



E6 Gyllan – Kvål

Fagrapport geoteknikk

20.03 | 23

Homyrkamtunnelen N – Kvål

Oppdragsnummer:	5207617
Oppdragsnavn:	E6 Gyllan – Kvål
Dokumentnummer:	NV50E6GK-GTK-RAP-0004
Dokumentnavn:	Fagrapport geoteknikk. Homyrkamtunnelen N – Kvål.

Versjonsoversikt

Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
01	20.03.2023	Til gjennomgang Nye Veier	LaJens	GunHen	JHSve

SAMMENDRAG

Nye veier planlegger ny E6 i Trøndelag fra Nedgård i sør til Asp i nord. Utbyggingen skal bedre trafikksikkerheten, forkorte reisetiden og styrke vekst i landsdelen. Norconsult AS er engasjert til å utføre grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger i forbindelse med reguleringsplan. Denne rapporten tar for de geotekniske vurderingene for delstrekningen Homyrkamtunnelen N – Kvål på parsellen Gyllan – Kvål. For hele parsellen planlegges det etablering av firefelts motorvei, på en strekning på 17 km, mens delstrekningen utgjør ca. 4 km av denne.

Eksisterende E6 går på østsiden av elva Gaula på denne delstrekningen, mens den nye er planlagt på vestsiden. Veien skjærer seg inn i terrenget på deler av strekningen, mens den andre steder ligger på fylling. Totalt går veien gjennom tre kvikkleiresoner fra *Losen* i sør, via *Forset* til *Kvål* i nord. Langs traséen er det planlagt tre brukonstruksjoner: *Lobrua* (lengde 33 meter) og *Eidsmobekkkbrua* (lengde 67 meter) som begge går over bekkeløp og lokalveier, og *Kåsabrua* (lengde 472 meter) over Gaula til *Kvål*, hvor veien kobles til eksisterende E6.

Terrenget i området består generelt sett av flate elvesletter på begge sider av Gaula. Mellom *Losen* og *Kåsa* er det en løsmasserygg som ligger høyt over planlagt trasé. Løsmassene på elveslettene består i all hovedsak av et topplag av sand og grus med varierende mektighet (1–7 meter), over et fast lag av leire til stor dybde. På elveterrassene består løsmassene i all hovedsak av blandingsmaterialer av tørrskorpeleire, leire og silt med sjikt av sand, samt enkelte lag av sand. Mektigheten på disse lagene er opp mot 13 meter. Berg er i de fleste sonderinger ikke påtruffet, og er forventet å ligge dypt.

Stabilitetsberegninger har vist at veiene kan gjennomføres som planlagt, men at det er behov for enkelte tiltak. Dette innebærer erosjonssikring langs elv og rundt søylefundamenter for *Kåsabrua*, og ved *Kvål* må veikroppen bygges delvis ved hjelp av lette masser. *Lobrua* og *Eidsmobekkkbrua* er i utgangspunktet begge planlagt pelefundamentert, men direktefundamentering er også mulig. For *Lobrua* anbefales det i forbindelse med pelefundamentering å bruke lette masser i tilløpsfyllingene, for å redusere setninger og påhengskrefter.

Søndre landkar for *Kåsabrua* vest for Gaula er planlagt direktefundamentert. Tilløpsfyllingen på denne siden er 10 meter høy. Søylefundamentene til brua (i elva) er planlagt pelefundamentert, og på grunn risiko for differansesetninger er det anbefalt å bruke lette masser i tilløpsfyllinga. Eventuelt anbefales det å forbelaste grunnen i god tid og etablere en overvåkningsplan. Setningsmålinger vil da avgjøre byggestart for brua.

Ved nordre landkar for *Kåsabrua* er det planlagt av- og påkjøringsramper til E6. Det er ikke plass til fyllinger med fyllingsutslag. Det er derfor planlagt betongkonstruksjoner med vertikale vegger ved landkaret, som sammen utgjør et betongtrau. Hulrommet i denne konstruksjonen fylles opp helt eller delvis med lette masser av hensyn til total- og differansesetninger. Eventuelt kan trauet pelefundamenteres og hulrommet fylles med sprengstein, men ved pelefundamentering må pelene dimensjoneres for påhengskrefter.

INNHold

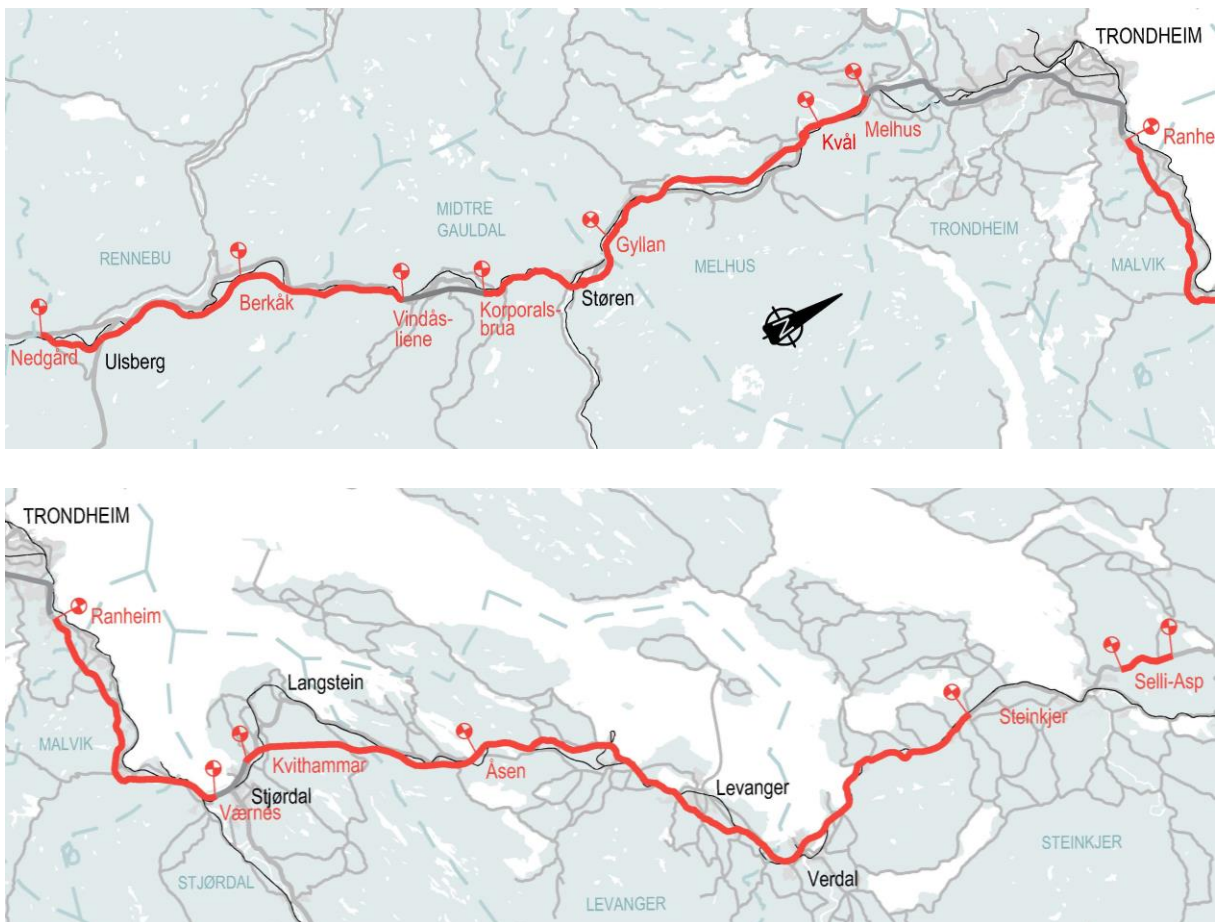
1	INNLEDNING	6
1.1	Bakgrunn	6
1.2	Prosjektets formål og mål	7
1.3	Planprosess for detaljregulering med konsekvensutredning for E6 Gyllan – Kvål.....	7
1.4	Geotekniske vurderinger Homyrkamtunnelen – Kvål.....	8
2	TERRENG- OG GRUNNFORHOLD	9
2.1	Homyrkamtunnelen – Lobrua (P13660–P14640).....	9
2.2	Lobrua – Eidsmobekkbua (P14640-P15620).....	11
2.3	Eidsmobekkbua – Kåsabua (P15620–P16860).....	11
2.4	Kåsabua – Kvål (P16860–P17650).....	12
2.5	Kvikkleiresoner	13
3	GRUNNLAG	15
3.1	Grunnforhold	15
4	SIKKERHETSPRINSIPPER.....	17
4.1	Geotekniske vurderinger	17
4.2	Prosjekteringsforutsetninger	17
4.3	Delområder	17
4.4	Klassifisering	18
4.5	Geoteknisk kategori	18
4.6	Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC).....	18
4.7	Tiltakskategori i henhold til NVE veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred	19
4.8	Seismisk dimensjonering	20
4.9	Kontroll.....	20
4.10	Materialfaktor og krav til sikkerhet	21
4.11	Partialfaktor for påvirkning	22
4.12	Nyttelaster	22
4.13	Funksjonskrav	23
5	VALG AV DESIGNPARAMETERE	24
5.1	Tyngdetetthet.....	24
5.2	Vanninnhold, w	24
5.3	Plastisitetsindeks, IP	24
5.4	Sensitivitet	25
5.5	Grunnvann og poretrykksfordeling	25
5.6	Stivhetsparametere.....	26
5.7	Styrkeparametere	27
5.8	Drenerte parametere	28
6	STABILITETSBEREGNINGER	29

7	GEOTEKNISKE VURDERINGER OG STABILITETSBEREGNINGER – HOVEDTRASÉ E6	30
7.1	Tunnelpåhugg og tunnelportal Homyrkamtunnelen ca. P13640	30
7.2	Homyrkamtunnelen – Losen (13660–14610)	31
7.3	Lobrua – Eidsmobekkbua.....	35
7.4	Eidsmobekkbua – Kåsabrua	37
7.5	Kåsabrua – Kvål	43
8	GEOTEKNISKE VURDERINGER LOKAL-, DRIFTS-, OG ANLEGGSSVEIER.....	46
8.1	Veilinje 22100	46
8.2	Veilinje 62110	48
8.3	Veilinje 62120, 62130 og 62140	48
8.4	Veilinje 62150	50
8.5	Kvålskrysset.....	50
8.6	Stabilitet Losen kvikkleiresone (Profil 4-C)	51
9	GENERELT	53
9.1	Terrengarbeid	53
9.2	Fyllingsarbeid.....	53
9.3	Bygningsbesiktigelse	53
10	REFERANSER.....	54

Tegningsnummer	Beskrivelse	Oppløsning
V040-V044	Plantegning trasé. Geotekniske tiltak	1:2000
V600	Stabilitetsberegning P17560 - totalspenningsanalyse	1:500
V601	Stabilitetsberegning P17560 - effektivspenningsanalyse	1:500

1 INNLEDNING

Nye Veier har ca. 175 km ny E6 i sin portefølje i Trøndelag. Målet til Nye Veier er å bedre trafiksikkerheten, forkorte reisetiden og styrke vekst og utvikling i landsdelen. E6 Gyllan – Kvål inngår som en del av denne store oppgraderingen av E6 gjennom Trøndelag fra Nedgård i sør (Rennebu kommune) til Asp i nord (Steinkjer kommune), som vist i Figur 1-1.



Figur 1-1 Nye Veiers portefølje i Trøndelag (Illustrasjon: Nye Veier)

1.1 Bakgrunn

E6 er hovedveien i Norge mellom nord og sør. Veien er hovedtransportåren for godstrafikk til og fra, samt gjennom Trøndelag. E6 er dessuten den viktigste persontrafikkåren for regionen. E6 Gyllan – Kvål er ca. 17 km lang og ligger i sin helhet i Melhus kommune. På strekningen er det tofelts vei med randbebyggelse gjennom tettstedene Ler og Lundamo. Årsgjennsnittstrafikken (ÅDT) for strekningen i 2020 var mellom 8 600 og 11 400 kjøretøy. Strekninger med redusert hastighet og blandet trafikk kombinert med begrensa muligheter for forbikjøring reduserer fremkommeligheten. I perioden 2011–2020 er det registrert 34 ulykker på strekningen, hvorav åtte er påkjøring bakfra, ti er møteulykker og 12 er utforkjøringer. To personer har mistet livet og tre personer har blitt hardt skadde.

1.2 Prosjektets formål og mål

Formålet med planarbeidet er å skaffe et formelt grunnlag for erverv av grunn og bygging av ny E6 som en firefelts motorvei. Løsningene skal bidra til å oppnå målene i Nasjonal transportplan 2022 – 2030 [1], gjengitt i Figur 1-2.



Figur 1-2 Målene for transportsektoren fra Nasjonal transportplan (Kilde: Nasjonal transportplan [1]).

1.3 Planprosess for detaljregulering med konsekvensutredning for E6 Gyllan – Kvål

Nye Veier startet en ny planprosess i 2020 med bakgrunn i et ønske om å øke den samfunnsøkonomiske lønnsomheten, redusere kostnader, minimere jordbruksbeslag og redusere belastning på ytre miljø sammenlignet med gjeldende plan.

Det er i perioden 2021–2022 utarbeidet konsekvensutredning for flere alternativer på strekningen. Dimensjoneringsklasse H3, og fartsgrense 110 km/t lå til grunn for utredningen. En mulighetsstudie for fartsgrense 100 km/t inngikk også i beslutningsgrunnlaget for valg av trasé. Melhus kommune vedtok 25. oktober 2022 at alternativ 1.1A og 2.1 skulle legges til grunn for utarbeidelse av reguleringsplan på strekningen, se Figur 1-3.



Figur 1-3 Oversiktskart der alternativ som er lagt til grunn for planforslaget er vist med rød linje. Andre utredede alternativ er vist med lysere farge (Kilde: Nye Veier).

Planforslaget ligger hovedsakelig i samme trasé som gjeldende plan. De største endringene er følgende:

- Løsning og plassering av Fosskrysset.
- Løsningen på Røskaft der man unngår omlegging av jernbane og brusøyler i elv.
- Kryss på Losen/Ler er tatt ut.
- Løsningen ivaretar sikkerhet mot skred og flom bedre enn gjeldende plan.
- På deler av strekningen har E6 en høyere standard og høyere dimensjonerende fart.

1.4 Geotekniske vurderinger Homyrkamtunnelen – Kvål

Delstrekningen Homyrkamtunnelen N – Kvål inngår som en del av Gyllan – Kvål. Strekningen er ca. fire km lang, og veien planlegges som en 4-felts motorvei med midtdeler og optimaliseres for å tilfredsstille krav til 110 km/t.

