringsplanen for E18 Ytre ringvei.

### Kontaktinformasjon:

Fagansvarlig for geoteknikk, Norconsult, Jonas Lindgård, tlf. 47358085,  
[jonas.ronglan.lindgard@norconsult.com](mailto:jonas.ronglan.lindgard@norconsult.com)

## Sammendrag

Norconsult utarbeider på oppdrag fra Nye Veier detaljreguleringsplan for Ytre ringvei i Kristiansand kommune. Planlagt Ytre ringvei er om lag 10 kilometer og strekker seg fra Vige i øst til Grauthelleren i vest. Ytre ringvei skal bygges som 4-felts motorvei, med fartsgrense 110 km/t på mesteparten av strekningen. Veien vil i stor grad gå i tunnel. Det skal opparbeides to parallelle tunnellop, et for østgående og et for vestgående trafikk. På bakkeplan vil veien få tilkobling til E18 i Vige, riksvei 9 i Dalane og E39 ved Grauthelleren.

Denne rapporten beskriver geotekniske vurderinger og forslag til tiltak der det anses som nødvendig av hensyn veifyllinger og fundamentering.

Grunnforholdene består av fyllmasser over marin leire i Vige, et topplag bestående av sand og silt over leire og kvikkleire på Bjørndalen og Otra, faste masser som består av silt, sand og morenemasser i Dalane.

Det planlegges store utfyllinger på dagens sjøbunn i Vigebukta for veikryss i Vige. Grunnforholdene i Vigebukta består av setningsgivende leirmasser som også defineres som sprøbruddmateriale i de øverste meterne. Stabilitet av fyllinger må tilfredsstillende strenger krav, både i henhold til Statens vegvesens regelverk og NVE veileder 1/2019. Det foreslås derfor etablering av motfyllinger for å oppnå kravene til stabilitet. Videre er grunnen meget setningsgivende og det estimeres at setninger under veifyllinger og motfyllinger vil være opp til 1,5 m og vil foregå over mer enn 100 år uten tiltak. For å få unnagjort størsteparten av setninger i anleggstiden foreslås det etablering av vertikaldren i leirmasser kombinert med forbelastning. Forbelastning foreslås gjennomført ved masseutskiftning med lette masser etter endt forbelastningstid. Fyllingstopp vil på denne måten aldri overstige planlagt framtidig veinivå, og løsningen vil derfor kreve mindre motfylling enn dersom det legges steinutfylling med overhøyde.

For områdestabilitet gjelder kravene i NVE veileder 1/2019. Veilederen presenterer metodikk for utredning av aktsomhetsområder og faresoner. Det er kartlagt en del kvikkleiresoner for Kristiansand by som er vist på NVEs temakart. Den nye veien ligger i tunnel, og har ikke fysisk inngrep i dagsoner i åpent terreng i de kartlagte kvikkleiresonene. Det er kontrollert at dagens stabilitet i de kartlagte kvikkleiresonene holder krav til robusthet i henhold til kvikkleireveilederen.

I dette prosjektet er det utført vurdering av fare for setninger langs veitraseen som følge av innlekkasje av grunnvann i tunnel. Områdene på Bjørndalen og Eg (ved Sørlandet sykehus) er mest utsatte for setninger. I disse områder bør grunnvannssenkning begrenses slik at effekten ikke blir større enn normal/naturlig variasjon av poretrykk i grunnen.

For ny bru over E18 kan én akse (landkaret på nordsiden av E18) vurderes direktefundamentert på berg, mens i de andre aksene vurderes pelefundamentering.

Kulverten i Vige antas direktefundamentert på løsmasser.

## Innhold

Forord.....	3
Sammendrag .....	4
1 Innledning .....	6
1.1 Tiltaksbeskrivelse .....	6
1.2 Om rapporten.....	7
2 Geoteknisk prosjektering.....	7
2.1 Styrende dokumenter .....	7
2.2 Omfang av geoteknisk utredning i reguleringsplan .....	8
2.3 Geoteknisk kategori .....	8
2.4 Konsekvensklasse .....	9
2.5 Pålitelighetsklasse .....	10
2.6 Krav til kvalitetssystem .....	11
2.7 Prosjekteringskontroll .....	11
2.8 Utførelseskontroll.....	12
2.9 Krav til kontrollform .....	12
2.10 Lastforutsetninger .....	13
3 Grunnundersøkelser .....	13
3.1 Nye grunnundersøkelser .....	13
3.2 Tidligere utførte grunnundersøkelser .....	13
4 Grunnforhold .....	14
5 Områdestabilitet .....	14
5.1 Vibrasjoner i kvikkleireområde.....	16
6 Geologi og hydrogeologi .....	16
7 Seismiske vurderinger.....	16
7.1 Seismisk klasse .....	16
7.2 Spissverdi for berggrunnens akselerasjon .....	16
7.3 Grunntype .....	16
8 Geotekniske vurderinger og tiltak.....	19
8.1 Vige.....	19
8.2 Dalane .....	20
8.3 Konstruksjoner .....	21
8.4 Setninger på grunn av grunnvannssenkning .....	22
8.5 Masselagring .....	22
9 Spesielle forhold og usikkerheter knyttet til den geotekniske prosjekteringen....	23
10 Videre arbeider .....	23
11 Referanser .....	25
12 CEEQUAL-tabell .....	27

# 1 Innledning

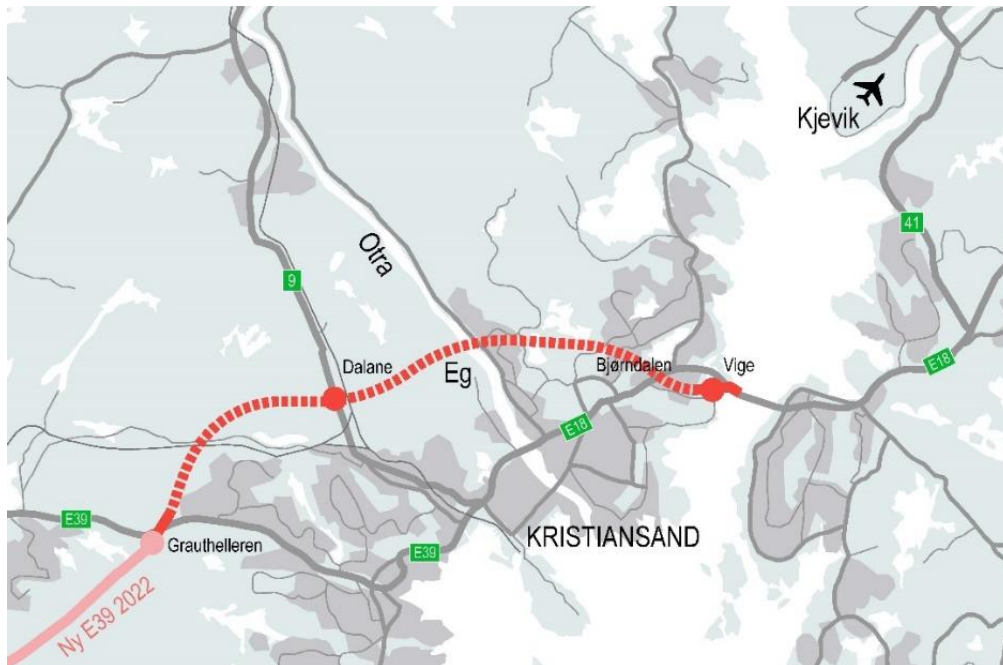
## 1.1 Tiltaksbeskrivelse

Norconsult utarbeider detaljreguleringsplan for Ytre ringvei i Kristiansand kommune på oppdrag fra Nye Veier AS. Ytre ringvei er om lag 10 kilometer og strekker seg fra Vige i øst til Grauthelleren i vest (figur 1-1). Veianlegget inngår i den 200 kilometer lange strekningen mellom Kristiansand i Agder og Ålgård i Rogaland som Nye Veier har ansvar for å bygge ut.

Ytre ringvei skal bygges for at transportkorridoren mellom Vige og Grauthelleren skal bli mer effektiv og mindre sårbar, samt for å avlaste dagens hovedveisystem gjennom Kristiansand sentrum. Veianlegget er planlagt med løsninger som har en positiv netto nytte per investert krone. I utformingen av veianlegget er det lagt stor vekt på å finne bærekraftige løsninger.

Ytre ringvei skal bygges som 4-felts motorvei, med fartsgrense 110 km/t på mesteparten av strekningen. Veien vil i hovedsak gå i tunnel. Det skal opparbeides to parallelle tunnellop, et for østgående og et for vestgående trafikk. På bakkeplan vil veien få tilkobling til E18 i Vige, riksvei 9 i Dalane og E39 ved Grauthelleren.

Etablering av tunnelsystemet vil generere et masseoverskudd på i størrelsesorden 3 millioner m<sup>3</sup> steinmasser. Reguleringsplanen sikrer mulighet for at masseoverskuddet kan fraktes til Mjåvannsområdet vest for Grauthelleren.



Figur 1-1: Oversiktsfigur av planlagt Ytre ringvei mellom Vige og Grauthelleren.



## 1.2 Om rapporten

Denne fagrapporten omhandler geoteknisk vurdering for planlagt ny Ytre ringvei i Kristiansand kommune.

Følgende fagnotater og datarapport som er utarbeidet i dette prosjektet må sees i sammenheng med denne fagrapporten.

- NV42E18YR-GTK-NOT-0001 Veifylling i Vige [1]
- NV42E18YR-GTK-NOT-0002 Geoteknisk tiltak i Vigebukta [2]
- NV42E18YR-GTK-NOT-0003 Gjennomgang av kvikkleiresoner i Otra [3]
- NV42E18YR-GTK-NOT-0004 Vurdering av fare for setninger [4]
- NV42E18YR-GTK-NOT-0005 Områdestabilitet i Vige og på Sødal terrasse [5]
- NV42E18YR-GTK-NOT-0007 Geoteknisk vurdering av masselagringsområder [6]
- NV42E18YR-GTK-RAP-0001 Geoteknisk datarapport [7]
- NV42E18YR-GTK-RAP-0007 Geoteknisk datarapport masselagringsområder [8]

## 2 Geoteknisk prosjektering

### 2.1 Styrende dokumenter

Gjeldende regelverk legges til grunn for prosjekteringen. Tabell 2-1 gir en oversikt over styrende dokumenter som gjelder for dette prosjektet.

Tabell 2-1: Styrende dokumenter.

Dokument nr.	Tittel	Versjon	Dato	Ref.
NS-EN-1990	Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	2002+A1:2005+NA:2016	2016-05-01	[9]
NS-EN 1991-1-1	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner- Del 1-1: Allmenne laster- tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	2002+NA:2019	2019-01-01	[10]
NS-EN 1997-1	Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler	2004+A1:2013+NA:2020	2020-12-18	[11]
NS-EN 1997-2	Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering- Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver	2007/AC:2010	2008-07-01	[12]

Dokument nr.	Tittel	Versjon	Dato	Ref.
NS-EN 1998-1	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger	1998-1:2004+A1:2013+NA:2021	2021-06-30	[13]
NS-EN 1998-5	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold	1998-5:2004+NA:2014	2014-05-01	[14]
PBL	Byggeteknisk forskrift TEK 17 og Byggesakforskrift SAK 10			[15], [16]
SVV håndbok N200	Vegbygging		2022	[17]
NVE Retningslinjer 2/2011	Flaum- og skredfare i arealplanar		2014-05-22	[18]
NVE Veileder nr. 1/2019	Sikkerhet mot kvikkleireskred		2020	[19]
PR-26_nb-NO	Kontroll leveranse	Versjon 1	Dagens dato	[20]

## 2.2 Omfang av geoteknisk utredning i reguleringsplan

Veinormalen N200 [17] beskriver krav til omfang av geoteknisk utredning i reguleringsplan. Det skal gjennomføres tilstrekkelig med grunnundersøkelser, geotekniske vurderinger og prosjektering til å avklare gjennomførbarhet/byggbarhet av veiltaket innenfor arealet som reguleres, samt innenfor kravet til nøyaktighet i kostnadsoverslaget.

## 2.3 Geoteknisk kategori

Eurokode 7 [11], stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av geoteknisk kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 «Krav til prosjektering». Geoteknisk kategori 2 omfatter konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold, mens Geoteknisk kategori 3 omfatter



konstruksjoner eller deler av konstruksjoner som faller utenfor grensene for Geoteknisk kategori 1 og 2.

Ifølge N200 kan ulike deler av prosjekter plasseres i ulike geotekniske kategorier der det forventes stort omfang av variasjoner i kompleksitet. Veinormalen presiserer at i områder med kvikkleire eller sprøbruddmaterialer skal veiprosjekter plasseres i geoteknisk kategori 3. Dette gjelder også ved utfylling i sjø med skrånende sjøbunn, stor fyllingshøyde eller utfylling ved massefortrengning. I begge tilfeller kan tiltaket nedklassifiseres til geoteknisk kategori 2 dersom det dokumenteres spesielt gunstige forhold.

I dette prosjektet gjelder geoteknisk tiltak for veikryss i dagsoner i Vige og Dalane. Geoteknisk tiltak i Vige settes i geoteknisk kategori 3. Begrunnelsen er at tiltaket omfatter store fyllinger i vann der grunnforholdene viser sprøbruddmaterialer. Grunnforholdene i Dalane viser hovedsakelig friksjonsmasser som silt, sand og grus. De geotekniske tiltakene i Dalane settes i geoteknisk kategori 2.

#### 2.4 Konsekvensklasse

Eurokode 0 [9], tillegg B (tabell B1) viser beskrivelse av konsekvensklasser. Standardens nasjonale tillegg tabell NA.A1 (901) gir veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. Ved vurdering av konsekvensklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk. Konsekvensklasser (CC) velges etter kriterier gitt i Eurokode 0 [9]. I tillegg angir Håndbok V220 Tabell 0.1 veiledende kriterier for valg av konsekvensklasser for veiprosjekter. Ifølge håndboken klassifiseres veier med ÅDT > 8 000 i konsekvensklasse 3 (CC3). For geoteknisk prosjektering av ny E18 Ytre ringvei er det i utgangspunktet valgt konsekvensklasse CC3. For geoteknisk prosjektering ved sideveier med ÅDT < 8 000 og mindre konstruksjoner med oversiktlige grunnforhold velges konsekvensklasse 2 (CC2).

Tabell 0-1 Definisjon av konsekvensklasser etter Eurokode 0 (Ref. 9), tillegg kommentarer relatert til vegbygging med veiledende kriterier for valg av konsekvensklasse (lyseblå kolonne)

Konsekvensklasse	Beskrivelse	Eksempel på bygg og anlegg	Veiledende kriterier for vegbygging
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)	ÅDT > 8000*, eller svært viktig veg uten (eller med svært dårlig) omkjøringsmulighet.  Nær trafikkert jernbane**.  Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med stor bruddkonsekvens.
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)	1500 < ÅDT < 8000*, eller mindre trafikkert viktig veg med vanskelig/dårlig omkjøring.  Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med begrenset bruddkonsekvens og god evne til å tåle deformasjoner.
CC1	liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus	ÅDT < 1500*. Gode omkjøringsmuligheter.  Konstruksjoner med liten skadekonsekvens og god mulighet for reparasjon eller gjenoppbygging.

ÅDT = årsdøgntrafikk; Det totale antall kjøretøy som passerer et snitt av en veg i løpet av ett år, dividert med 365.

\*) I byggefasen gjelder grensen for trafikkmengde på veg i nærheten som vil bli berørt ved en eventuell bruddsituasjon. For beregningssituasjoner relevante etter vegåpning gjelder ÅDT for ferdig veg.

\*\*\*) Se Bane NORs tekniske regelverk (Ref. 1) og teknisk designbasis for InterCity-strekningene (Ref. 2).

Figur 2-1: Definisjon av konsekvensklasser etter Eurokode 0, tillegg kommentarer relatert til vegbygging med veiledende kriterier for valg av konsekvensklasse (lyseblå kolonne) [21].