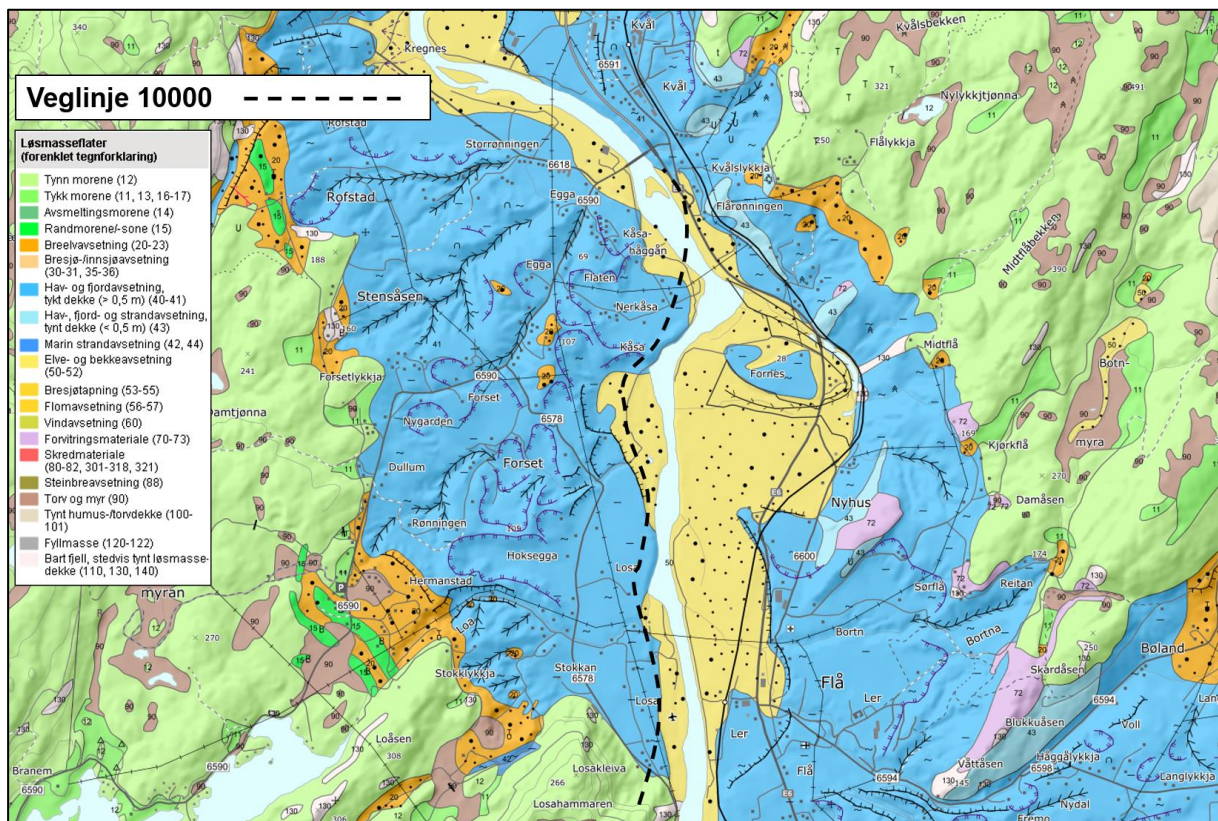
Delstrekningen fra sør mot nord starter ved at veien kommer ut fra tunnelpåhugget til Homyrkamtunnelen ved Klevahåmmåren og inn i området som kalles Losen. Videre fra Losen går veien over to bruer over to bekkeløp via Forset og inn i området Kåsa. Fra Kåsa etableres det ei bru for å krysse over Gaula til Kvål, der veien kobles på den nye veien som i skrivende stund relativt nylig har blitt åpnet.

Norconsult AS er engasjert av Nye Veier for utførelse av grunnundersøkelser og for å gjøre geotekniske vurderinger for reguleringsplan. I denne rapporten presenteres strekningen og utfordringer med hensyn til geoteknikk, krav til sikkerhet, tolkning av styrke- og stivhetsparametere, resultater fra stabilitets- og setningsberegninger og geotekniske vurderinger.

2 TERRENG- OG GRUNNFORHOLD

Veien strekker seg langs et dalføre med flate elveterrasser og elvesletter langs elva Gaula. Dagens terreng langs den planlagte traséen er relativt flatt. Området ligger på vestsiden av Gaula i sør, før den krysser elva via en bru. Dovrebanen og dagens E6 går langs østsiden av elva.

Kvartærgeologisk kart angir at løsmassene består av elveavsetninger og tykke havavsetninger langs E6-traséen, samt tynn morene over utløpet til Homyrkamtunnelen, se Figur 2-1. Det presiseres at løsmassekartet gir et grovt overblikk over området (oppløsning 1:50 000) og at avvik fra dette kartet vil forekomme. Lokal kjennskap fra felt- og laboratorieprøver vil alltid være mer dekkende.



Figur 2-1: Utklipp fra NGUs kvartærgeologiske løsmassekart [2]. Stiplet veilinge er tegnet for hånd og vil avvike noe fra faktisk veilinge.

I det etterfølgende delkapitlene presenteres terrenget og grunnforholdene den planlagte traséen går gjennom på et mer detaljert nivå.

2.1 Homyrkamtunnelen – Lobruea (P13660–P14640)

Traséen, der det er behov for geotekniske vurderinger, starter i sør ved tunnelportalen til Homyrkamtunnelen som munner ut i området Losen, ca. ved pel 13660. Veien går rett inn i ei skjæring, der dagens terreng, som er en elveterrasse, ligger ca. på kote +36. Veien er

planlagt på ca. kote +27. Over tunnelportalen er det planlagt en lokalvei, omtrent der dagens Lebergsveg går.



Figur 2-2: Utsnitt veimodell for delstrekning Homyrkamtunnelen – Lobrua. (Kilde: Norconsult).



Figur 2-3: Homyrkamtunnelen, påhugg nord. (Kilde: Norconsult).

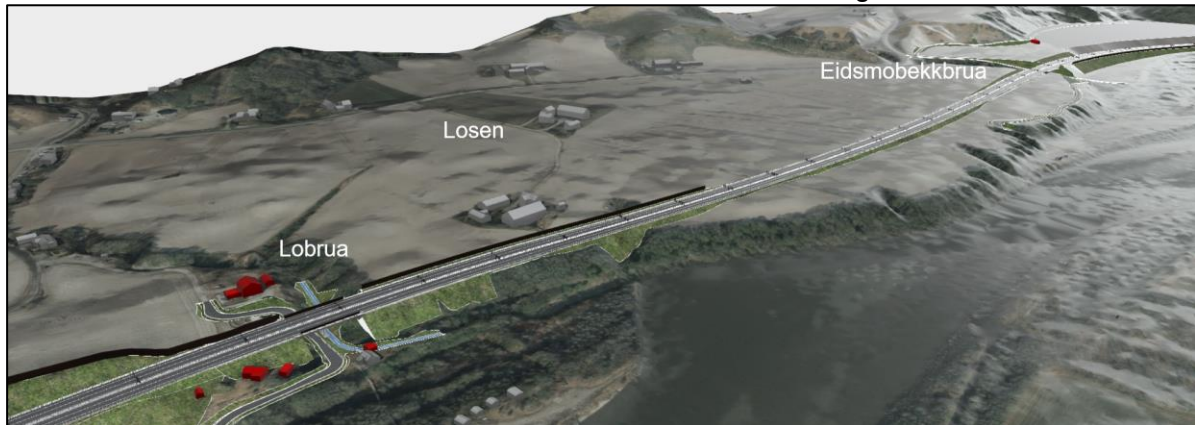
Ved P14550 går veien ut av skjæringen og over på en tilløpsfylling (høyde ca. 5 meter) til Lobrua. Brua går over en ravinedal med ca. 6 meters frihøyde over bekken.

Jordmaterialet, som veien skjærer seg gjennom, består av tørrskorpeleire i en mektighet på ca. 2 meter over fast leire med enkelte sjikt og lag av sand med mektighet på ca. 7 meter. Under leira befinner det seg et lag av sand og grus med mektighet opp mot ca. 5 meter. Dette laget er sammenhengende fra elveslettene langs Gaula og under elveterrassene. Under dette laget er det registrert et fast leirlag med lag av silt og sand til stor dybde. Sørøst for tunnelpåhugget er det registrert kvikkleire og høyt artesisk poreovertrykk. Det er også registrert kvikkleire langs traséen i ett punkt nord for påhuggsområdet. Berg er i de fleste punkt ikke påtruffet; boringer til ca. 30 meters dybde, og i enkelte punkt 50–60 meter, er

utført uten å påtreffe berg. Unntaket er langs Lebergsvegen ved tunnelpåhugget hvor berget er påtruffet ved ca. 12 meters dybde.

2.2 Lobrua – Eidsmobekkbua (P14640-P15620)

Fra Lobrua går veien i nordlig retning inn på en liten tilløpsfylling med skråninger mot Gaula i øst. Videre går veien opp på en elveslette på en relativt lav fylling med høyde ca. 1–3 meter, frem til ca. P15350. Fra P15350 skjærer veien seg inn i elvesletten før tilløpet til Eidsmobekkbua ved P15570. En oversikt over traséen er vist i Figur 2-4.

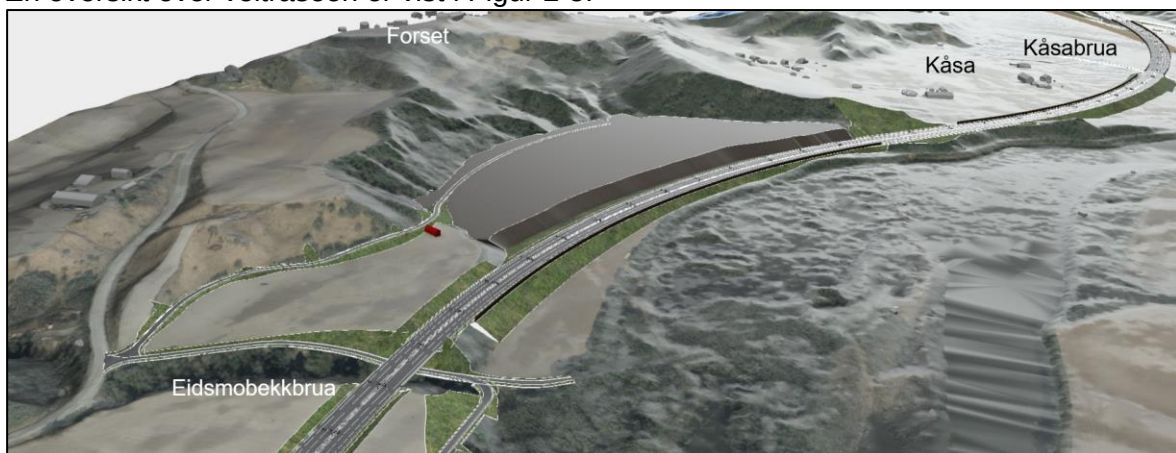


Figur 2-4: Utsnitt veimodell for delstrekning Lobrua - Eidsmobekkbua. (Kilde: Norconsult).

Det er ikke tatt prøver langs denne elvesletten, men totalsonderinger viser tilnærmet samme bormotstand mot dybden som i boringene før Lobrua, og det er antatt å være det samme avsetningsmaterialet med tørrskorpeleire over siltig leire, over sand/grus og leire til stor dybde. Tykkelsen på det øvre laget av tørrskorpe og leire er ca. 7 meter og sand/grus 3–6 meter. Leira viser i alle punkt tydelig økning i bormotstand mot dybden. Eidsmobekken går i en ravinedal gjennom elveterrassene. Ny bru har en frihøyde 11 meter over bekken. Det er registrert rasmasser ved Eidsmobekken omtrentlig 8 meter under terreng [3].

2.3 Eidsmobekkbua – Kåsabua (P15620–P16860)

En oversikt over veitraséen er vist i Figur 2-5.



Figur 2-5: Utsnitt veimodell for delstrekning Eidsmobekkbua - Kåsabua. (Kilde: Norconsult)

Fra Eidsmobekkkbrua går veien inn i en skjæring før den relativt raskt går over på fylling forbi området nedenfor Forset. Terrenget ved veien er relativt flatt og ligger på ei elveslette som ligger på ca. kote +20. I øst mot Gaula etableres det en støyvoll. Løsmassene består her av grusige og sandige masser over leire til stor dybde.

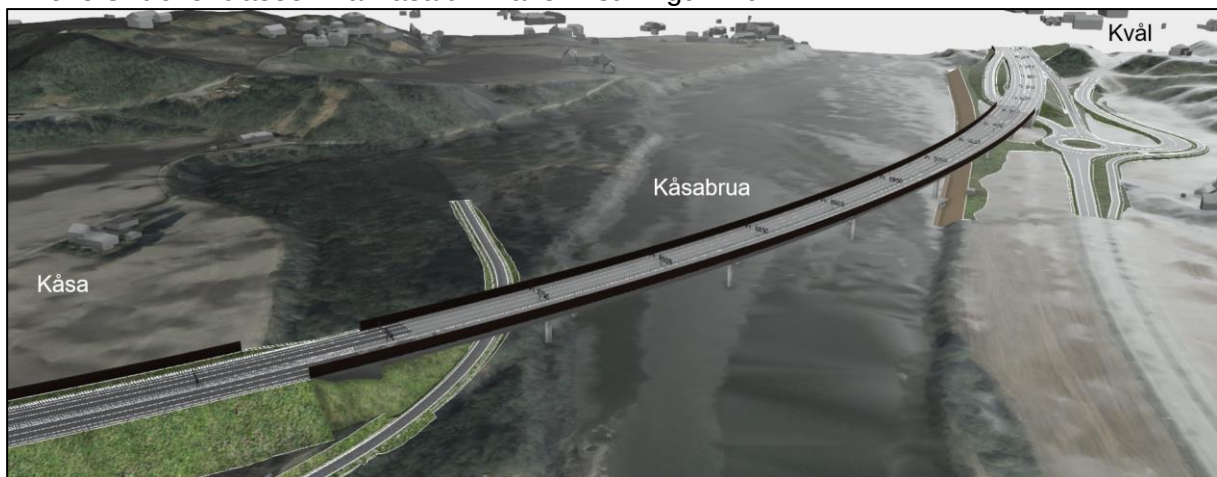
Fra elvesletten går veien i nordøstlig retning gjennom en løsmasserygg som gir høye skjæringer, der toppen i dag ligger på kote +55. Løsmasseryggen består av lagdelte masser av leire, silt og sand. I enkelte borpunkt er det registrert kvikkleire, og området ligger innenfor kvikkleiresonen 449 Forset.

Videre går veien inn i området Kåsa, som ligger på en elveslette mellom kote +19 og +24. Veien ligger på fylling ved Kåsa. Løsmassene på elvesletten består av matjord med tykkelse 0,5 meter over lagdelte masser av sand, silt og leire til ca. 5 meters dybde over fast leire. Over til Kvål er det planlagt en bruforbindelse – Kåsabrua, se Figur 2-6. Fyllingshøyden ved tilløpet til brua er 8 meter. Langs veitraséen er dypeste punkt i Gaula ca. på kote +12. I elva består løsmassene av sand/grus med tykkelse 0,5 – 2 meters dybde over leire til stor dybde.

Forset kvikkleiresone ligger vest for planlagt trasé på Kåsa. Norconsult har i forbindelse med reguleringsarbeidet vurdert denne i henhold til NVEs veileder 1/2019 i egen vurderingsrapport 5207617-E6GK-RIG001 [4]. Det er konkludert med behov for motfyllinger og terrengavlastninger flere steder, og på nedsiden av sikringstiltakene ved Forset er det satt av areal for massehåndtering i anleggsfasen.