## 2.5 Pålitelighetsklasse

Pålitelighetsklassene (RC) er direkte knyttet til konsekvensklasse (CC), se N200 tabell 1.2.

Tabell 1.2 — Valg av pålitelighetsklasse

Konsekvensklasse	Pålitelighetsklasse
CC1	RC1
CC2	RC2
CC3	RC3/RC4 <sup>a</sup>

<sup>a</sup> Vanligvis vil CC3 gi RC3. Spesielle vegprosjekter med ekstremt store konsekvenser, kan vurderes plassert i pålitelighetsklasse RC4.

Figur 2-2: Valg av pålitelighetsklasse [17].

## 2.6 Krav til kvalitetssystem

Eurokode 0 stiller krav til at den prosjekterende skal ha og følge et kvalitetssystem ved prosjektering i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4.

## 2.7 Prosjekteringskontroll

N200 tabell 1.3 angir prosjekteringskontrollklasse etter pålitelighetsklasse og geoteknisk kategori. Prosjekteringskontroll av geotekniske arbeider i RC3 kan forutsettes plassert i kontrollklasse PKK3. For geotekniske arbeider i RC2 kan det forutsettes kontrollklasse PKK2.

Kravene til de ulike kontrollklassene er definert i Eurokode 0, tabell NA.A1 (902).

**Tabell 1.3 – Valg av prosjekteringskontrollklasse - geoteknikk**

Geoteknisk kategori	Pålitelighetsklasse (RC)			
	1	2	3	4 <u>a</u>
Geoteknisk kategori 1	PKK1	PKK2		
Geoteknisk kategori 2	PKK2	PKK2	PKK3	
Geoteknisk kategori 3		PKK2	PKK3	spesifiseres

a Pålitelighetsklasse 4 omtales i nasjonalt tillegg (NA) til NS-EN 1990 [5] og er aktuelt bl.a. ved grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i svært kompliserte tilfeller

Figur 2-3: Valg av prosjekteringskontrollklasse [17].

Tabell 2-2: Oversikt over geotekniske tiltak/vurderinger og valg av prosjekteringskontrollklasse.

Område	Geoteknisk tiltak	Prosjekteringskontrollklasse	Begrunnelse
Vige	Veifylling	PKK3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Store veifyllinger opptil 20 m over sjøbunn.</li> <li>• Det er påvist tynt lag av sprøbruddmateriale i grunnen</li> <li>• ÅDT (2050) &gt; 8 000</li> </ul>
	Motfylling	PKK3	
Dalane	Kryss i Dalane ved rv. 9	PKK3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ÅDT (2050) &gt; 8 000</li> <li>• Grunnen består hovedsakelig av silt, sand og grus</li> </ul>
	Sideveier	PKK2	

## 2.8 Utførelseskontroll

For veiprosjekter velges utførelseskontrollklassen som angitt i N200 tabell 1.5. N200 gir føringer for krav til omfang av utførelseskontroll avhengig av geoteknisk kategori og pålitelighetsklasse. Prosjekteringskontroll av geotekniske arbeider i RC3 kan forutsettes plassert i kontrollklasse UKK3. For geotekniske arbeider i RC2 kan det forutsettes kontrollklasse UKK2.

Tabell 1.5 — Valg av utførelseskontrollklasse - geoteknikk

Geoteknisk kategori	Pålitelighetsklasse (RC)			
	1	2	3	4 <a href="#">a</a>
Geoteknisk kategori 1	UKK1	UKK2		
Geoteknisk kategori 2	UKK2	UKK2	UKK3	
Geoteknisk kategori 3		UKK2	UKK3	UKK3 med eventuelle tilleggbestemmelser

a Pålitelighetsklasse 4 omtales i nasjonalt tillegg (NA) til NS-EN 1990 [\[5\]](#) og er aktuelt bl.a. ved grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i svært kompliserte tilfeller.

Figur 2-4: Valg av utførelseskontrollklasse [17].

## 2.9 Krav til kontrollform

Krav til kontrollform er angitt i N200 kap. 1.1.3.3. For kontrollklasse PKK3/UKK3 skal det foretas utvidet kontroll. Den utvidede kontrollen skal utføres som faglig kontroll i byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller et annet uavhengig foretak. For PKK2/UKK2 kan den utvidede kontrollen av utførelse begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket.

Tabell 1.7 — Krav til kontrollform

Kontroll-klasse	Kontrollform					
	Ved prosjektering			Ved utførelse		
	Egenkontroll	Intern, systematisk kontroll (kollegakontroll)	Utvidet kontroll	Egenkontroll	Intern, systematisk kontroll (kollegakontroll)	Utvidet kontroll
PKK1/UKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
PKK2/UKK2	Kreves	Kreves	Kreves <a href="#">a</a>	Kreves	Kreves	Kreves <a href="#">a</a>
PKK3/UKK3	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves

a Utvidet kontroll i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK2/UKK2 kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll (kollegakontroll) er gjennomført og dokumentert.

Figur 2-5: Krav til kontrollform [17].

## 2.10 Lastforutsetninger

### 2.10.1 Egenlaster

For naturlige masser bestemmes tyngdetetthet på opptatte prøver fra det aktuelle området. For masser som det ikke foreligger grunnundersøkelser for, benyttes erfaringsbaserte tall fra Statens vegvesens håndbøker V220 [21], V221 [22].

### 2.10.2 Terrenglaster og lastkoeffisienter

Trafikklaster velges i henhold til krav for trafikklaster ved geoteknisk prosjektering i håndbok N200, kapittel 1.1.5.6 [17]. For stabilitetsberegninger benyttes trafikklast (karakteristisk last) på 15 kPa jevnt fordelt over veiens bredde. For gang- og sykkelvei benyttes jevnt fordelt last på 10 kPa.

Lastfaktor for trafikklast er 1,3. Dimensjonerende laster blir dermed 19,5 kPa og 13 kPa. Trafikklast og nyttelast medtas ikke i beregninger der denne virker gunstig.

## 3 Grunnundersøkelser

### 3.1 Nye grunnundersøkelser

Det er utført grunnundersøkelser langs veitraseen i forbindelse med reguleringsplanfasen. Grunnundersøkelsene består av totalsonderinger, trykksonderinger (CPTU), prøvetakinger, seismiske undersøkelser, kjerneboringer, brønner, poretrykksmålinger, innmåling av berg i dagen og bergblotninger.

Norconsult har utarbeidet borplan og administrert grunnundersøkelsene. Norconsult Boretteknikk AS har utført de geotekniske grunnundersøkelsene. De geotekniske undersøkelsene er presentert i egen geoteknisk datarapport NV42E18YR-GTK-RAP-0001 [7]. Utførelse og rapportering av ingeniørgeologiske og hydrogeologiske undersøkelser er omtalt i egne rapporter.

### 3.2 Tidligere utførte grunnundersøkelser

Det har tidligere blitt gjennomført grunnundersøkelser i flere omganger i forbindelse med prosjektet. Statens vegvesen gjennomførte innledende grunnundersøkelser i 2015 som grunnlag til vurderinger i kommunedelplanen. Resultatene fra disse er oppsummert over flere geotekniske datarapporter, se [23], [24], [25].

Rambøll gjennomførte i 2020 seismiske undersøkelser i Otra for å kartlegge løsmassetykkelse og bergnivå i elva, se rapport [26].

I tillegg til nevnte innledende grunnundersøkelser foreligger det store mengder tidligere utførte grunnundersøkelser i forbindelse med andre byggeprosjekter i Kristiansandsområdet. Dette gjelder særlig for Vigebukta, Bjørndalssletta og områdene rundt Otra. For en

oppsamling av tidligere grunnundersøkelser i Vigebukta, henvises det til Norconsults tidligere geotekniske datarapport til Kristiansand Havn [27].

Oversikt over utvalgte og relevante tidligere grunnundersøkelser er sammenstilt med nye borpunkter i geoteknisk datarapport NV42E18YR-GTK-RAP-0001 [7].