2.4 Kåsabrua – Kvål (P16860–P17650)

En oversikt over traséen fra Kåsa til Kvål er vist i Figur 2-6.



Figur 2-6: Utsnitt veimodell fra Kåsa til Kvål. (Kilde: Norconsult).

Terrenget på østsiden av Gaula er flatt og ligger på en elveslette ca. på kote +19. Fra elvesletten stiger terrenget mot en løsmasserygg ved Kvål, der toppen ligger på kote +38. Fra Kåsabrua ligger veien på en tilløpsfylling med tykkelse 10 meter. Videre skjærer veien seg inn i løsmasseryggen og kobler seg på den nybygde eksisterende veien.

henvises det til rapport NV50E6GK-GTK-RAP-0007 [8]. Kvikkeiresonen har fått navnet «Losen», og i tillegg er ny kvikkleiresone «Leberg N» utredet i samme rapport. «Leberg N» og «Losen» er vist på henholdsvis tegning V040 og V041.

Lengre nord ligger den registrerte kvikkleiresonen 449 *Forset*. Dette er en sone som er registret med middels faregrad, konsekvensklasse meget alvorlig og risikoklasse 4. Sonen ble utredet før gjeldende NVE veileder, så Norconsult har vurdert stabilitet og nødvendig tiltak for gjeldende veileder 1/2019. Se rapport 5207617-NV50E6GK-GTK-RAP-0001 [4].

Helt i nord ligger kvikkleiresonen 446 *Kvål* som er registrert med faregrad lav, konsekvensklasse meget alvorlig og risikoklasse 4. På samme måte som for Forset kvikkleiresone er denne utredet i henhold til gammel veileder, så Norconsult har vurdert tiltaket med ny vei opp mot ny veileder 1/2019, se rapport NV50E6GK-GTK-RAP-0008 [5].

3 GRUNNLAG

3.1 Grunnforhold

Det er blitt utført grunnundersøkelser i planområdet for denne delstrekningen for andre traséalternativer i tidligere planprosesser. Multiconsult og Statens vegvesen utførte grunnundersøkelser i 2014, og disse er i stor grad benyttet som grunnlag. Norconsult har utført grunnundersøkelser i forbindelse med arbeider med ny trasé. Det er supplert med spissede grunnundersøkelsesmetoder, der det er funnet nødvendig. For oversikt over de utførte og relevante grunnundersøkelsene langs denne delstrekningen henvises det til Norconsults geotekniske datarapport NV50E6GK-GET-RAP-002 [9]. Prosjektet bruker koordinatsystem Euref89 NTM 10 og høydesystem NN2000.

Underlag til prosjekteringen er listet opp i Tabell 3-1.

Tabell 3-1: Oversikt over grunnlagsdokumenter som er benyttet ved dimensjonering. (Kilde: Norconsult).

Selskap	Rapportnummer	Tittel	Dato
Statens vegvesen	2013067522-005	Geoteknikk - rapport E6 Kvål. Sammenstilling av gamle og nye boringer	26.05.2014
Statens vegvesen	2013067522-006	Geoteknikk - E6 Kvål Geoteknisk vurderingsrapport. Stabilitetsberegninger og geoteknisk vurdering for E6 Kvål, profil 19500–21700	07.07.2014
Statens vegvesen	2013067522-008	Geoteknikk - E6 Kvål Geoteknisk vurderingsrapport. Stabilitetsberegninger og geoteknisk vurdering for E6 Kvål, profil 19500–21700	12.12.2014
Statens vegvesen	2013067522-009	Geoteknikk - E6 Kvål Geoteknisk vurderingsrapport rev. 3. Stabilitetsberegninger og geoteknisk vurdering for E6 Kvål, profil 19500–21700	20.11.2015
Multiconsult	416746-RIG-NOT-001	E6 Skjerdingsstad – Røskaft. Stabilitetsvurdering veifylling Klevahåmmåren	06.10.2014
Multiconsult	416746-RIG-RAP-003	E6 Røskaft – Skjerdingsstad. Datarapport grunnundersøkelser tverrforbindelse Losen – Ler	16.10.2015
Multiconsult	416746-RIG-RAP-004	E6 Røskaft – Skjerdingsstad. Geoteknisk vurdering tverrforbindelse Losen – Ler.	01.03.2016

Selskap	Rapportnummer	Tittel	Dato
Multiconsult	416746-RIG-RAP-005	E6 Røskaft – Skjerdingsstad. Datarapport grunnundersøkelser Losen – Kvål	02.11.2015
Multiconsult	416746-RIG-RAP-006	E6 Røskaft – Skjerdingsstad. Geoteknisk vurdering Losen – Kvål sør	16.03.2016

4 SIKKERHETSPRINSIPPER

4.1 Geotekniske vurderinger

Det er en rekke problemstillinger tilknyttet geoteknikk i forbindelse med planlagt veiutbygging. Denne rapporten presenterer geotekniske vurderinger og beregninger utført i forbindelse med planlagte tiltak, disse omfatter blant annet:

- Stabilitet i anleggsfase og på permanent basis
- Fundamentering av bruer, støttemurer og kulverter
- Setninger
- Erosjonssikring

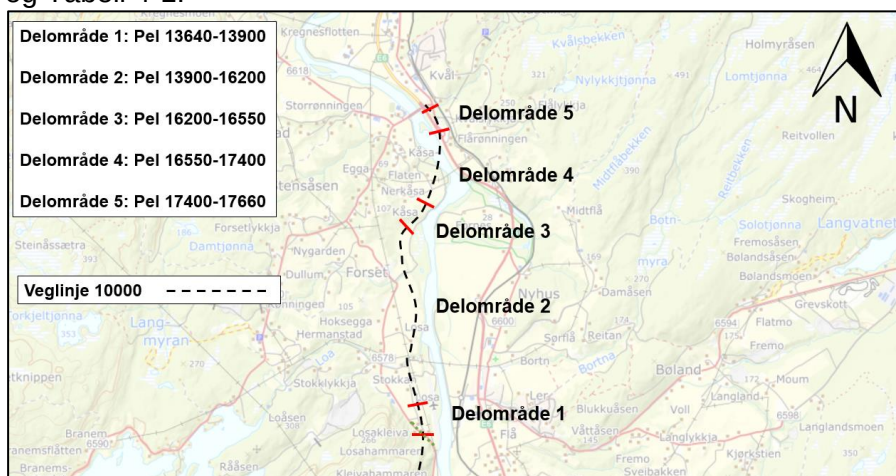
4.2 Prosjekteringsforutsetninger

Følgende dokumenter legges til grunn for den geotekniske prosjekteringen:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0) [10]
- NS-EN 1997-1:2004+NA:2013+NA:2020 (Eurokode 7 del 1) [11]
- NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 (Eurokode 7 del 2) [12]
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 (Eurokode 8 del 1) [13]
- NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 (Eurokode del 2) [14]
- Statens Vegvesens håndbok V220: Geoteknikk i vegbygging [15]
- Statens Vegvesens vegnormal N200: Vegbygging [16]
- Statens Vegvesens vegnormal N400: Bruprosjektering [17]
- NVE Veileder 1/2019: Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper [18].

4.3 Delområder

På grunn av veiens lengde og variasjoner i grunnen er det valgt å dele den opp i forskjellige delområder med tilhørende klassifiseringer. En oversikt over delområdene er vist i Figur 4-1 og Tabell 4-1.



Figur 4-1: Oversikt over delområder langs ny E6. (Kilde: Norconsult)

4.4 Klassifisering

Tabell 4-1 oppsummerer klassifisering for bygging av ny vei. I de etterfølgende underkapitlene er vurderingene bak valg av prosjekteringsforutsetningene gitt. Premisset for valget presenteres først på et generelt nivå, før det argumenteres for valgte forutsetninger videre i teksten. Hovedprinsippet er at der det er konflikt mellom de ulike regelverkene skal strengeste krav benyttes.

Tabell 4-1: Oppsummering av sikkerhetsprinsipp og klassifisering (Kilde: Norconsult)

Delområde	1, 3 og 5		2 og 4	
	E6/ konstruksjoner	Drifts- og lokalveier	E6/ konstruksjoner	Drifts- og lokalveier
Geoteknisk kategori [16]	3	3	2	2
Konsekvens- og pålitelighetsklasse [15]	CC/RC 3	CC/RC 2	CC/RC 3	CC/RC 2
Bruddmekanisme	Sprøtt	Sprøtt	Nøytral	Nøytral
Tiltakskategori [18]	K4	K1	K4	K1
Seismisk grunntype [13]	S2	S2	C	C
Prosjekterings- og utførelseskontroll [19]	PKK/UKK 3	PKK/UKK 2	PKK/UKK 3	PKK/UKK 2
Sikkerhetsnivå ($\gamma_{cu}/\gamma_{c\phi r}$) [19]	1,61/1,6	1,61/1,5	1,5	1,4

4.5 Geoteknisk kategori

Eurokode 7 stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av geoteknisk kategori gjøres ut fra Eurokodens punkt 2.1 «Krav til prosjektering». Der tiltakene består av konvensjonelle metoder og det er normale grunnforhold, samsvarer det med geoteknisk kategori 2.

Statens vegvesens vegnormal N200 stiller strengere krav til valg av geoteknisk kategori. For tiltak som ligger i områder med kvikkleire eller sprøbruddmaterialer skal veiprosjekter plasseres i geoteknisk kategori 3.

Av denne grunn skilles det på områder hvor der er kvikkleire/sprøbruddmateriale og hvor det ikke er det. Der det ikke er sprøbrudd gjelder **Geoteknisk kategori 2**, der det er sprøbrudd gjelder **Geoteknisk kategori 3**.

4.6 Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC)

Utgangspunktet for valg av pålitelighet- og konsekvensklasse er gitt i Eurokode 0, og veiledende eksempler for klassifisering er gitt i nasjonalt tillegg i Tabell NA.A1(901). «Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller», «veg- og jernbanebruer» er angitt for konstruksjoner som skal plasseres i Pålitelighetsklasse 3.

Videre angir Eurokode 0, pkt. NA.A1(901.1), at pålitelighetsklasser er avhengig av konsekvensklassen og ønsket sikkerhet. Statens vegvesen vegnormal N200 pkt. 1.1.2.3 sier

at valg av pålitelighetsklasse er direkte knyttet til valg av konsekvensklasse og henviser igjen til bestemmelsene i Eurokode.

I Statens vegvesens vegnormal N200 henvises det til veiledning V220 for valg av konsekvensklasse (CC) i veiprosjekter, og Tabell 0-1 angir veiledende kriterier for valg av CC. Valg av konsekvensklasse styres av personopphold og mulig konsekvens i form av tap av menneskeliv, samt økonomisk, sosiale eller miljømessige konsekvenser. ÅDT benyttes som et mål på mulig konsekvens for tap av menneskeliv, der CC2 gjelder for $1500 < \text{ÅDT} < 8000$. Over 8000 tilsvarer CC3 og under 1500 CC1.

Eventuelt kan man inndele i henhold til tekstbeskrivelsen der svært viktige veier tilsvarer CC3, mindre trafikkerte veier med vanskelig/dårlig omkjøringsmuligheter tilsvarer CC2 og for mindre trafikkerte veger ned gode omkjøringsmuligheter gjelder CC1.

For hovedveien (E6) velges **pålitelighetsklasse CC/RC3** med bakgrunn i ÅDT og at den anses som en svært viktig vei.

For drifts- og lokalveier kunne man argumentert med å velge klasse 1 basert på Statens vegvesens vegkart som indikerer ÅDT=60 for Lebergsvegen (skjønnsmessig vurdert), men på grunn av de dårlige omkjøringsmulighetene velges **pålitelighetsklasse CC/RC2**.

4.7 Tiltakskategori i henhold til NVE veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred

Planlagte europavei klassifiseres i **tiltakskategori K4**, da tiltaket (veien) anses å ha en viktig samfunnsfunksjon, ref. Tabell 3.2 i NVE veileder 1/2019, se også Figur 4-2. Videre har Statens vegvesen i V220 laget en støttetabell for valg av tiltakskategori for veianlegg tabell 0-2 [15]. Veier med ÅDT > 1500 skal settes i Tiltakskategori 4.

Private veier er eksempel på tiltak som ligger i K1. **Tiltakskategori K1** velges for drifts- og lokalveier.

Tiltaks-kategori	Type tiltak
K0	Små tiltak som medfører svært begrensede terrenginngrep. Lite personopphold. Ingen tilflytting av personer Garasjer, naust, tilbygg/påbygg til eksisterende bebyggelse, frittstående uthus, redskapsbod, landbruk- og skogsveger
K1	Tiltak av begrenset størrelse. Lite personopphold. Ingen tilflytting av personer Mindre driftsbygninger i landbruket, lagerbygg av begrenset verdi, lokale VA-anlegg, private og kommunale veger, mindre parkeringsanlegg og trafikksikkerhetstiltak (G/S-veg, midtdeler)
K2	Tiltak som kun innebærer terrengendring; utgraving, opp- og utfylling og masseflytting Massedepotier, komposteringsanlegg, bakkeplanering/nydyrking, massetak, andre masseflyttinger
K3	Tiltak som medfører tilflytting av personer med inntil to boenheter, større byggverk med begrenset personopphold eller tiltak med stor verdi Bolighus/fritidsbolig med inntil to boenheter, større driftsbygninger i landbruket, lagerbygg med større verdi, mindre nærings- og industribygg, mindre utendørs publikumsanlegg, større VA-anlegg
K4	Tiltak som medfører større tilflytting/personopphold, samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner Bolighus/fritidsboliger med mer enn to boenheter, sykehjem, sykehus, skoler, barnehager, idrettshaller, utendørs publikumsanlegg og nærings- og industribygg

Figur 4-2 Tiltakskategori med eksempler på type tiltak. Tabell 3.2 i NVEs veileder 1/2019 [18].

4.8 Seismisk dimensjonering

Eurokode 8 er gjeldende standard for seismisk dimensjonering i Norge. Eurokode 8 del 1 setter i prinsippet krav til at alle konstruksjoner i Norge skal motstå seismisk påvirkning og Tabell NA.3.1 angir veiledning for fastsettelse av grunntype [13]. I områder hvor det er kvikkleire eller sprøbruddmateriale velges **grunntype S₂**, og ellers velges **grunntype C**.

I henhold til tabell NA.3.2 (909) velges spissverdien for berggrunnens akselerasjon $a_{gR} = 0,25$ i Melhus kommune.

N400 beskriver i krav 5.13 at «For konstruksjoner som er lokalisert over vei, som er av større samfunnsmessig betydning enn selve konstruksjonen, skal underliggende vei bestemme valg av seismisk klasse for konstruksjonene. Seismisk klasse for bruer bestemmes i henhold til Eurokode 8 – del 2» [14]. Alle bruer langs traséen er for E6 og fordi veien anses som en samfunnsmessig viktig bru anbefales **seismisk klasse IV** i henhold til tabell NA.2(901) [14].

For øvrige konstruksjoner skal seismisk klasse velges i henhold til Eurokode 8 – del 1.

4.9 Kontroll

4.9.1 Utvidet prosjekterings- og utførelseskontroll i henhold til Eurokode 0

Norsk Standard, Eurokode 0 med nasjonalt tillegg, spesifiserer blant annet følgende:

I henhold til Eurokode 0 punkt NA.A1.2.1(902) skal det ved prosjektering og utførelse, med tilhørende kontroll, av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 være tilgjengelig og brukes et kvalitetssystem. For konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4 skal kvalitetssystemet tilfredsstille kravene i NS-EN ISO 9000-serien.

Pålitelighetsklasse 2 og 3 medfører prosjekterings- og utførelseskontrollklasse 2 og 3. I henhold til Eurokode 0, tabell NA.A1(902), kreves utvidet kontroll av prosjektering i prosjekteringskontrollklasse 2, 3 og 4. For prosjektering av veier i dette prosjektet gjelder (Tabell 4-2):

Tabell 4-2: Valg av kontrollklasse, basert på pålitelighetsklasse i henhold til regelverk.

Pålitelighetsklasse	Prosjekteringskontroll	Utførelseskontroll
CC/RC2	PKK2	UKK2
CC/RC3	PKK3	UKK3

Det medfører at det skal utføres egenkontroll (DSL 1), intern systematisk kontroll (DSL 2) og utvidet kontroll (DSL 3) for prosjektering, og egenkontroll (IL 1), intern systematisk kontroll (IL 2) og utvidet kontroll (IL 3) for utførelse. Utvidet kontroll skal gjøres av eksternt foretak.

I henhold til Eurokode 0 punkt NA.A1(903.4) kan utvidet kontroll i prosjekteringskontrollklasse 2 (PKK2) begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket. Utvidet kontroll i PKK3, bør i tillegg til tilsvarende kontroll som for PKK2, minst omfatte kontroll av de

samme punktene som angitt for egenkontroll i NA.A1(903.2) og være i et omfang som gir tillit til at prosjekteringen er tilfredsstillende. Kontrollen kan begrenses til konstruksjonens hovedbæresystem eller stabilitet ved geoteknisk prosjektering.

På samme måte angir Eurokode 0 punkt NA.A1(904.2) at utvidet kontroll i utførelseskontrollklasse UKK2 skal bekrefte at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det utførende foretaket. I utførelseskontrollklasse UKK3 skal det i tillegg kontrolleres at det utførte arbeidet er kontrollert tilstrekkelig til å gi tillit til at arbeidet er tilfredsstillende. Kontrollen kan være basert på stikkprøver og skal være tilpasset de funn som blir gjort. Spesielt viktige og kritiske områder av betydning for byggverkets sikkerhet skal kontrolleres. Den utvidede kontrollen skal utføres parallelt med utførelsen der dette er hensiktsmessig, og skal legge til rette for gjennomføringen.

4.9.2 Prosjekterings- og utførelseskontroll i henhold til N200 – Statens vegvesen

N200 stiller i utgangspunktet samme krav til prosjekterings- og utførelseskontroll som Eurokoden og krav til utvidet kontroll. Der utvidet kontroll i PKK2/UKK2 kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll (kollegakontroll) er gjennomført og dokumentert. Utvidet kontroll i PKK3/UKK3 skal utføres som en faglig kontroll. Videre presiserer N200 hvilke konkrete kontrollpunkter som skal kontrolleres for PKK3, se kapittel 1.1.3.4.1 i vegnormalen.

4.9.3 Uavhengig kvalitetssikring i henhold til NVEs veileder 1/2019

Prosjektet (E6) er satt i tiltakskategori K4, og det stilles krav til kvalitetssikring av et uavhengig foretak i henhold til kapittel 3.3.6 i NVE veileder 1/2019.

For lokal- og anleggsveier der K1 er valgt stilles det krav om at kvalitetssikring gjøres internt i foretaket.

4.10 Materialfaktor og krav til sikkerhet

I utgangspunktet angir Eurokode 7 minimumskrav til materialfaktor, men Statens vegvesens håndbok N200 gjelder for dette prosjektet, og blir førende for fastsettelse av sikkerhetskrav da den er strengere enn Eurokoden. Tabell 1.8 og Tabell 1.9 i vegnormalen angis forskjellige materialfaktorer for forskjellige bruddmekanismer og pålitelighetsklasser, og er forskjellig for total- og effektivspenningsanalyser, se Figur 4-3.

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Tabell 1.9 — Partialfaktorer for $\gamma_{M, cu}$ ved totalspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,4 ^a	1,4 ^a	1,4
CC2 Alvorlig	1,4 ^a	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

^a NS-EN 1997-1 krever at $\gamma_{M, cu} \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

Figur 4-3 Krav til partialfaktor i henhold til Statens vegvesens vegnormal N200

For beregninger i sprøbruddmateriale/kvikkleire stiller NVEs veileder 1/2019 ytterligere strenge krav til materialfaktor for totalspenningsanalyser. For tiltak som forverrer stabiliteten kreves det i tiltakskategori K4 absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$, hvor f_s er sprøhetsforholdet som korrigerer for sprøbruddeffekt i de udrenerte beregningene. $f_s = 1,15$ og gir dermed krav til sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,61$ der glideflater går gjennom sprøbruddmateriale.

Oppsummert er følgende lagt til grunn:

- Lokalveier (CC2) **med** sprøbruddmateriale (sprøtt brudd): For områdestabilitet anses krav til sikkerhet oppfylt dersom tiltaket ikke forverrer stabiliteten. Ellers kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,61$ for områdestabilitet. For lokalstabilitet kreves $F_{cu} \geq 1,5$ og $F_{c\phi} \geq 1,5$.
- Lokalveier (CC2) **uten** sprøbruddmateriale (nøytral bruddmekanisme): Det kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,4$ og $F_{c\phi} \geq 1,4$.
- Hovedvei (CC3) **med** sprøbruddmateriale (sprøtt brudd): Det kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,61$ og $F_{c\phi} \geq 1,6$.
- Hovedvei (CC3) **uten** sprøbruddmateriale (nøytral bruddmekanisme): Det kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,5$ og $F_{c\phi} \geq 1,5$.

4.11 Partialfaktor for påvirkning

Det skilles mellom partialfaktor for permanent (γ_G) og variabel (γ_Q) påvirkning i Eurokodene. Eurokode 0 skiller mellom partialfaktorer for geoteknisk last og for konstruksjonslast. I Tabell 4-3 er det satt opp en sammenstilling av det som anses å være relevant for dette prosjektet.

Tabell 4-3: Partialfaktorer for

Last	γ_G	γ_Q	Kilde
Jordtrykk (geotekniske laster)	1,0	-	Eurokode 0: NA.A1.2(C) og NA.A2.4(C)
Trafikklast*	-	1,3(0 om gunstig)	Eurokode 0: NA.A2.4(C)
Bygningslast	1,35	1,5 (0 om gunstig)	Eurokode 0: NA.A1.2(B)

*Partialfaktor for trafikklast er i Statens vegvesens håndbok N200 satt til 1,3 (eller 0 hvis lasten har gunstig virkning) [16]. Denne faktoren benyttes for geotekniske beregninger som stabilitet, bæreevne av konstruksjoner og midlertidige støttekonstruksjoner.

4.12 Nyttelaster

For geotekniske stabilitetsberegninger regnes det med trafikklast (karakteristisk last) på 15 kPa jevnt fordelt over veiens planeringsbredde med veiskulder hvis ugunstig, (0 hvis lasten har gunstig virkning). For gang- og sykkelveier benyttes en jevnt fordelt last på 10 kPa. Det henvises til håndbok N200, krav 1.70 og 1.71 [16].

For trafikklast på bærende konstruksjoner henvises det til forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaiar og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet [20].

4.13 Funksjonskrav

4.13.1 Setninger

Krav til setninger og setningsforskjeller er gitt i håndbok N200, kapittel 1.1.6 [16].

4.13.2 Frostmengde og frostfri fundamentering

Konstruksjoner fundamenteres på frostfritt underlag, eventuelt benyttes frostisolasjon. Det benyttes frostfri dybde tilsvarende h_{100} . Frostmengde F_{100} er gitt i krav 3.16 i håndbok N200 [16]. Beregningsformel for frostfri dybde h_{100} er gitt i håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, kapittel 13 [15].

4.13.3 Erosjonssikring

For fylling i vann vurderes det behov for erosjonssikring i henhold til håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, kapittel 3.3 [21]. I området med sprøbruddmateriale benyttes også NVEs veileder 1/2019 [18].

5 VALG AV DESIGNPARAMETERE

Designparametere er basert på resultater fra felt- og laboratorieundersøkelser og er også vurdert opp mot erfaringsverdier i henhold til Statens vegvesen håndbok V220 [15]. I etterfølgende underkapitler er utgangspunktet for valg av designparametere beskrevet, men på grunn av veiens lengde og lokale variasjoner, vil designparametere kunne avvike fra det som presenteres under.

5.1 Tyngdetetthet

For fyllmasser (sprengstein) er det benyttet erfaringsverdier i henhold til håndbok V220, mens tyngdetettheten til sand og grus er valgt med bakgrunn i både erfaringsverdier og utvalgte prøver fra området. For silt og leire i området er tyngdetetthet tolket utfra relevante laboratoriedata.

Tyngdetettheten til leira i området er relativt homogen og viser i grunn relativt liten variasjon, om noe en svak økning med dybden. En representativ middelvei på $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ velges for leira. Dette korrelerer godt med erfaringsverdier fra V220 for en fast leire.

Valgte tyngdetettheter er oppsummert i Tabell 5-1

Tabell 5-1: Tyngdetetthet for de forskjellige materialene.

Materiale	Tyngdetetthet γ [kN/m ³]	Nedsunken tyngdetetthet γ' [kN/m ³]
Fyllmasser	19	11
Grus	19	9
Sand	19	9
Silt	19	9
Leire (siltig)	20	10
Kvikkleire/sprøbruddmateriale	20	10

5.2 Vanninnhold, w

Vanninnholdet i leira er innenfor normalområdet av det som er å forvente av norske leirer, og gjennomsnittlig verdi fra laboratorieundersøkelser er rundt 30 %.

5.3 Plastisitetsindeks, IP

Plastisitetsindeksen har blitt benyttet for bestemmelse av anisotropifaktorer og for korrelering av CPTu. For CPTu der det er gjort prøver i samme borehull og det har blitt utført laboratorieundersøkelser for fastsettelse av plastisitetsindeks, har denne verdien blitt brukt. Der det er kjørt CPTu, men ikke utført laboratorieanalyser på opptatte prøver, er det brukt gjennomsnittlige verdier.

Generelt er leira middels plastisk og gjennomsnittlig verdi er beregnet til 13,7%. Denne verdien benyttes som grunnlag for beregning av anisotropifaktorer. Plastisitetsindeksen for

sensitiv eller kvikk leire viser lavere verdier og ca. 10%. Denne verdien benyttes for sensitiv leire.

5.4 Sensitivitet

Sensitiviteten varierer mye i området. For tolkning av CPTu er det benyttet nærmeste relevante prøveserie.

5.5 Grunnvann og poretrykksfordeling

Det er utført flere tidligere grunnvannsmålinger i planområdet. Vannstand er hentet ut ifra høyeste målte poretrykk i perioden med stabile målinger. Det bør bemerkes at vannstand fluktuierer gjennom året og at påliteligheten av målingene avhenger av hvilke masser de står i, samt måleperiode. For en fullstendig oversikt over alle poretrykksmålere henvises det til datarapport [9]. Poretrykksmålere langs ny E6, og det som er benyttet i beregninger, er angitt i Tabell 5-2.

Tabell 5-2: Oversikt over tidligere utførte piezometermålinger i planområdet.

Borpunkt	Kote terreng	Spissdybde [m]	Avleste poretrykk [kPa]	Vannstand [m]	Dato satt ned	Dato for avlesning
1047-PZ	+ 34,6	8,0	2,0	+ 26,8	-	juli 2014 – sept.2015
1052-PZ	+ 22,3	7,0	40	+ 19,30	-	juli 2014 – sept.2015
		15,0*	157	+ 23,0	-	juli 2014 – sept.2015
1213	+ 31,9	6,0	14,0	+ 27,30	-	08.09.2015
		15,0	50,0	+ 21,90	-	08.09.2015
1214	+ 19,0	7,0*	71,0	+ 19,10	-	08.09.2015
		12,0*	156,0	+ 22,60	-	08.09.2015
CP-101	+ 20,7	6,0	16,3	+ 16,35	07.08.2019	21.09.2019
		12,0	89,0	+ 17,62	07.08.2019	21.09.2019
CP-102	+ 21,8	6,0**	-	-	07.08.2019	-
		12,0	72,7	+ 17,05	07.08.2019	21.09.2019
		18,0	126,0	+ 16,38	07.08.2019	17.09.2019
CP-103	+31,7	6,0**	-	-	08.08.2019	-
		12,0**	-	-	08.08.2019	-

Borpunkt	Kote terreng	Spissdybde [m]	Avleste poretrykk [kPa]	Vannstand [m]	Dato satt ned	Dato for avlesning
		20,0	86,4	+ 20,3	13.08.2019	15.09.2019
PZ3-254	+22,8	8	80	+ 30,8	19.03.2021	07.06.2021
		15	160	+ 38,8	19.03.2021	20.05.2021
PZ3-554	+ 19,0	9*	-	-	21.09.2022	24.01.2022
		15*	2,0	+18,7	21.09.2022	24.01.2022
S2-141PZ	+ 23,3	8,0	52,3	+ 20,52	22.10.2014	02.06.2015
		15,0*	155,5	+ 23,84	22.10.2014	02.06.2015

* artesisk poreovertrykk

** usikkerhet i pålitelighet av målinger

*** ingen poretrykksrespons

For geotekniske beregninger benyttes grunnvannstand bestemt ved målinger eller forsiktig antatt ut fra øvrige geotekniske data og terrengforhold. Poretrykk antas hydrostatisk fordelt såfremt målinger ikke dokumenterer avvikende fordeling.

Ved stabilitetsberegninger for fylling i vann benyttes grunnlag fra flomvannstandsberegninger [22]. Det benyttes forsiktig antatt vannstand for tilfeller der flomvannstandsberegninger ikke foreligger, avhengig av hva som er mest ugunstig.

5.6 Stivhetsparametere

Ødometerforsøk indikerer at tidligere terrengnivå har ligget ca. på kote +80 til +90. Dagens terreng ligger ca. på kote +30.

For setningsberegning/-overslag av komprimert sprengsteinsfylling, benyttes erfaringstall for modul med variasjonsområde $M = 50 - 100$ MPa. For sprengsteinfylling kan det generelt forventes egensetninger i størrelsesorden inntil 0,5–1,0 % av fyllingshøyden.

For sand og grus er det ikke utført ødometerforsøk, og det benyttes derfor erfaringsverdier. Stivheten til sand varierer avhengig av om den er løst eller fast lagret. Studier og ødometerforsøk på sand bekrefter at stivheten M forventes mellom 15 og 50 MPa for henholdsvis løst og fast lagret sand [23]. Sonderingene (hovedsakelig totalsonderinger) benyttes som utgangspunkt for å avgjøre dette. Der sanden har betydelige innslag av grus velges verdiene noe høyere enn om det kun hadde vært en ren sand, men fortsatt innenfor området 15–50 MPa.