## 4 Grunnforhold

I Vige består grunnen generelt av utlagt steinfylling i indre del av bukta og på land. Tidligere grunnundersøkelser i sjøen viser et topplag bestående av gytje/silt/sand over et tykt lag med bløt leire ned til berg. Generelt ligger sjøbunnsnivå i Vigebukta mellom kote -5 og -10 i indre del, før det faller av gradvis ned mot kote -15 lengre sørøst. Dybde til berg varierer mellom ca. 10 og 30 m. Leiren er generelt lite til middels sensitiv, overkonsolidert i de øvre meterne og normalkonsolidert i dybden. Leiren betegnes som sprøbruddmateriale i enkelte borpunkter.

Løsmassene ved Bjørndalen består generelt av stor mektighet bløt leire eller kvikkleire opptil 35 m dybde under terreng. Dybde til berg er varierende.

Grunnundersøkelsene ved vestsiden av elva i Otra (Eg-området) indikerer et topplag bestående av sand og silt over leire og kvikkleire. Det er påvist kvikkleire i hele sykehusområdet. Nedenfor sykehuset er det tidligere utført tiltak som motfylling og erosjonssikring. Ved østsiden av elva (Sødal-området) viser tidligere utførte grunnundersøkelser et topplag med sand og grus over leire og kvikkleire. Under leiren/kvikkleiren er det et lag med morene over berg. Mektigheten av de forskjellige lagene varierer, og noen steder er det mer lagdelt med flere lag av sand og leire.

Gjennomførte grunnundersøkelser i Dalane viser løsmasser stort sett bestående av siltige, sandige masser over morene over berg. I enkelte områder er det også mindre mektigheter med leire. Det er ikke funnet sprøbruddmateriale i Dalane.

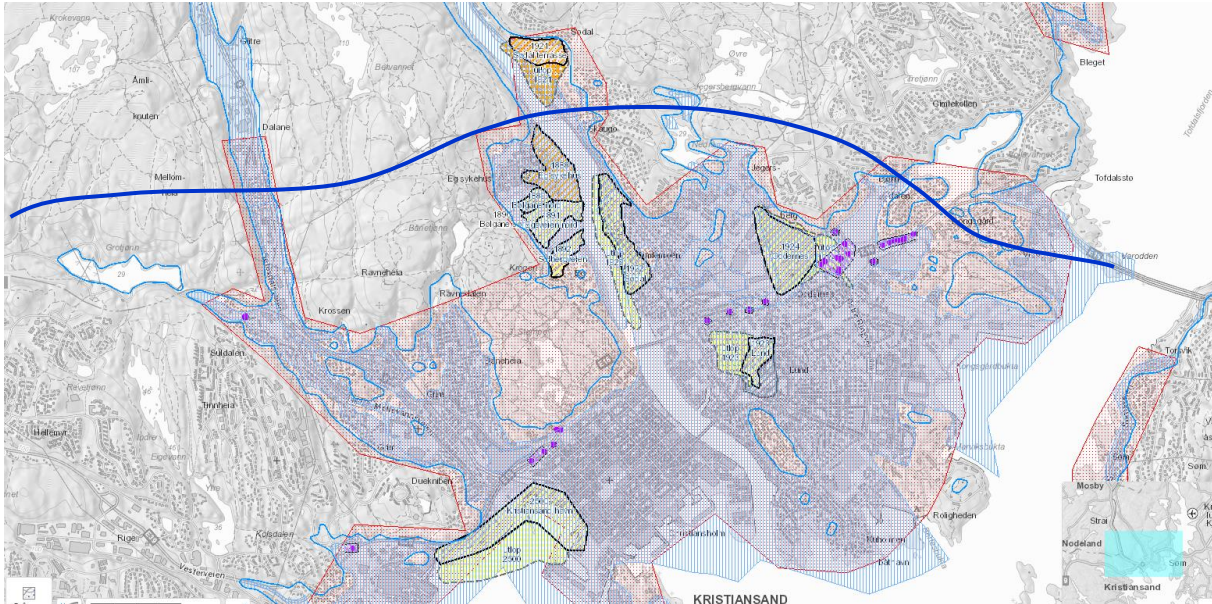
## 5 Områdestabilitet

I henhold til plan- og bygningsloven § 28-1 kan grunn bare bebygges, eller eiendom opprettes eller endres, dersom det er tilstrekkelig sikkerhet mot fare eller vesentlig ulempe som følge av natur- eller miljøforhold. Skredfare er et av temaene som skal inngå i risiko- og sårbarhetsanalyser, som beskrevet i plan og bygningslovens § 4-3. I SAK10 presiseres det i §7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger, at byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger som flom, stormflo og skred.

For områdestabilitet gjelder kravene i NVE veileder 1/2019 [19]. Veilederen presenterer metodikk for utredning av aktsomhetsområder og faresoner.



Det er kartlagt en del kvikkleiresoner for Kristiansand by som er vist på NVEs temakart, se figur 5-1. De nærmeste kvikkleiresonene til veitraseen er 1889 Bølgane nord, 1890 Bølgane sør, 1891 Egsveien nord, 1892 Solbergveien, 1921 Sødal terrasse og 1922 Sødal.



Figur 5-1: Oversikt over kartlagt kvikkleiresoner (kilde NVE temakart). Blå linje viser en ca. plassering av ny veilinjje. For nøyaktig plassering av den nye veilinjjen må oversiktskart sees sammen med veitegninger.

Den nye veien ligger i tunnel, og har ikke fysisk inngrep i dagsoner i åpent terreng i de kartlagte kvikkleiresonene. I henhold til NVE veileder 1/2019 er det følgelig ikke krav om utredning av områdestabilitet. Det er likevel kontrollert om dagens stabilitet i de kartlagte kvikkleiresonene holder krav til robusthet, som ville gjelde for tiltakskategori K3 og K4. Detaljvurderingen er presentert i eget geoteknisk notat. Det henvises til notat NV42E18YR-GTK-NOT-0003 [3].

I Vige, der det forventes store fyllinger for ny planlagt vei, er det kartlagt kvikkleire, men er ikke definert noen kvikkleiresoner. Etter ny tolkning av gamle prøveserier basert på ny definisjon av sprøbruddegenskaper i NVE veileder 1/2019 [19], er det avdekket tynt lag av sprøbrudmateriale. Det har derfor blitt gjennomført en soneutredning i dette området.

Ved Sødal terrasse er det tidligere kartlagt en kvikkleiresone (med middels faregradklasse og alvorlig konsekvensklasse/ risikoklasse 3) i NGIs kvikkleirekartlegging [28]. I dette prosjektet er det utført supplerende grunnundersøkelser for å få tilstrekkelig grunnlag for vurdering av robusthet i henhold til NVE veileder 1/2019. Det er vurdert at skråningsstabiliteten tilfredsstillende aktuelle robusthetskrav.

Detaljvurdering av faresoner i Vige og på Sødal terrasse er presentert i eget geoteknisk notat. Det henvises til notat NV42E18YR-GTK-NOT-0004 [5].

## 5.1 Vibrasjoner i kvikkleireområde

Både i anleggsfase og driftsfase kan det oppstå vibrasjoner fra veiltaket. Siden det forekommer kvikkleire i aktuelt område, skal det ikke overskrides krav til vibrasjoner i henhold NS 8141-3 [29]. Denne standarden gjelder bare for kvikkleire med omrørt skjærstyrke  $c_u < 0,5$  kPa, og omfatter ikke sprøbruddmateriale med  $0,5$  kPa  $< c_{ur} < 2,0$  kPa. NS 8141-3 angir grenseverdi for frekvensveid svinghastighet i alle retninger til  $v_f \leq 45$  mm/s. Standarden setter også krav til plassering og omfang av kontrollmålinger.

## 6 Geologi og hydrogeologi

Geologiske og hydrogeologiske vurderinger omtales i egne ingeniørgeologiske [30] og hydrogeologiske rapporter [31].