Tolkning av ødometerforsøk viser at modulen for leire ligger i området 10–25 MPa, og trenden er at den er økende med dybden. Tolkninger fra trykksonderinger viser

sammenfallende verdier. I setningsberegninger vurderes modulen i vært tilfelle, basert på de nærmeste laboratorie- og feltundersøkelser.

5.7 Styrkeparametere

5.7.1 Udrenert skjærfasthet

For bestemmelse av udrenert skjærfasthet til bruk i beregninger sammenstilles resultater fra rutineundersøkelser, ødometerforsøk, treaksforsøk og CPTU i et representativt profil for valg av skjærfasthet.

I tolkningen av CPTU benyttes tyngdetetthet fra de mest nærliggende og relevante prøveseriene, og det er valgt å legge inn eventuelle variasjoner med dybden. Det er videre benyttet en representativ plastisitetsindeks på 13,7%, se kapittel 5.3. Det er i hovedsak vektlagt Karlsruds Ndu- og Nkt-korrelasjoner for bestemmelse av fasthetsprofil.

Der det er utført ødometerforsøk er dette benyttet som rettesnor for tolkning av OCR-linje. Dersom det ikke er utført prøver i punktet eller i nærhet, er Karlsrud Qt sin korrelasjon benyttet.

Den udrenerte skjærfastheten er også tolket basert på SHANSEP-metoden. Denne modellen avhenger av overkonsolideringsgraden slik: $s_{uA} = \alpha_A \cdot OCR^m \cdot \sigma'_{v0}$, der α_A er normalisert styrke for ung leire, OCR overkonsolideringsgrad og m er eksponent som varierer mellom 0,6–0,9 for norske leirer [24]. Det er valgt verdier oppad til $\alpha_A = 0,3$ og $m = 0,8$ i tolkningene.

I beregningsprofiler er representative og nærliggende skjærfasthetsprofiler benyttet for leire.

5.7.2 Anisotropi

Anisotropifaktorene er valgt i henhold til anbefalinger i NIFS rapport 14/2014 «En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering av norske leirer» [25]. Forholdene mellom aktiv, direkte og passiv styrke avhenger av materialets plastisitet. Følgende forhold er utledet:

$$\frac{s_{uD}}{s_{uC}} = 0,63 + 0,00425 \cdot (I_p - 10)$$

$$\frac{s_{uE}}{s_{uC}} = 0,35 + 0,00375 \cdot (I_p - 10)$$

Med bakgrunn i tolket plastisitetsindeks i kapittel 5.3 er anisotropiforholdene beregnet og vist i Tabell 5-3.

Tabell 5-3 Anisotropiforhold basert på tilgjengelig grunnlagsmateriale.

Materiale	I_p	s_{uD}/s_{uC}	s_{uE}/s_{uC}
Leire	13,7%	0,65	0,36
Leire, kvikk/sprøbrudd	10%	0,63	0,35

Verdiene i tabellen over er benyttet for hele veistrekningen.

5.8 Drenerte parametere

Drenerte parametere for fyllmasser, sand og grus er basert på erfaringsverdier i henhold til Statens vegvesens håndbok V220 [15].

Friksjonsvinkel og attraksjon for leire er basert på tolkninger av treaksforsøk. Multiconsult og Statens vegvesen har utført treaksforsøk på leira i området og tolkningen deres synes fornuftig og er benyttet i prosjekteringen. Det henvises til vurderingsrapporter [26] og [27]. Norconsult har ikke gjort suppleringer med treaksforsøk langs denne strekningen.

Flere av forsøkene viser betydelig høyere verdier enn håndbok V220, og de laveste verdiene fra treaksforsøk er tolket til $\varphi = 28^\circ$. I beregninger der det ikke foreligger treaksforsøk, er denne verdien benyttet for leire. Grunnen til at treaksforsøk viser så mye høy styrke enn erfaringsparameterne gitt i V220, er leiras betydelige grad av overkonsolidering.

Kohesjon er tolket til å være 15 kPa for ikke sensitiv leire og 10 kPa der den er sensitiv/kvikk. Disse verdiene er benyttet langs hele traséen.

Valgte drenerte parametere er oppsummert i Tabell 5-4.

Tabell 5-4: Skjærfasthet og attraksjon for de forskjellige materialene.

Materiale	Friksjonsvinkel ϕ [°]	Attraksjon a [kPa]
Fyllmasser/veimasser	42	0–5
Sand/grus	35	5
Silt	32	0
Leire (siltig)	28	15
Kvikkleire/sprøbruddmateriale	28	10

6 STABILITETSBEREGNINGER

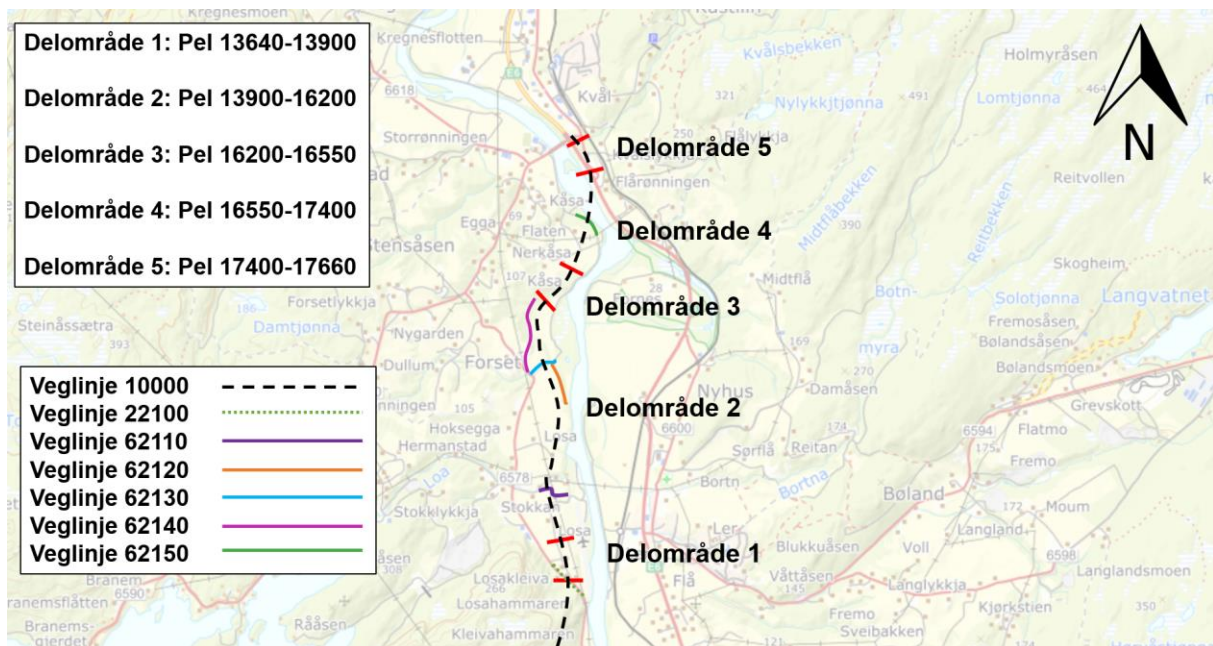
I stabilitetsberegninger er to forskjellige programverktøy benyttet, GeoSuite Stability og PLAXIS 2D.

GeoSuite Stability baserer seg på en 2-dimensjonal likevektsbetraktning i bruddgrensetilstanden etter metoden «Limit equilibrium method» (LEM). Det er beregnet sikkerhet for både sirkulære glidesirkler og sammensatte glideflater.

PLAXIS 2D er et FEM-program spesielt utviklet for beregninger i jord. Jordvolumet deles opp i små elementer og programmet gjennomfører likevektsberegninger på hvert element. Last og deformasjon i hvert element samkjøres for å beregne deformasjoner og spenninger i hele beregningsvolumet. Programmet finner likevekt for en gitt situasjon og hvilke deformasjoner som kan forventes ut fra valgt materialmodell og valgte materialparametere. PLAXIS 2D gjør det også mulig å beregne sikkerhetsfaktor i en såkalt sikkerhetsfase. I denne beregningsfasen reduserer programmet styrken i materialene helt til det danner seg en plastisk bruddmekanisme. Forholdet mellom opprinnelig styrke og styrken som gir brudd kalles sikkerhetsfaktor. Sikkerhetsfaktoren funnet i PLAXIS 2D korresponderer til materialfaktoren γ_m .

7 GEOTEKNISKE VURDERINGER OG STABILITETSBEREGNINGER – HOVEDTRASÉ E6

I dette kapitlet presenteres vurderinger for hovedtrasé for ny E6. I tillegg må lokalveier omlegges og det må etableres anleggsveier. For vurdering av disse mindre veiene henvises det til kapittel 8. En oversikt over aktuelle veilinjer med hovedvei (Veglinje 10000) er vist i Figur 7-1. For de geotekniske vurderingene er det nødvendig å dele planområdet inn i delområder ut fra variasjoner i grunnforhold og risikoklasser, som vist i Tabell 4-1.



Figur 7-1: Oversikt over delområder og forskjellige veilinjer. (Kilde: Norconsult).

7.1 Tunnelpåhugg og tunnelportal Homyrkamtunnelen ca. P13640

Det er planlagt to parallelle tunneler fra Evjeøyan i sør til Homyrkammen (Losen) i nord. Påhuggene i nord er planlagt på nordsiden av Klevahåmmåren. Portalene består av plasstøpte betongkulverter med lengde på ca. 52 og 57 meter for henholdsvis vestre og østre løp. Portalene strekker seg mellom P13620 og P13680 og fundamenteres ca. på kote +27. Dette betyr at det må graves ca. 8 meter i det som forventes å være i middels fast til fast leire. Videre er det planlagt at deler av hammeren sprenges vekk slik at det blir plass for etablering av en omlagt Lebergsvegen over kulvertene. Det er planlagt å fylle med løsmasser rundt og over tunnelportalene, samt inn mot bergskjæringen.

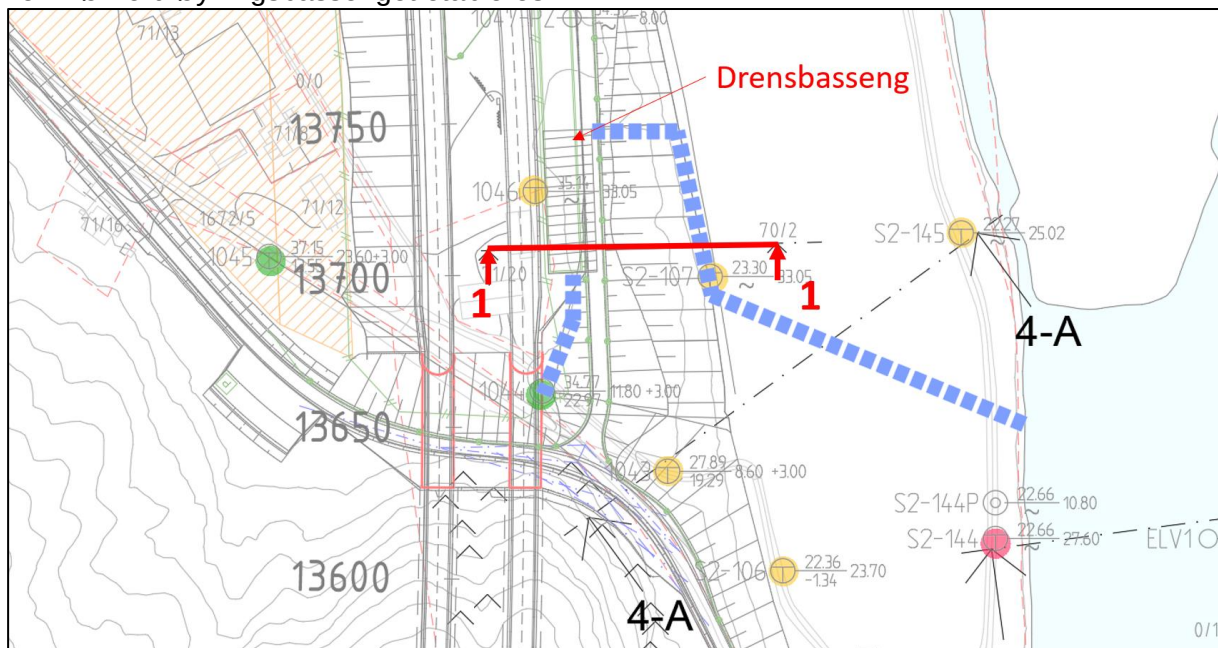
Over bergskjæringene forventes det et tynt dekke bestående av organisk jordmateriale. Disse massene må sikres ved for eksempel sognemur, bjelkestengsel eller lignende.

Tunnelportalene planlegges direktefundamentert på knust stein over berg frem til ca. P13630 og videre på fylling av knust stein over berg/løsmasser.

7.2 Homyrkamtunnelen – Losen (13660–14610)

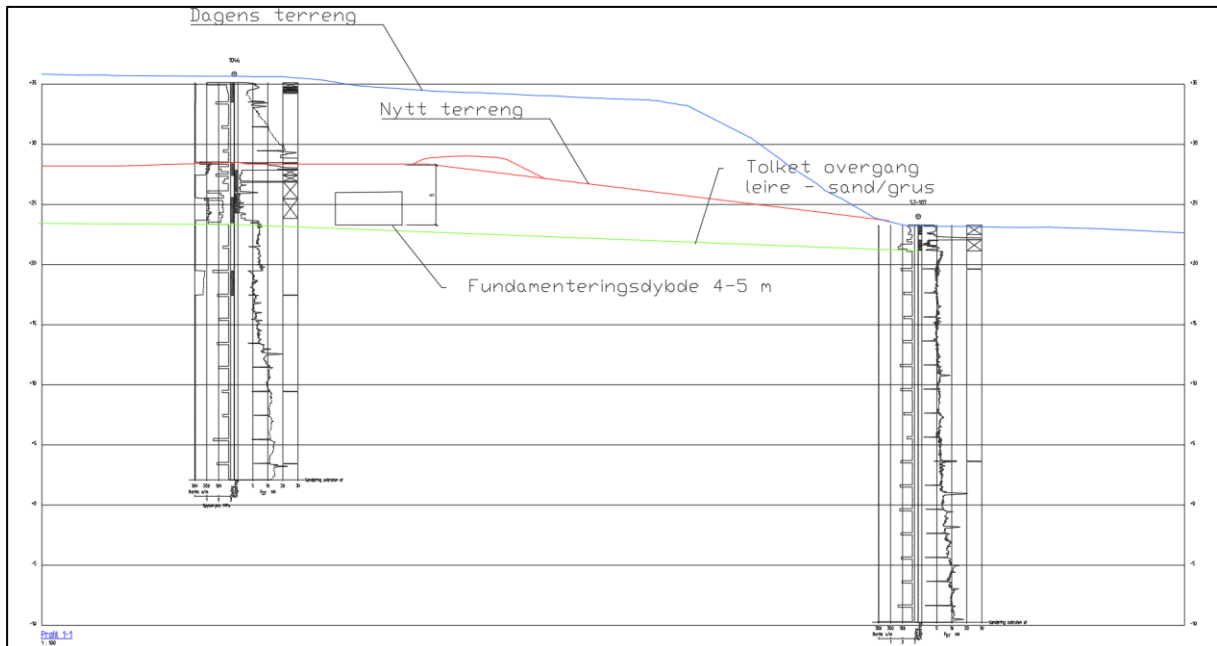
Den planlagte veien munner ut fra Homyrkamtunnelen og inn i en skjæring med helning 1:2 og dybde ca. 10 meter. I vest ved skråningstopp er det planlagt et rigg/massehånderingsområde ca. mellom P13660 og P13760, se oransje skravur i Figur 7-2. Denne er også vist på tegning V041. Med forutsetning om deponihøyde på 5 meter, må denne ligge ca. 25 meter bak skråningstopp på grunn av stabilitetsforhold. Alternativt vurderes å slake av skråningen til helningsgrad 1:3, men totalt sett ville man ikke fått et større deponiområde fordi skråningen ville spist opp en del av arealet man får med helning 1:2.

Mellom P13700 og P13750 er det planlagt et permanent fordrøyningsbasseng for håndtering av vann og sedimenter fra Homyrkamtunnelen, se Figur 7-2. Fundamenteringsdybde er forventet å være mellom 4–5 meters dybde under fremtidig terreng. Med forutsetning om 5 meter vil man nærme seg overgangen mellom leire og sand/grus. Basert på tolkninger av totalsonderinger kan leira inneha kvikke/sprø egenskaper. Fundamentering må ikke gjøres på oppbløtt grunn. Dersom det er plass og man ikke kommer i veien for annen bygging kan byggegropa etableres med åpne graveskråninger. Det er forutsatt at dagens terreng er gravd vekk før fordrøyningsbassenget etableres.



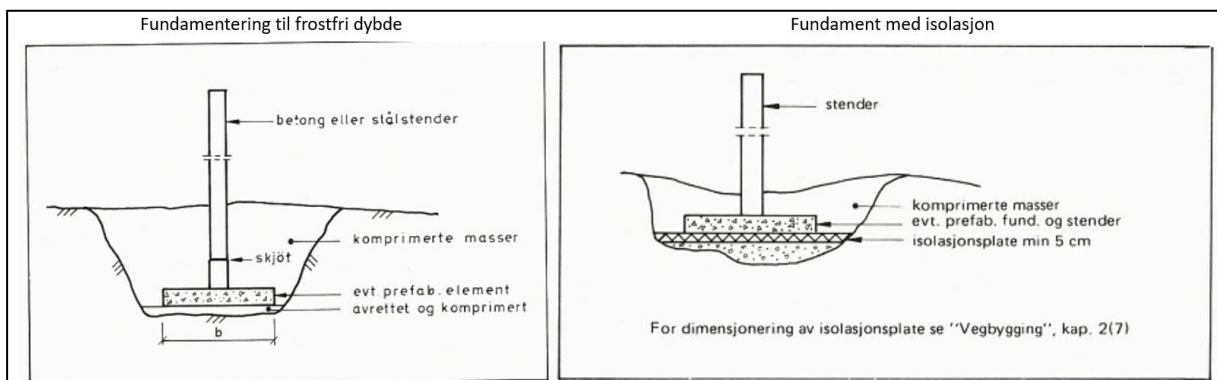
Figur 7-2: Drensbasseng og plassering av profil 1-1. (Kilde: Norconsult).

Man kan alternativt etablere en avstivet byggegrop, for eksempel med spunt. Sand/gruslaget er elveavsetninger som også kan bestå av større fraksjoner (stein) og som potensielt kan påvirke rambarheten. Tolket lagdeling og fundamenteringsdybde av drensbassenget for profil 1-1 er vist i Figur 7-3. Potensielt ligger planlagt fordrøyningsbasseng omtrent i nivå med grunnvannet. Dette må hensyntas og vurderes i videre prosjektering.



Figur 7-3: Tolket lagdeling gjennom hjelpeprofil 1-1. Tentativ fundamenteringsdybde påtegnet. (Kilde: Norconsult).

Mellom P13840 og frem til Lobrua P14520 er det på skråningstopp planlagt etablering av en tre meter høy støyskjerm, og det er i den forbindelse gjort noen fundamenteringsvurderinger. I beregninger er det forutsatt at denne etableres minimum 1 meter bak skråningstopp. En slik støyskjerm kan fundamenteres på ulike måter, og det er i foreliggende beregninger antatt stripefundament av betong og med senteravstand mellom veggstendere på 3 meter. For å unngå problemer med telehiv må det enten fundamenteres frostfritt eller frostsikres. For fundamentering i frostfri dybde med returperiode 100 år og forutsetning om tilbakefyllingsmasser av knust berg med lite finstoff, er det beregnet en frostdybde på 2,8 meter. Med isolasjonsplater (XPS) er det beregnet en minimumstykkelse av isolasjon på 7 cm, og et nedre frostsikringslag på minimum 30 cm. Se prinsipp i Figur 7-4.



Figur 7-4: Prinsipp for fundamentering av støyskjerm [28]. Til venstre: Fundamentering i frostfri dybde. Til høyre: Fundamentering med isolasjon.

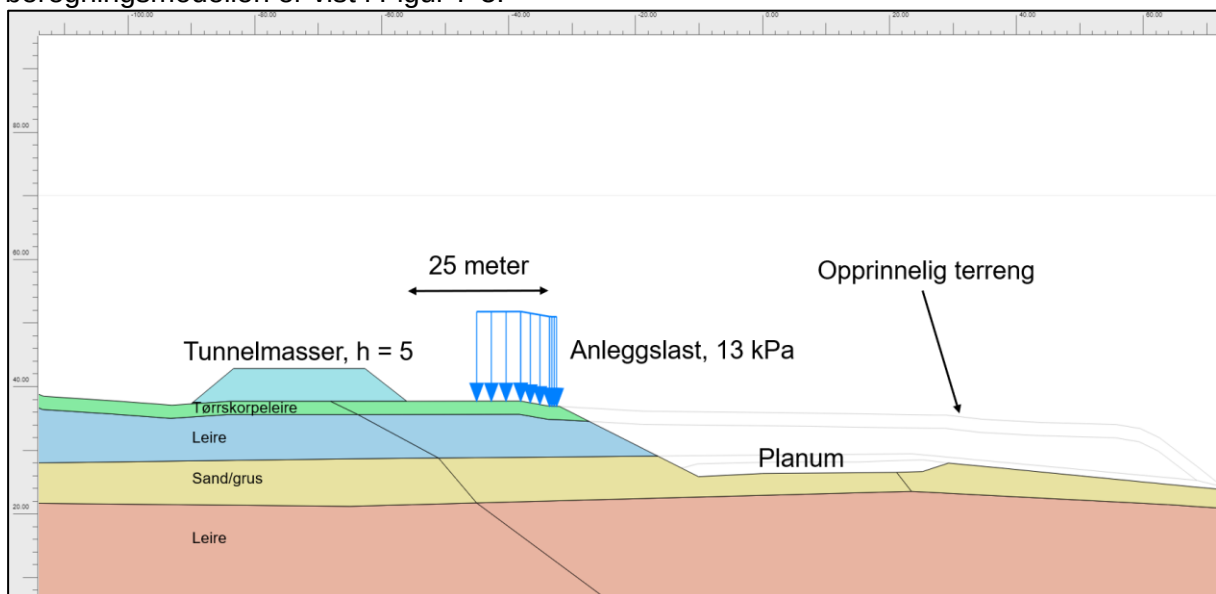
Det er utført beregninger for isolasjonsplatealternativet. Beregninger viser at minimum fundamenteringsdybde er $D = 1,2$ meter og stripebredde $B = 1,9$ meter. Dypere fundamentering vil redusere B .

Det er forutsatt at tørrskorpelaget masseutskiftes med kvalitetsmasser av knust stein.

Løsmassene i skjæringene består av sand/grus og leire med sjikt av sand. De grovere lagene er vannførende og det er derfor anbefalt å sikre skråningene mot overflateerosjon, for eksempel med samfengt sprengstein.

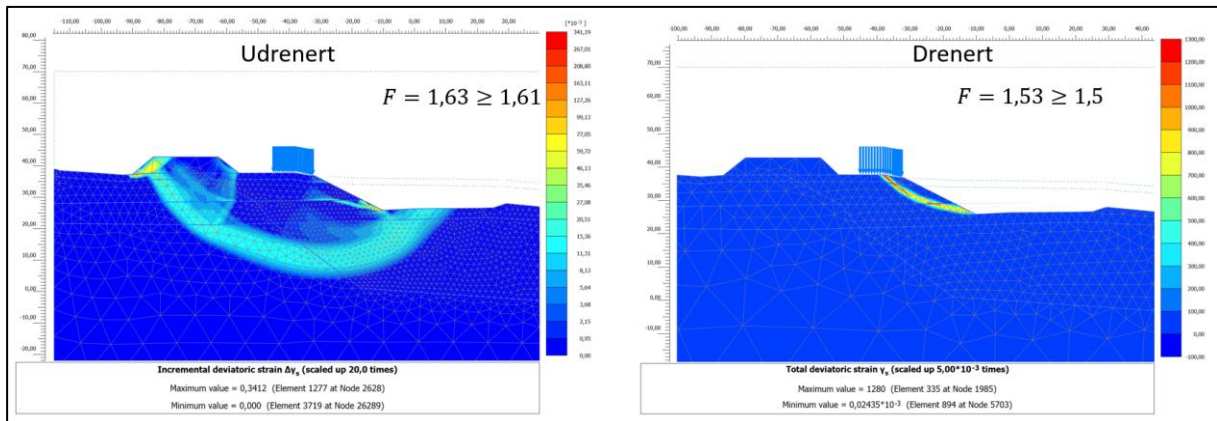
7.2.1 Stabilitetsberegninger, P13670

Det er utført stabilitetsberegninger for å undersøke hvilken effekt midlertidig masselagring i riggområdet vil ha på skjæringen. Tunnelmasser vil kun være til stede under anleggsperioden og det er antatt en høyde på maksimalt 5 meter. Et utklipp fra beregningsmodellen er vist i Figur 7-5.



Figur 7-5: Beregningsmodell P13670 ved riggområdet, utklipp fra PLAXIS-modell. (Kilde: Norconsult).

For udrenerte forhold går skjærsirkelene dypt og på grunn av at det er funnet leire med kvikke egenskaper i det dypeste laget (i punkt S2-108) er det krav om å dokumentere stabilitet $F_c \geq 1,61$. For drenerte forhold går bruddet i beregninger gjennom tørrskorpen og topplaget av leire og sand-/gruslaget. Poretrykksmålere i topp av skråning står til 8 meters dybde og viser tørre rør. Vi har tatt utgangspunkt i nøytral bruddform, som gir krav til sikkerhetsfaktor $F_{\varphi c} \geq 1,5$. Beregnede sikkerhetsfaktorer for henholdsvis udrenerte og drenerte forhold er $F=1,63$ og $1,57$ som er tilfredsstillende, se Figur 7-6.



Figur 7-6: Profil P13670. Skjærtøyninger i sikkerhetsfase. Udrenert beregning til venstre, drenert til høyre. (Kilde: Norconsult).

7.2.2 Lobrua

Ny E6 vil gå over Loa ved Losen via Lobrua, som er en planlagt to spenns platebru i betong som står på betongpilarer, se utklipp av brua i Figur 7-7. Total lengde på brua er ca. 33 meter, bredde 21,6 meter og frihøyde 4,9 meter over veien.



Figur 7-7: Utklipp fra veimodell, Lobrua. (Kilde: Norconsult).

Det er planlagt tilløpsfyllinger på begge sider av brua, hver på opp mot 7 meters høyde, med skråningshelning på 1:2.

Brua er i utgangspunktet planlagt fundamentert på peler, men direktefundamentering er også mulig. Det er i området registrert artesisk overtrykk som må hensyntas.

Direktefundamentering

Ved direktefundamentering må det tas hensyn til differansesetninger mellom landkarene og betongpilarene midt på brua. Dette kan løses ved å forbelaste grunnen i god tid før

betongstøp eller ved fylle med lette masser inn mot landkarene. Estimering av setningsforløp og setningenes størrelse er svært vanskelig å forutsi, spesielt på grunn av eventuelle endringer av grunnvannstand og poretrykksforhold.

I tillegg vil det oppstå egensetninger i komprimerte sprengsteinsfyllinger, og erfaringsmessig estimeres disse oppad til 1% av fyllingshøyden, dette gir estimert egensetning 7 cm for fylling med sprengstein. Dersom fyllingene legges ut lagvis i inntil 3 meter tykke lag viser erfaringer egensetninger i størrelsesorden 0,5% fyllingshøyden, som gir 3,5 cm. Setningene ventes å var minst 6 måneder, men vil fremskyndes av kraftig nedbør eller vanning under utlegging [21].

Pelefundamentering

Dypeste sondering som er utført i nærheten av brua er gjort til i underkant av 50 meter, men de fleste sonderingene er avsluttet etter 30 meter. Berget er ikke påtruffet i noen av sonderingene og er forventet å ligge dypt. En fjellbrønn er satt til 100 meters dybde ved Kvålsbrua og det er ikke utenkelig at det er like dypt (eller dypere) i aktuelt område. Dermed vurderes friksjonspeler som den mest aktuelle fundamenteringsmetoden. Det anbefales lukkede stålrørspeler kombinert med plan for oppfølging av poretrykk under installering på grunn av det høy poretrykket.

Peler må dimensjoneres for påhengslaster som blir forårsaket av tilløpsfyllingene, og eventuelle endringer av poretrykksforhold under installasjon. Det anbefales at man benytter lette masser inn mot landkarene for å redusere egensetninger og tilhørende påhengskrefter. Risiko for setninger som følge av poretrykksreduksjoner må vurderes og tas hensyn til. Friksjonspeler med påhengslaster må føres gjennom lag med negativ friksjon for å mobilisere bæreevne i de dypere lagene. Det må derfor forventes at pelene blir lange.

Ved ramming av peler og utlegging av fyllinger vil poretrykket i grunnen øke og dermed svekke stabilitetsforholdene i forhold til dagens situasjon. Dette må hensyntas og overvåkes i anleggs- og driftsfasen.

Ved begge landkarene bør det utføres supplerende boringer for å kartlegge løsmassemekthet og eventuelle dybder til berg. Det er antatt å være sterkt overkonsolidert leire i dybden. For å kunne beregne bæreevne av peler og få grunnlag for setningsberegninger, må det tas opp prøver i representativ dybde. Det må utføres laboratorieundersøkelser, blant annet for å kartlegge materialets plastisitet (IP), da dette er svært styrende for beregninger av pelens bæreevne. Eventuelt kan det utføres statiske prøvebelastninger i tillegg for å få bedre grunnlag for dimensjoneringen.

7.3 Lobrua – Eidsmobekkbua

Veien er mellom Lobrua og Eidsmobekkbua planlagt mellom kote +30 og +35. Fra profil P14650 ligger veien oppå eksisterende terreng og på fylling frem til P15370, hvor veien igjen skjærer inn i terrenget på vei mot Kåsadammen frem til Eidsmobekkbua ved P15570. Fyllingen er opp mot 2 meter høy og skjæringen opp mot 2 meter dyp.