## 7 Seismiske vurderinger

Håndbok N200 henviser til Eurokode 8 [13] for vurdering av seismiske påvirkning i veiprojekter. I tillegg gir Statens vegvesen rapportnr 604 [32] anbefalinger og supplement til Eurokode 8 for geoteknisk prosjektering av veier og samvirke jord-konstruksjoner. Eurokoden setter i prinsippet krav til at alle konstruksjoner i Norge skal motstå seismisk påvirkning. Geotekniske konstruksjoner skal ha samme seismiske klasse som konstruksjonen de støtter. Eurokode 8 [13] har vært gjeldende standard for seismisk dimensjonering i Norge siden 2010. Tilfeller der det er mulig å utelate dimensjonering av konstruksjoner for seismisk påvirkning er gitt i pkt. NA.3.2.1(5) [13]. I henhold til Eurokode 8 del 5 [14] skal pelefundamenter vurderes med hensyn til SSI (Soil Structure Interaction).

### 7.1 Seismisk klasse

Eurokode 8 tabell NA.4 gir veiledende valg av seismisk klasse, Figur 7-1. I dette prosjektet er det generelt vurdert at veien klassifiseres i seismisk klasse III siden vei (bruer) defineres som viktig infrastruktur. Seismisk faktor ( $\gamma_I$ ) bestemmes basert på Figur 7-3. For seismisk klasse IIIb er  $\gamma_I = 1,7$  etter tabell NA.4(901) [13].

### 7.2 Spissverdi for berggrunnens akselerasjon

Grunnens spissverdiakselerasjon ( $a_{gr}$ ) ved berg i Agder bestemmes ut fra tabell NA.3.2 (905) i Eurokode 8 [13]. For Kristiansand kommune er  $a_{gr} = 0,35$  m/s<sup>2</sup>.

Dimensjonerende grunnakselerasjon blir  $\gamma_I^* a_{gr} = 0,59$  m/s<sup>2</sup>.

NORSAR kom i 2020 med nye og oppdaterte jordskjelvsonekart. Sonekartene viser en gjennomgående reduksjon av jordskjelvslastvirkning sammenlignet med det som foreligger i gjeldende standard. Muligheten for å bruke dette kan vurderes i neste fase.

### 7.3 Grunntype

#### 7.3.1 Grunntype i Vige

Basert på utførte grunnundersøkelser velges seismisk grunntype D, dvs. et grunnprofil som består av avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord. Det er valgt grunntype D, siden

det kun stedvis indikeres et tynt lag med sprøbruddmateriale. Forsterkningsfaktor for grunntype D er  $S = 1,8$ .

Endelig valg av seismisk grunntype må gjøres ved detaljprosjektering med hensyn til kjennskap til lokale grunnforhold, aktuelle geotekniske tiltak og konstruksjoner.

### 7.3.2 Grunntype i Dalane

Basert på utførte grunnundersøkelser velges seismisk grunntype C, dvs. et grunnprofil som består av dype avleiringer av fast eller middels sand eller grus eller stiv leire.

Forsterkningsfaktor for grunntype C er  $S = 1,5$ .

Endelig valg av seismisk grunntype må gjøres ved detaljprosjektering med hensyn til kjennskap til lokale grunnforhold, aktuelle geotekniske tiltak og konstruksjoner.

Tabell NA.4 (902) — Veiledende valg av seismisk klasse

Byggverk	I	II	IIIa	IIIb	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store					x
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner; redningssentraler; kraftforsyning og lignende			(x)	x	
Industrianlegg <sup>a)</sup>		x	x		
Tårn, skorsteiner, siloer	(x)	x			
Kaier og havneanlegg <sup>b)</sup>	x	(x)			
Støttemurer; nedgravde konstruksjoner; geotekniske konstruksjoner <sup>c)</sup>	x	(x)			
Byggverk med store, og vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: kjøpesentre, konferanselokaler, kinosaler, kulturelle institusjoner			x		
Byggverk med store, men sjeldne, ansamlinger av mennesker: tribuner, sportshaller		x			
Byggverk med små, men vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: idrettsbygg		x			
Skoler og institusjonsbygg		(x)	x		
Kontorer, forretningsbygg, hotell og boligbygg		x			
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus	x				
Landbruksbygg <sup>d)</sup>	x				
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x				
MERKNAD Kryss uten parentes angir normalt valg av seismisk klasse.					
a Der det er fare for stor skade på miljø og/eller biomangfold bør klasse IIIa velges.					
b Der havneanlegg er en del av industrianlegg må disse vurderes også som industrianlegg					
c Der bortfall av konstruksjoner påvirker stabiliteten til en konstruksjon med høyere konsekvensklasse må tilsvarende høyere konsekvensklasse vurderes. Konstruksjoner som bidrar til stabilitet langs vei og spor bør vurderes tilsvarende som bruer; se NS-EN 1998-2/NA.					
d Landbruksbygg med fare for stor skade på miljø bør vurderes som industribygg					

Figur 7-1: Veiledninger for valg av seismiske klasser, Eurokode 8 - Del 1 [13].

Tabell NA.4 (901) — Verdier for seismisk faktor  $\gamma_1$

Seismisk klasse	$\gamma_1$
I	0,70
II	1,00
IIIa	1,25
IIIb	1,70
IV	<u>-a)</u>

a For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer, skal seismisk faktor vurderes særskilt enten på grunnlag av egen risikoanalyse eller en definert pålitelighet etter bestemmelsene for den aktuelle konstruksjonstypen.

Figur 7-2: Veiledninger for valg av seismiske klasser, Eurokode 8 - Del 1 [13].

**Tabell NA.3.1 — Grunntyper**

Grunn- type	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere <sup>b)c)</sup>		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (slag/ 30cm)	$c_u$ (kPa)
A <sup>a)</sup>	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	-	-
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 - 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 - 180	10 - 15	30 - 70
E <sup>d)</sup>	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med $v_s$ -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S <sub>1</sub>	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetindeks ( $PI > 40$ ) og høyt vanninnhold.	> 100	-	10-20
S <sub>2</sub>	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A - E eller S <sub>1</sub> .			

a Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunnstype A benyttes.

b Valget av grunnstype kan være basert på enten  $v_{s,30}$ ,  $N_{SPT}$  eller  $c_u$ .  $v_{s,30}$  anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

c Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

d Ved bestemmelse av grunnstype E kan følgende alternative beskrivelse benyttes: Et jordprofil bestående av et overflatelag med  $v_{s,30}$ -verdier av type C eller D og tykkelse varierende mellom ca. 5 m og 20 m over et underliggende stivere materiale med  $v_{s,30} > 500$  m/s.

Figur 7-3: Valg av grunntyper i henhold til Eurokode 8 – Del 1 [13].

Grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning ( $a_g \cdot S$ ), beregnes som:

$$\text{Vige: } a_g \cdot S = \gamma_I \cdot a_{gr} \cdot S = 0,59 \text{ m/s}^2 \cdot 1,8 = 1,06 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Dalane: } a_g \cdot S = \gamma_I \cdot a_{gr} \cdot S = 0,59 \text{ m/s}^2 \cdot 1,5 = 0,88 \text{ m/s}^2$$

NVE veileder 1/2019 anbefaler en vurdering om jordskjelvlaster vil påvirke områdeskredfare negativt slik at kravene til sikkerhet gitt i veilederen ikke kan oppfylles. Da fyllingene i Vige er prosjektert med bruk av vertikaldren vil poreovertrykk avta forholdsvis raskt, men beregningene som ligger til grunn for motfyllingen antar allikevel noe gjenværende poreovertrykk i leiremassene ved ferdig etablering av veifyllingene. For en jordskjelvsituasjon forutsettes det at alt poreovertrykk er ferdig dissipert, noe som medfører en betydelig styrkeøkning som følge av de økte effektivspenningene. Basert på dette er jordskjelvlaster ikke vurdert som kritisk. Dette er også understøttet ved en innledende pseudo-statisk beregning, som tyder på god sikkerhet mot jordskjelv i endelig situasjon.

Mer detaljerte vurderinger må gjøres i neste fase, når det foreligger mer kjennskap til grunnforhold, tiltak og planlagte konstruksjoner.



## 8 Geotekniske vurderinger og tiltak

### 8.1 Vige

Det planlegges store utfyllinger på dagens sjøbunn i Vigebukta. Det antas at tunnelmasser nyttiggjøres til motfylling og veibygging. Grunnforholdene i Vigebukta består av setningsgivende leirmasser som også defineres som sprøbruddmateriale i de øverste meterne. Stabilitet av fyllinger må tilfredsstille strenge krav til stabilitet, både i henhold til Statens vegvesens regelverk (N200) og generell områdestabilitet (NVE veileder 1/2019). Det er derfor foreslått etablering av motfyllinger for å oppnå kravene til stabilitet. Dette anses som det mest gunstige tiltaket med tanke på økonomi, miljøpåvirkning og anleggsgjennomføring, sett opp mot andre vurderte tiltak, som for eksempel grunnforsterkning ved kalksement, eller pelet fylling.

Videre er grunnen meget setningsgivende og det estimeres at setninger under veifyllinger og motfyllinger vil være opp til 1,5 m og vil foregå over mer enn 100 år uten tiltak. For å få unnagjort størsteparten av setninger i anleggstiden forslås det etablering av vertikaldren i leirmasser kombinert med forbelastning. Forbelastning foreslås gjennomført ved masseutskiftning med lette masser etter endt forbelastningstid. Fyllingstopp vil på denne måten aldri overstige planlagt framtidig veinivå, og løsningen vil derfor kreve mindre motfylling enn dersom det legges steinfylling med overhøyde.

I Vige, mellom dagens kai og påhugg i vest, er det foreslått lette fyllmasser for høye veifyllinger. Dette antas å være et rimeligere og tidsbesparende tiltak sammenlignet med installasjon av vertikaldren gjennom fyllmasser av betydelig mektighet ned til underliggende leire.

For sprengsteinfylling kan det generelt forventes egensetninger i størrelsesorden inntil 0,5 – 1,0 % av fyllingshøyden. Hoveddelen av setningene forventes å være avsluttet 6 måneder etter utlegging.

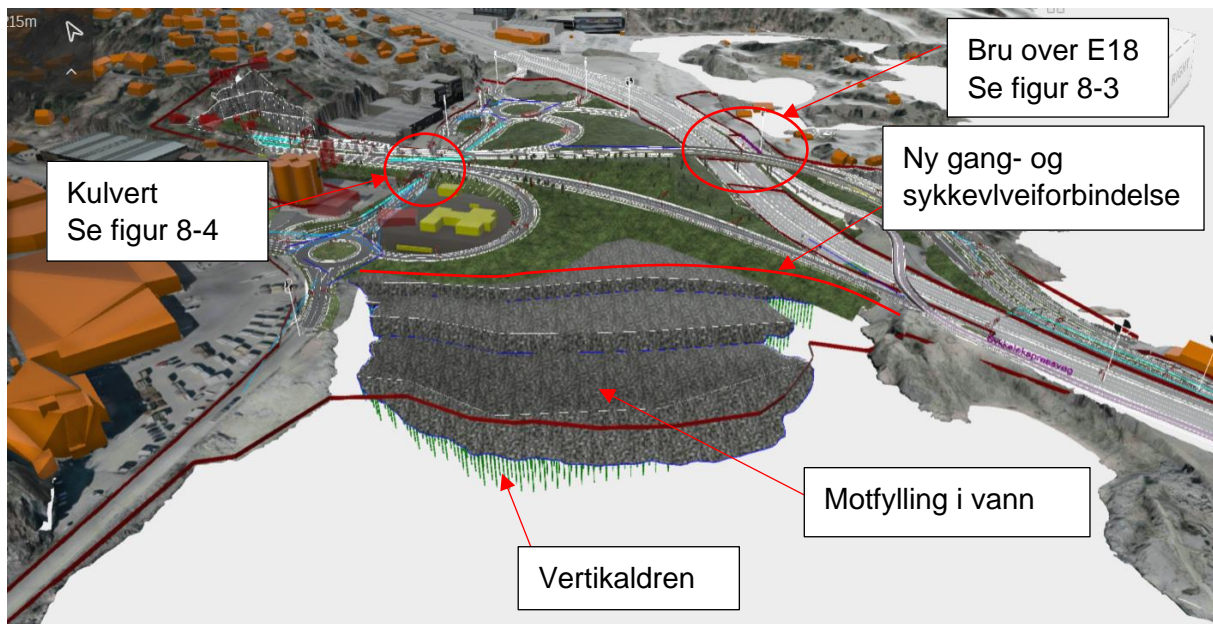
Norconsults erfaring på E18 Tvedestrand-Arendal (der det er målt og oppfulgt setninger i store dybder opptil 20 m under vann) viser at mesteparten av egensetninger kan forventes påløpt innen 6 måneder. For fyllinger utlagt under vann uten mulighet for komprimering er Norconsults erfaring at man kan forvente ca. 2 % av fyllingshøyden i egensetninger.

Det er utarbeidet et eget geoteknisk notat som omtaler beregninger og gir detaljbeskrivelser for geotekniske tiltak i Vige. Det henvises til fagnotat NV42E18YR-GTK-NOT-0002 [2].

For vurdering av stormflo i Vige og erosjonssikring henvises det til hydrologisk fagrapport NV42E18YR-VAA-RAP-0001 [31].

#### 8.1.1 Innregulering av ny gang- og sykkelveiforbindelse

I forkant av politisk førstegangsbehandling av reguleringsplanforslaget meldte Kristiansand kommune inn ønske om innregulering av en ny gang- og sykkelveiforbindelse over søndre del av motfyllingen i Vige. Påvirkningen av denne veien på stabiliteten er undersøkt og vurdert til å være neglisjerbar.



Figur 8-1: Geotekniske tiltak i Vige, Innsynmodell fra ISY Prosjekt (03.02.2022).

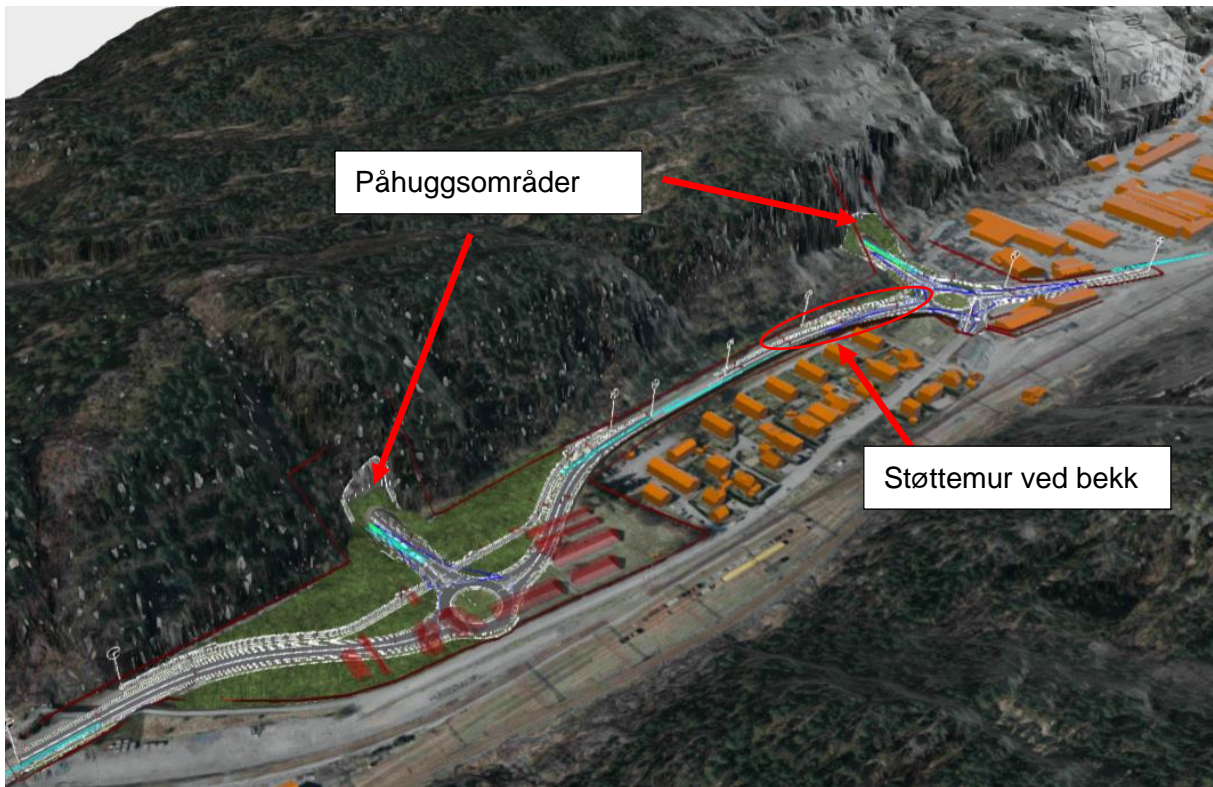
## 8.2 Dalane

I Dalane består grunnen i hovedsak av friksjonsmasser som silt og sand. Det forventes ikke spesielle geotekniske tiltak for etablering av rundkjøringene og eventuelle fyllingsområder. Det kan være behov for mindre tiltak for etablering av støttemurer ved bekken.