Fra landkaret til Lobrua ved P14650 og frem til P14850 må fylles det over eksisterende skråning. Terrenget ligger stedvis brattere enn 1:2, og i dette området anbefales det derfor å erosjonssikre terrengoverflaten. Det er sannsynlig at massene allerede ligger på rasvinkel, men at de holdes igjen av vegetasjonsdekket i overflaten. For de dyptliggende skjærflatene er det forventet at sikkerheten er god. Dersom trær og vegetasjon fjernes, må man sikre skråningen mot erosjon. Det samme vil gjelde dersom det er betydelig pågående erosjon i skråningen.

Videre fra P14850 går veien lengre inn på elveterrassen og vekk fra skråningen.

7.3.1 Eidsmobekkbua

Veien er planlagt på bru over Eidsmobekken og en lokalvei ca. mellom P15570 og P15620. Bekken går i en ravedal som er ca. 11 meter dyp. Landkaret på sørsiden ligger ved en naturlig skråning ned mot Eidsmobekken, mens på nordsiden ligger den på en skjæring med helning 1:2, se Figur 7-8. På grunn av nedslakking av skråninger er det ikke forventet stabilitetsproblemer, men elva og sideskråningene må med hensyn til erosjon sikres om nødvendig. Dypere skjærflater er forventet å ha god stabilitet.



Figur 7-8: Utklipp fra veimodell, Eidsmobekkbua. (Kilde: Norconsult).

Bua er planlagt som en plasstøpt tre-spenns bru over Eidsmobekken og en landbruksadkomst og er 67 meter lang og ca. 22 meter bred. Videre er bua i utgangspunktet planlagt fundamentert på peler, men direktefundamentering vil også kunne være mulig.

Direktefundamentering

Ved direktefundamentering må det tas hensyn til differansesetninger mellom landkarene og betongpilarene midt på bua.

Skjærdeformasjoner kan føre til skjevsetninger på landkarene. For å unngå skjærdeformasjoner mellom jord og landkar som ved skråningskant anbefales det å trekke landkarene et stykke bak skråningskanten. Dette vil kunne føre til noe større spenn enn det som er angitt over.

Pelefundamentering

Dypeste sondering som er utført i nærheten av brua er gjort til 55 meter, men de fleste sonderingene er avsluttet etter 30 meter. Berget er ikke påtruffet i noen av sonderingene og er forventet å ligge dypt. En fjellbrønn er satt til 100 meters dybde ved Kvålsbrua og det er ikke utenkelig at det er like dypt i aktuelt område. Dermed vurderes friksjonspeler som den mest aktuelle fundamenteringsmetoden.

Endring i grunnvannstand og poretryksforhold må overvåkes før, under og etter ramming av peler fordi dette kan føre til setninger i jorda relativt til pelen som forårsaker påhengslaster. Dette må hensyntas i prosjekteringen. Økning av poretrykk i forbindelse med ramming svekker også stabilitetsforholdene i forhold til dagens situasjon. Dette må også hensyntas og overvåkes i anleggsfasen.

Ved begge landkarene bør det utføres supplerende boringer for å kartlegge løsmassemekthet og eventuelle dybder til berg. Det er antatt å være sterkt overkonsolidert leire i dybden. For å kunne beregne bæreevne av peler og få grunnlag for setningsberegninger, må det tas opp prøver i representativ dybde. Det må utføres laboratorieundersøkelser, blant annet for å kartlegge materialets plastisitet (IP), da dette er svært styrende for beregninger av pelens bæreevne. Eventuelt kan det utføres statiske prøvebelastninger i tillegg for å få bedre grunnlag for dimensjoneringen.

7.4 Eidsmobekkbua – Kåsabrua

Fra Eidsmobekkbua går veien inn i ei skjæring fra P15620 til P15680. Derfra går den over i et mellomparti der den ligger på en skjæring i vest og fylling i øst. Ca. fra P15750 ligger veien kun på fylling.

I tillegg til fylling for veien er det i dette området planlagt å etablere en støyvoll på østlig side av veien mellom E6 og Gaula som strekker seg fra P15670 i sør til P16270. På vestlig side opparbeides det et massehåndterings-/riggområde, som i ettertid vil bli nytt landbruksareal, ca. mellom P15800 og P16250. I tillegg til å fungere som nytt landbruksareal vil ny fylling fungere som stabiliserende motfylling for Forset kvikkleiresone [4]. Høyden på motfyllingen er opp mot 14 meter.

Fra P16270 og frem mot P16460 går veien i tosidig skjæring gjennom løsmasseryggen ved Forset. Veien er planlagt på kote ca. +25, noe som gir en skjæringshøyde på opptil 30 meter. Fra P16410 går veien over til å ligge på en fylling i vest og skjæring i øst frem til profil P16470. Derfra ligger veien kun på en fylling frem mot Kåsabrua ved P16860. Løsmassene i skjæringen består av lagdelte masser av leire, silt og sand. De grovere lagene er vannførende og det er derfor anbefalt å sikre skråningene mot overflateerosjon, for eksempel med samfengt sprengstein.

Skjæringene ligger innenfor Forset kvikkleiresone og i borpunkt 1081, som ligger ved P16410, er det detektert sprøbruddmateriale ca. mellom 7-13 meters dybde. Videre nordover

mot Kåsabrua blir grunnen fastere og mindre sensitiv. Leira er her ikke definert som sprøbruddmateriale.

I den tosidige skjæringen ved Forset legges veien gjennom de eksisterende massene der sideterreng gis en helning på 1:3 av stabilitetshensyn. Øst for veilinja vil gjenstående voll brukes som støyskjerming, se Figur 7-9. Beregninger er utført i to profiler, P16290 og P16320. Det har vært en koordineringsprosess med andre fag for optimalisering av overkant nivå av støyvoll og motfylling/erosjonssikring i/langs elva, for å oppnå tilfredsstillende stabilitet.



Figur 7-9: Stabilitet ved Forset. Skjæring i vest, skjæring og støyvoll i øst. Erosjonssikring langs elv. (Kilde: Norconsult).

For sikring mot fremtidig erosjon må dagens erosjonssikring i området oppgraderes, da dagens sikring er vurdert ikke tilfredsstillende etter dagens krav. Dette er for sikring av ny E6. Dersom nivå på dagens lokalvei langs elva skal beholdes (dette er forutsatt i beregninger), må man legge ny erosjonssikring utenpå dagens terreng. En sikring med tykkelse på 2,0 meter gir $F_c > 1,61$ som er kravet til stabilitet. Dette må gjøres for å sikre lokalstabilitet av skråning der erosjonssikring skal etableres, og kreves for sikring mot initialskred/sikring av Forset kvikkleiresone. Alternative sikringsmetoder er ikke vurdert. Optimalisering av parametere ved utførelse av for eksempel spesialforsøk kan også bidra positivt, men det er ikke garantert å få bedre parametere.

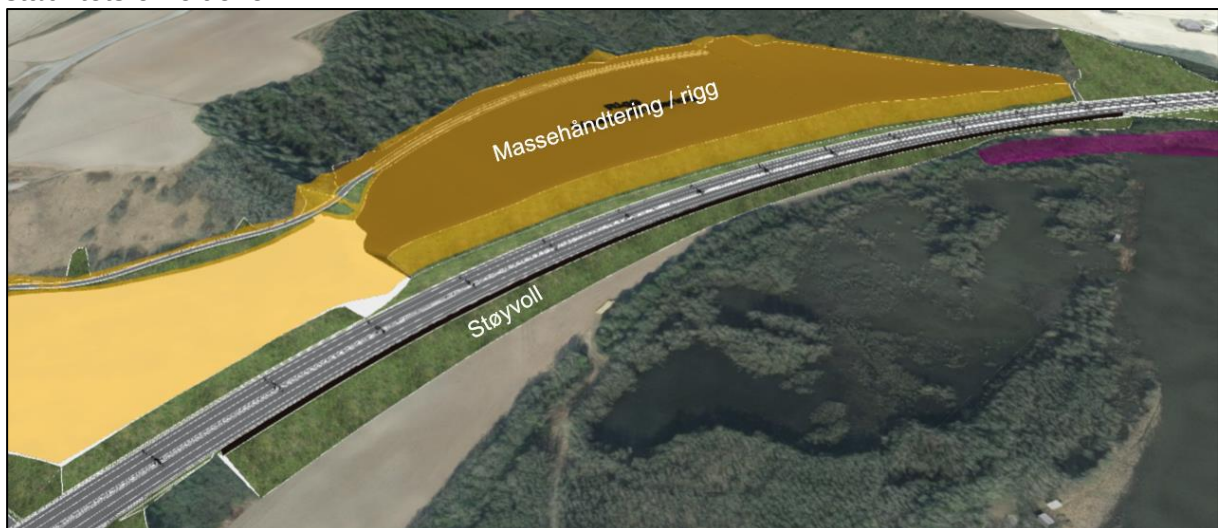
For tilstrekkelig sikkerhet $F_c > 1,61$ for resterende terreng må terrenget reduseres i henhold til veimodell. Det bevares her terreng i en viss høyde over veien, for funksjon som en støybarriere mot elva. Denne støyvollen må justeres noe/avlastes noe i øvre del av skråningen som heller mot elva, for å oppnå $F_c > 1,61$. Dagens modell har oppnådd sikkerhet $F_c > 1,57$. Dette gjelder i mest kritiske profil. Flere typer justering av terreng kan være aktuelt i byggeplan, og endelige løsninger må kontrolleres av geoteknisk rådgiver.

Fra P16470 mot Kåsabrua ved P16860 blir grunnen fastere og veien går fra å ligge på en fyllingshøyde som øker fra 6 meter til 10 meter ved brua. Vi forventer ikke stabilitetsproblematikk fra skjæringen ved Forset og frem mot brufundamentene til Kåsabrua.

7.4.1 Setnings- og stabilitetsberegninger P15830, riggområde og støyvoll

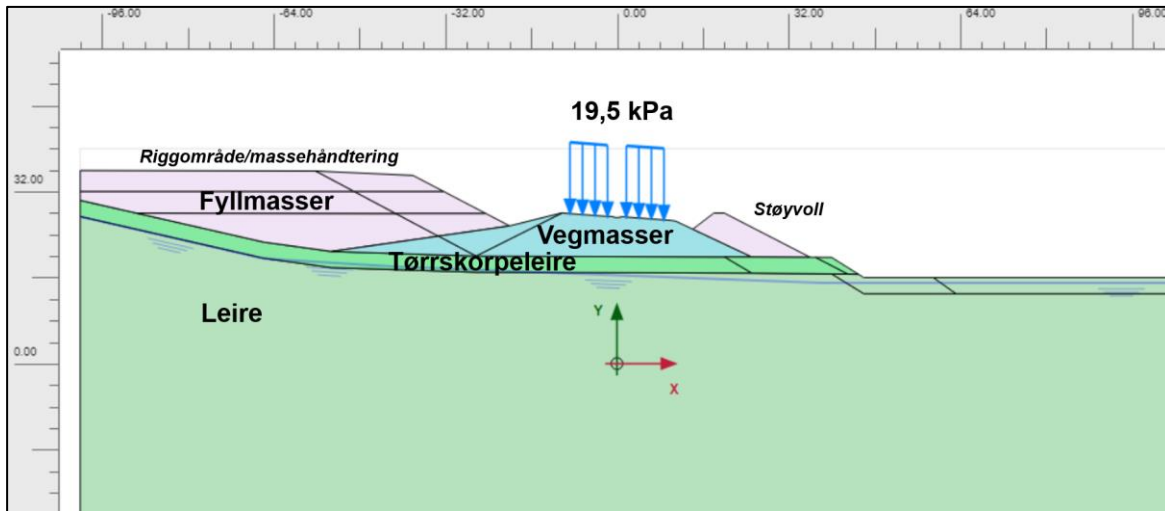
Mellom P15800 og P16250 vurderes det å etablere et område for håndtering og lagring av masser, og som i anleggsfasen også vil bli benyttet som riggområde. Dette området er vurdert å bli nytt landbruksområde. Nøyaktig utbredelse av dette arealet er ikke helt avklart, men vi har i beregninger forutsatt en «maksimal» utbredelse som vist i modeller og i Figur 7-10. I tillegg til å fungere som riggområde, er massene også nødvendig for å oppnå tilfredsstillende stabilitet for Forset kvikkleiresone. Dermed er det også en minimumsstørrelse denne fyllingen kan ha, se rapport NV50E6GK-GTK-RAP-0004 [4]. I øst etableres det en støyvoll.

I denne forbindelse er det gjort beregninger gjennom profil P15830 for å vurdere setnings- og stabilitetsforholdene.



Figur 7-10: Støyvoll og massehåndterings-/riggområde. (Kilde: Norconsult).

Beregningsmodellen fra PLAXIS 2D er vist i Figur 7-11. Opprinnelig (dagens) terreng ligger i nivå med overkant av laget med tørrskorpeleire. For «veimasser» er det forutsatt kvalitetsmasser av knust stein (sprengstein) slik som beskrevet i kapittel 5. For «fyllmasser» er det her forutsatt masser som har noe lavere styrke enn veimassene, fordi det ikke er avklart hvilke masser man har tilgjengelig. Potensielt kan man bruke masser fra tunneldrivingen, men massene fra skjæringen ved Forset kan også bli aktuelle, eventuelt en kombinasjon av disse. Erfaringsmessig varierer kvaliteten på massene fra tunneldriving mye, og potensielt kan graderingstallet (C_u) bli svært høyt. I beregninger er det benyttet romvekt 19 kN/m^3 , som det ikke forventes et stort variasjonsområde for. For styrkeparametere er det benyttet friksjonsvinkel $\varphi = 36^\circ$ og attraksjon $a = 4 \text{ kPa}$. Dersom det benyttes masser som viser seg å være dårligere med lavere stryke enn disse, må stabiliteten kontrolleres i neste fase.

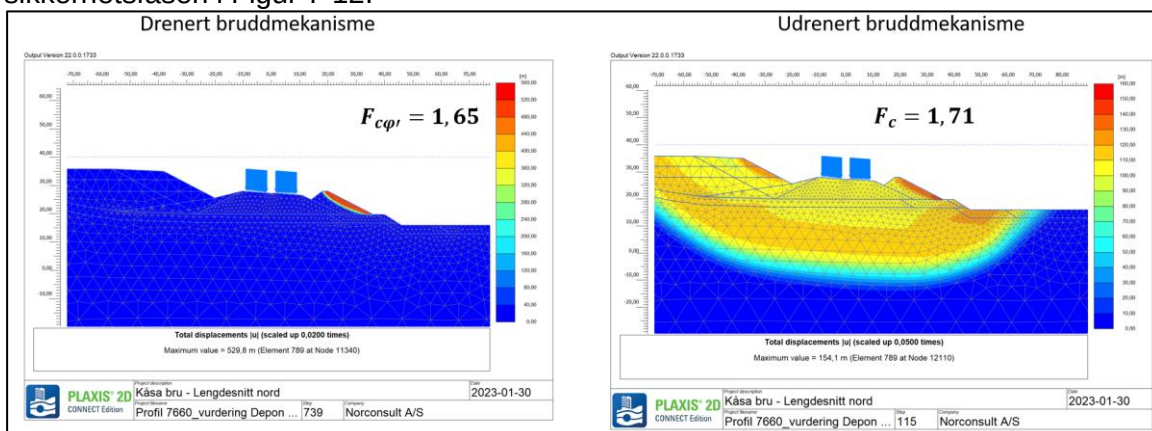


Figur 7-11: Beregningsmodell fra PLAXIS, som viser lagdeling, laster, riggområde og støyvoll. (Kilde: Norconsult).