Erosjonssikring av nytt bekkeløp i Dalane omtales i hydrologisk fagrapport NV42E18YR-VAA-RAP-0001 [31].

Vurdering av rasfare og sikring ved påhuggsområdene omtales i ingeniørgeologisk fagrapport NV42E18YR-GEO-RAP-001 [30] og skredfarerapport i Dalane NV42E18YR-GEO-RAP-0002 [33].



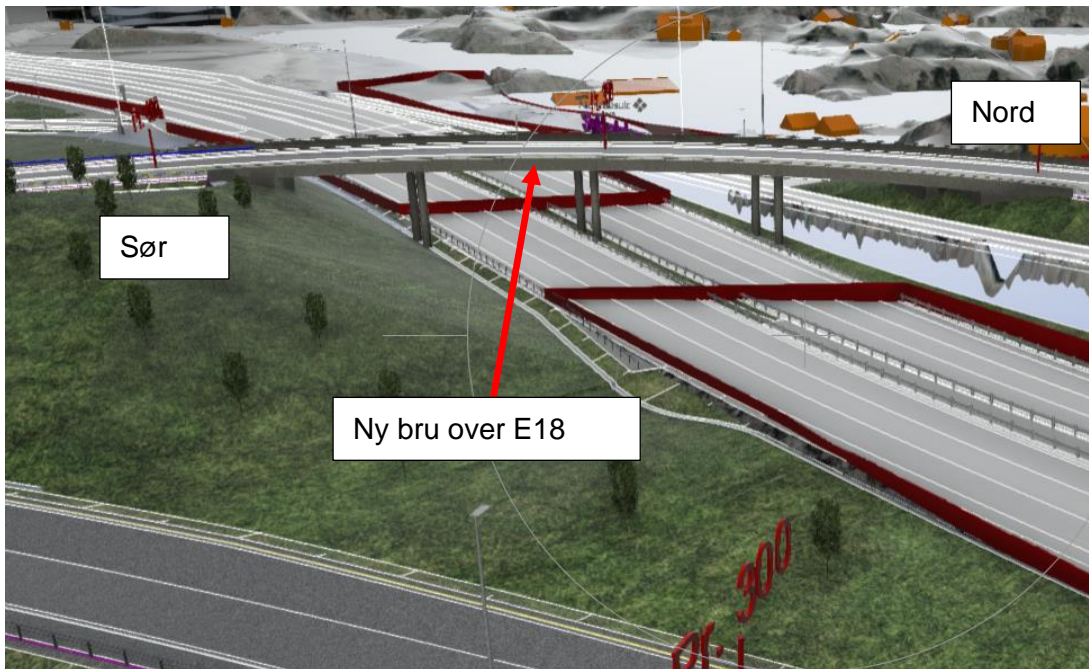


Figur 8-2: Veikryss i Dalane

### 8.3 Konstruksjoner

For ny bru over E18, som er vist i figur 8-3, kan én akse (landkaret på nordsiden av E18) vurderes direktefundamentert på berg, mens i de andre aksene vurderes pelefundamentering. I forbindelse med boring av peler bør det i neste fase utføres grunnundersøkelser for å vurdere grunnvanntrykk og mulig lekkasje opp i eller langs pel.

Kulverten i Vige, som er vist i figur 8-4, antas direktefundamentert på løsmasser. Utførte grunnundersøkelser indikerer at mektighet av steinfyllmasser i området kan variere opptil ca. 13 m, mens mektighet av leiren under fyllmassene kan variere opp mot ca. 15 m. Dette tyder på at det kan være fare for skjevsetninger. I neste fase må det vurderes optimalisering av belastning fra fyllmassene (med lette fyllmasser) på begge side av kulverten for å minimere omfang av setningsdifferanser mellom fundamentene til kulverten. Eventuelt kan det vurderes å justere fundamenteringsmetode.



Figur 8-3: Bru over E18, se figur 8-1 for å se plasseringen i situasjonskart. Kilde: ISY Prosjekt (03.02.2022).



Figur 8-4: Kulvert i Vige, se figur 8-1 for å se plasseringen i situasjonskart. Kilde: ISY Prosjekt (03.02.2022).

#### 8.4 Setninger på grunn av grunnvannssenkning

I dette prosjektet er det utført vurdering av fare for setninger langs veitraseen som følge av innlekkasje i tunnel. Det foreligger et eget notat for detaljvurdering av setninger. Det henvises til notat NV42E18YR-GTK-NOT-0004 [4]. For detaljvurdering av innlekkasje i tunnel og tetthetskrav henvises til hydrogeologisk fagrapport NV42E18YR-GEO-RAP-0004 [34]. Områdene på Bjørndalen og Eg (ved Sørlandet sykehus) er særlig utsatt for setninger. I disse områdene bør grunnvannssenkning begrenses slik at effekten ikke blir større enn normal/naturlig variasjon av poretrykk i grunnen.

#### 8.5 Masselagring

Det er gjort geotekniske vurderinger av mulige masselagingsområder for masseoverskuddet i prosjektet. Det henvises til notat NV42E18YR-GTK-NOT-0007 [6].

## 9 Spesielle forhold og usikkerheter knyttet til den geotekniske prosjekteringen

Følgende tabell, tabell 9-1, oppsummerer spesielle forhold og usikkerheter knyttet til den geotekniske prosjekteringen. Usikkerhetene som er omtalt i denne prosjekteringen kan generelt reduseres eller fjernes med å utføre supplerende grunnundersøkelser.

Tabell 9-1: Spesielle forhold og usikkerheter knyttet til den geotekniske prosjekteringen.

Problemstilling – område	Spesielle forhold og usikkerheter	Tiltak for å redusere eller fjerne usikkerheter
Fylling i Vige	<p>Lokal- og områdestabilitet må ivaretas i alle faser, for etablering av vertikaldren, fylling med steinmasser og endelig veifylling.</p> <p>Nøyaktig utstrekning av fyllmasser i bukta er ukjent. Dette kan ha betydning for installasjon av vertikaldren, da det er behov for føringsrør ved installasjon gjennom fyllmasser.</p>	<p>Det er utført geoteknisk vurdering og foreslått faseplaner i geoteknisk notat NV42E18YR-GTK-NOT-0002 [2].</p> <p>Utsrekning av fyllmasser er kartlagt basert på tidligere prosjekter, sjøbunnskanning og grunnundersøkelser.</p> <p>Det anbefales supplerende boringer i neste fase for å kartlegge utstrekning av fyllmasser i større grad.</p>
Grunnvannsenkning	<p>Fare for grunnvannsenkning på grunn av innlekkasje i tunnel.</p> <p>Setningsgivende stor mektighet av leire på Bjørndalen og Otra.</p>	<p>Veitraseen er optimalisert etter tverrfaglig vurdering av fare for innlekkasje til tunnel og risikovurdering av setninger i omkringliggende områder.</p> <p>Det er installert poretrykksmålere på Bjørndalen og Otra for å overvåke poretrykksforhold i grunnen i lengre tid.</p> <p>Overvåkning av vannstand i tjern.</p>

## 10 Videre arbeider

Foreliggende omfang av grunnundersøkelser i dette prosjektet og geotekniske vurderinger utarbeidet i denne fagrapporten gir tilstrekkelig grunnlag i reguleringsplanfasen.



Vurderingene omfatter hovedsakelig avklaring av gjennomførbarhet av veiltakene innenfor arealet som er regulert. Det skal generelt vurderes supplerende grunnundersøkelser og detaljvurderinger i den neste fasen. I det følgende, tabell 10-1, er det listet de områdene hvor det er vurdert særlig behov for å utføre supplerende grunnundersøkelser og vurderinger.

Tabell 10-1: Videre arbeider.

Område	Arbeid	Type grunnundersøkelser
Fylling i Vige	Detaljkartlegging mektighet av leirmasser og eksisterende steinmasser på sjøbunn for å optimalisere omfang av vertikaldren og lette fyllmasser.	Totalsonderinger og prøvetaking.
Peler for bru over E18	Brufundamentering, kartlegging dybde til berg og lokale grunnforhold. Grunnvannstrykk for å vurdere fare for mulig lekkasje opp i eller langs pel	Totalsonderinger, prøvetaking, og poretrykksmålere.
Ny kulvert i Vige	Kartlegging av mektighet av fyllmasser og leire under fyllmassene for detaljvurdering av setningsdifferanser ved direktefundamentering.	Totalsonderinger og prøvetaking.
Bjørndalen og Otra	Overvåking av poretrykksforhold i grunnen før anleggsstart.	Kontinuerlig avlesning av installerte poretrykksmålere, eventuelt vurdering av supplerende poretrykksmålinger.

## 11 Referanser

- [1] Norconsult AS, «5206182-GTK-NOT-0001 Detaljregulering E18 Ytre Ringvei - geoteknisk tiltak for veifylling i Vige, Kristiansand,» 2021-02-24.
- [2] Norconsult AS, «NV42E18YR-GTK-NOT-0002 Detaljregulering E18 Ytre ringvei. Geotekniske tiltak i Vigebukta,» 2023-06-27.
- [3] Norconsult AS, «NV42E18YR-GTK-NOT-0003 Detaljregulering E18 Ytre ringvei. Gjennomgang av kvikkleiresoner ved Otra,» 2023-06-27.
- [4] Norconsult AS, «NV42E18YR-GTK-NOT-0004 Detaljregulering E18 Ytre ringvei - Vurdering av fare for setninger,» 2023-06-27.
- [5] Norconsult AS, «NV42E18YR-GTK-NOT-0005 Detaljregulering E18 Ytre ringevei. Områdetstabilit i Vige og på Sødal terrasse,» 2023-06-27.
- [6] Norconsult AS, «NV42E18YR-GTK-NOT-0007 Geoteknisk vurdering av masselagringsområder,» 2023-06-27.
- [7] Norconsult AS, «NV42E18-GTK-RAP-0001 Detaljregulering E18 Ytre ringvei. Geoteknisk datarapport,» 2023-06-27.
- [8] Norconsult AS, «NV42E18YR-GTK-RAP-0007 Geoteknisk datarapport,» 2023-06-27.
- [9] Standard Norge, NS-EN 1990: 2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, 2008-07-01.
- [10] Standard Norge, NS-EN 1991-1-1 2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger, 2019-01-01.
- [11] Standard Norge, NS-EN 1997-1: 2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler., 2020-12-18.
- [12] Standard Norge, NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver, 2008-07-01.
- [13] Standard Norge, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, Eurokode 8, 2014.
- [14] Standard Norge, NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold., 2014-05-01.
- [15] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggesaksforskriften (SAK10)».
- [16] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17)».
- [17] Statens vegvesen, «Håndbok N200 Vegbygging,» 2022.
- [18] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Retningslinjer nr. 2/2011 Flaum- og skredfare i arealplanar,» 2014-05-22.
- [19] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), Veileder nr. 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred, 2020.
- [20] Norconsult Management System, «ID: PR-26\_nb-NO: Kontroll leveranse, Arbeidsflyt,» Dagens dato.

- [21] Statens vegvesen, «Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging.,» 2018.
- [22] Statens vegvesen, «Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger,» 2014.
- [23] Statens Vegvesen, «Rapport nr. 2013038140-227. E18/E39 Ytre ringveg Kristiansand. Kommunedelplan. Datarapport Vollevann,» 2015-02-23.
- [24] Statens Vegvesen, «Rapport nr. 2013038140-228. E18/E134 Ytre ringveg Kristiansand. Kommunedelplan. Datarapport Brukryssing over Otra,» 2015-02-10.
- [25] Statens Vegvesen, «Rapport nr. 2013038140-229. E18/E39 Ytre ring Kristiansand. Kommunedelplan. Datarapport kryssing Rv. 9,» 2015-03-09.
- [26] Rambøll, «Rapport nr. 1100040402, versjon 1 - Rapport på baggrunn av refraksjonsseismiske undersøkelser i Otra,» 2020-06-22.
- [27] Norconsult AS, «Rapport nr. 5183018-RIG-RAP-01-revisjon 01. Kristiansand havnområdet Nord. Datarapport supplerende grunnundersøkelser. Vigebukta,» 2019-03-15.
- [28] NGI, «Kvikkleirekartlegging Sørlandet - RISIKO FOR KVIKKLEIRESKRED – KRISTIANSAND KOMMUNE. MOSBY-STRAI, KRISTIANSAND BY,» DOK. NR. 20150471-10-R, REV.NR. 2/ 2017-06-23.
- [29] Standard Norge, NS 8141-3:2014: Vibrasjoner og stør. Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprenging på utløsning av skred i kvikkleire, 2014.
- [30] Norconsult AS, «NV42E18YR-GEO-RAP-0001 Detaljregulering E18 Ytre ringvei. Fagrapport ingeniørgeologi,» 2023-06-27.
- [31] Norconsult AS, «NV42E18YR-VAA-RAP-0001 Detaljregulering E18 Ytre ringvei. Fagrapport hydrologi,» 2023-06-27.
- [32] «Jordskjelvdessign i Statens vegvesen. Anbefalinger for geoteknisk prosjektering av veger og samvirke jord-konstruksjoner,» Statens vegvesen Rapport Nr. 604, 2017.
- [33] Norconsult AS, «NV42E18YR-GEO-RAP-0002 Detaljregulering E18 Ytre ringevei - Skredfarevurdering,» 2023-06-27.
- [34] Norconsult AS, «NV42E18YR-GEO-RAP-0004 Detaljregulering E18 Ytre ringvei. Fagrapport hydrogeologi,» 2023-06-27.
- [35] Standard Norge, NS-EN 1997-1: 2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler..
- [36] Norconsult AS, «NV42E18YR-GEO-RAP-0005 Detaljregulering E18 Ytre ringvei. Skadefarevurdering utvidet område -Dalane,» 2023-06-27.



## 12 Vedlegg

Vedlegg 1 – Skjema for utvidet prosjekteringskontroll

## 13 CEEQUAL-tabell

Denne rapporten dekker ett eller flere dokumentasjonskrav under CEEQUAL (BREEAM Infrastructure). CEEQUAL har evidensbaserte vurderingskriterier og ekstern verifisering, og brukes for å måle bærekraft i et prosjekt. For å forbedre erfaringsoverføring til neste fase er de relevante kravene oppsummert og referert til i følgende tabell.

Tabell 13-1 Bærekraftvurdering knyttet til CEEQUAL-manualen

<i>Krav i CEEQUAL-manualen</i>	<i>Relevant avsnitt med dokumentasjon i dette dokument</i>	<i>Kommentar</i>
4.1.4 Site suitability	Avsnitt Grunnforhold	Utfordrende grunnforhold med sensitiv leire, som gi både setninger og stabilitetsutfordringer.
7.4.9 Cut and fill optimisation	Avsnitt innledning	Tunnelmasser skal gjenbrukes i veifylling og motfylling.
7.4.14 Beneficial re-use of excavated material	Avsnitt innledning	Tunnelmasser skal gjenbrukes i veifylling og motfylling.