Setningsberegninger er utført med og uten massene for riggområdet i vest, og disse viser at man er godt innenfor krav angitt i håndbok N200. Med full fyllingshøyde i vest, må det forventes en del horisontaldeforvasjoner som kan ha konsekvens for infrastruktur i bakken. Dette må kontrolleres i neste fase når alle forutsetninger er avklart.

Stabilitetsberegninger for drenerte forhold viser, med de forutsetningene som er gitt, at kritisk skjærflate går gjennom støyvollen, og er upåvirket av riggområdet i vest. Beregnet sikkerhetsfaktor er $F_{c\phi} = 1,65$. Se bruddmekanisme med fargeplott av totale forskyvninger i sikkerhetsfasen i Figur 7-12. Total fyllingshøyde er omtrent 14 meter og det er i beregninger tatt hensyn til en økning av poretrykk i leira. På grunn av riggområdets størrelse vil opparbeiding av fyllingshøyde ta tid, og deler av poretrykket vil dermed også få tid til å dissipere. Det er forutsatt et poreovertrykk på omtrent 100 kPa (tilsvarende 10 meter fylling) i hele dybden for leira, som antas å være en konservativ betraktning.

For udrenerte forhold er det beregnet lavest sikkerhetsfaktor for situasjonen med full fyllingshøyde, og denne er beregnet til $F_c = 1,71$, se bruddmekanisme med et fargeplott i sikkerhetsfasen i Figur 7-12.



Figur 7-12: Stabilitet i P15830. Bruddfigur for kritisk flate. Drenert beregning til venstre, udrenert til høyre. (Kilde: Norconsult).

7.4.2 Kåsabrua

Veien er planlagt på to parallelle bruer over Gaula fra Kåsa til Kvål. De er planlagt som stålkassebruer med sju spenn som står på søyler. Total lengde er 472 meter ($56 + 80 + 80 + 80 + 80 + 56 + 40$) og bredden er 25 meter (begge bruene til sammen). Et utklipp av brua fra modell er vist på Figur 7-13. På vestsiden av elva ligger sørlig brulandkar på en stor tilløpsfylling med høyde på opptil 10 meter. På østsiden av elva (nordlig brulandkar) er det ikke plass til fyllinger grunnet plassmangel. Landkaret er her derfor koblet sammen til en støttemur og utgjør i så måte et betongtrau. Betongtrauet har for veiens sørgående trafikk en lengde på ca. 30 meter. Videre nordover etableres det en kulvert fra avkjøringsrampen for sørgående trafikk. Nord for denne kulverten ligger veien på fylling støttet opp av murer for å gi plass til av- og påkjøringsrampene, før den etter hvert kun ligger på fylling, se Figur 7-14. Brua er i utgangspunktet planlagt direktefundamentert, men pelefundamentering er også mulig.



Figur 7-13: Utklipp fra veimodell, Kåsabrua. (Kilde: Norconsult).



Figur 7-14: Konstruksjoner ved Kvål. (Kilde: Norconsult).

Fundamentering på sørlig side (Kåsa)

På grunn av veiens kurvatur og at man på østsiden av Gaula må opp til et visst høydenivå for å koble ny vei til nylig utbygd veiparsell, så ligger landkarene til Kåsabrua på en stor tilløpsfylling på opp mot 10 meter vest for Gaula. Differansesetninger må vurderes, og det antas spesielt kritisk mellom tilløpsfylling ved landkar og første søyle. Dette kan løses ved å forbelaste grunnen, ved fylling med lette masser inn mot landkarene eller ved dypkomprimering av fyllingene. Ved bruk av lette masser må dette kontrolleres opp mot oppdrift og 200-års flom. Det forventes at dette vil være løsbart ettersom ligger veien på kote ca. +27 ved landkarene, eksisterende terreng ligger på kote +19 og flomnivå på kote +21. Setningene estimeres til 40-50 cm med ordinære fyllmasser av sprengt eller knust stein. Egensetninger kommer i tillegg.

Ødometerforsøk viser at leira i området er sterkt overkonsolidert, med et historisk terrengnivå som tilsvarer en overlaging på ca. 50 meter. Av den grunn forventes det at hovedandelen av setningene vil påløpe i løpet av anleggsperioden, men noe kryp må påberegnes. Det anbefales å etablere en overvåkningsplan for å kartlegge setningsforløpet. Som en tilleggssikkerhet mot differansesetninger kan man vurdere å lage et etablissement som muliggjør en justering av landkarene i form av en jekkeløsning.

Grunnen består ved landkarene og støttekonstruksjonene vest for Gaula av sand i toppen, over et homogent og mektig lag av leire. Prøver viser at det er planterester i sanda, og det anbefales derfor å masseutskifte sanden med kvalitetsmasser ned til leirlaget, slik at fundamentering gjøres på mineralisk grunn og man unngår fundamentering på humusholdig grunn.

Fundamentering av søyler/pilarer

Søylene planlegges fundamentert på betongsåler, ca. 2 meter under elvebunn, som igjen er fundamentert på peler. I elveløpet er det boret til ca. 30 meter, mens det på den nordlige siden er boret til 56 meter i ett punkt, uten å påtreffes berg. Fundamentsålen tilrås derfor fundamentert på friksjonspeler, og stålrørspeler med spiss anbefales.

Selve arbeidene med bankettene blir utført ved å lage en spunkasse rundt søylefundamenter slit at støpen kan utføres tørt. Etter støp kappes spunt på nivå med overkant fundament. Fordi søylene til brua vil kunne forårsake erosjon i Gaula, blir det behov for å erosjonssikre masser over bankettene.

Totalsonderingene i elveløpet antyder mindre motstand i elva dess lengre nord man kommer. Dette kan ha betydning for pelelengdene.

Fundamentering på østsiden av Gaula (Kvål)

På østsiden av elva kan nordlig landkarkonstruksjonen (betongtrauet) fundamenteres direkte i mineralisk grunn. Dette fordrer at det etableres en stor nok såle, slik at jordas bæreevne ikke overskrides. Hulrom i landkar bygges opp med lette masser av hensyn til både totale setninger og differansesetninger på tvers og på langs mellom søylefundamenter og landkarkonstruksjon (betongtrau).

Alternativt kan landkarkonstruksjonen (betongtrauet) fundamenteres på friksjonspeler, og hulrommet i støttemuren fylles med sprengstein.

7.5 Kåsabrua – Kvål

Fra landkarene til Kåsabrua ca. ved P17375 går veien over en kulvert for avkjøringsrampen for E6 i sørgående retning. Ved P17400 går E6 over til å ligge på en fylling med støttemur i vest, og skråning med helning 1:2 mot øst. Støttemuren mot vest er nødvendig for å gi plass til avkjøringsrampen fra E6, mens det i øst er plass til både fyllingsutslag og til påkjøringsrampen i nordgående retning fra Kvålskrysset.

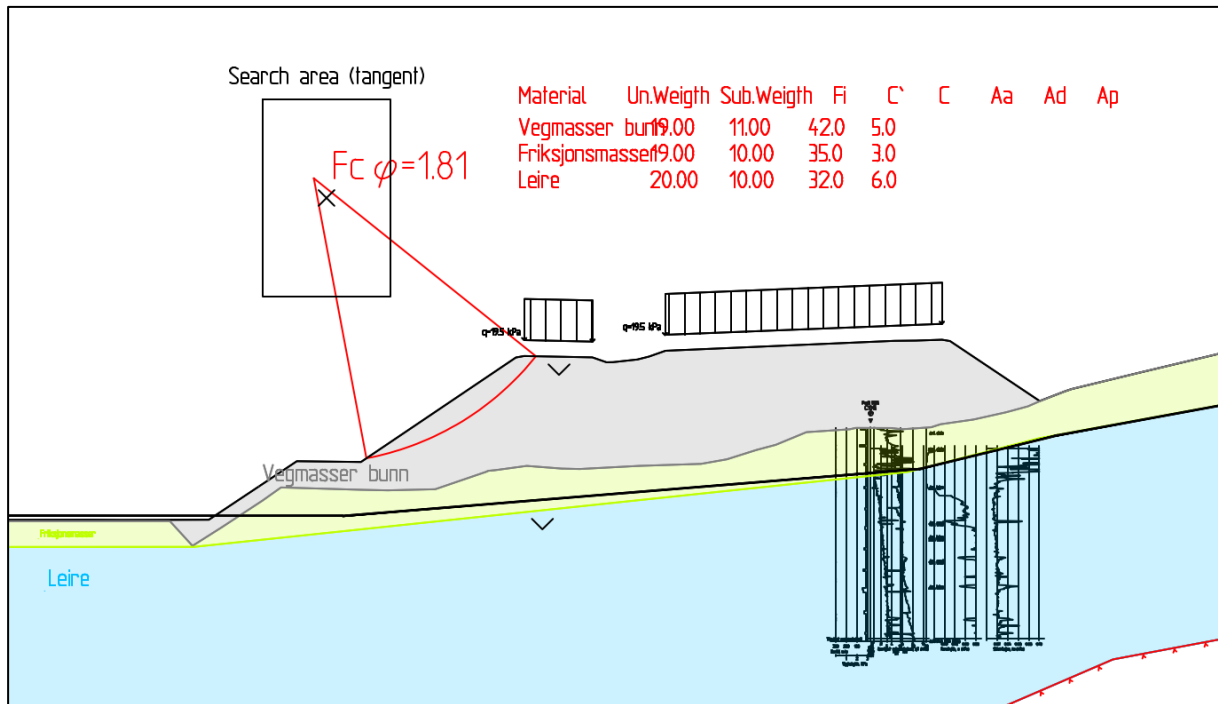
Fyllingshøyden ved kulverten er ca. 9 meter på det høyeste ved kulverten og mot 11 meter ved P17480 før den gradvis avtar mot P17580 hvor veien videre nordover går over til å ligge på fylling i vest og skjæring i øst.

Det er ikke forventet stabilitetsproblemer på elvesletten ved brufundamenter ved Kvålskrysset, men for fyllingen ved Kvål er det behov for noen stabilitetstiltak i form av erosjonssikring i elva og lette masser i veifyllinga, se stabilitetsberegninger i kapittel 7.5.1.

Helt i nord er det påtruffet kvikkleire i borpunkt 1096, og veien går inn i kvikkleiresonen 446 Kvål.

7.5.1 Stabilitetsberegning Kvål P17560

Stabiliteten er beregningsmessig ikke tilstrekkelig i skråningen ned mot elva med vekt fra tradisjonell veifylling av sprengstein, og det er beregninger på totalspenningsbasis som er dimensjonerende. Beregninger på effektivspenningsbasis er beregnet til $F_{\varphi c} = 1,8$ og er således godt over kravet på $F_{\varphi c} \geq 1,6$, se utklipp fra beregning på Figur 7-15.



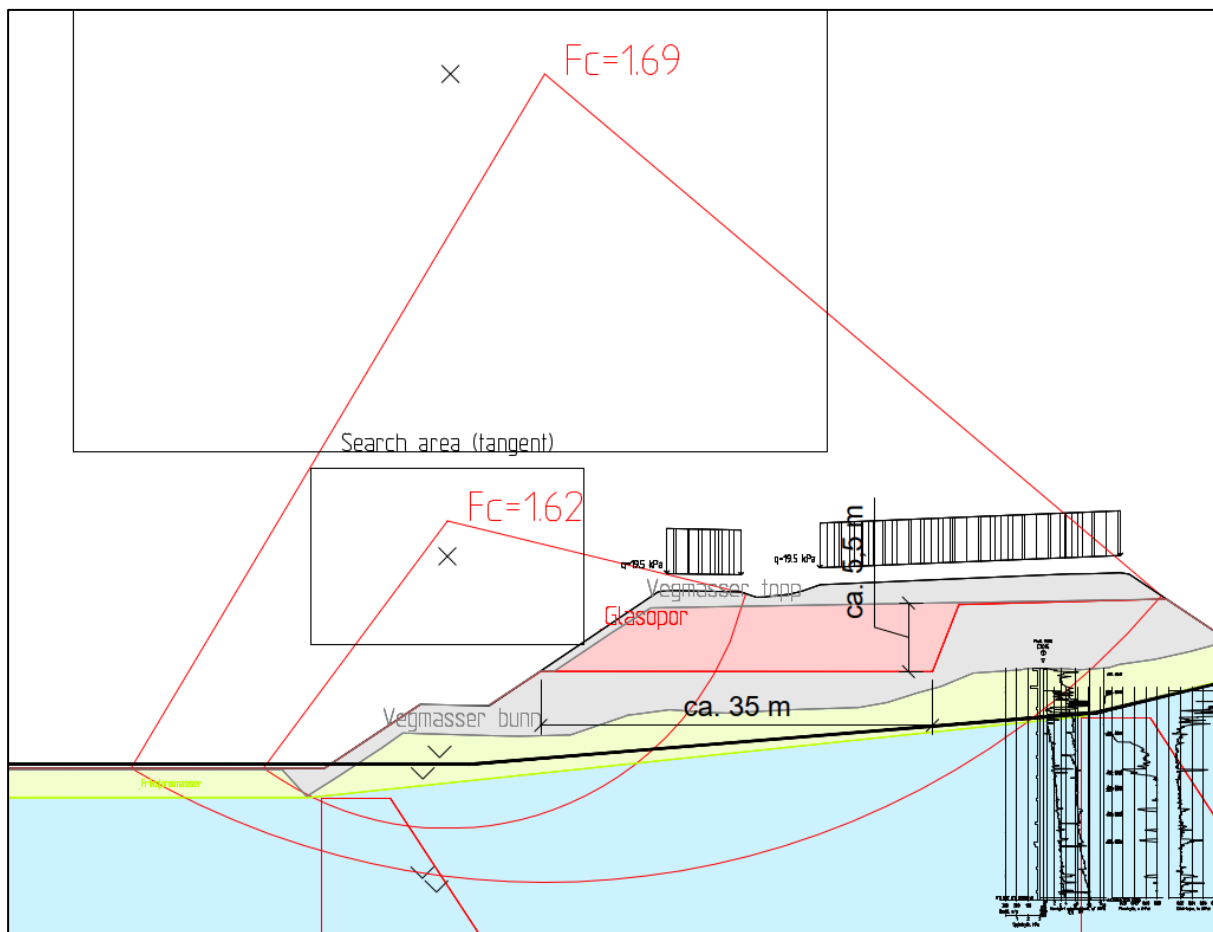
Figur 7-15: Effektivspenningsanalyse i profil P17560. Utklipp fra beregning. (Kilde: Norconsult).

For udrenerte forhold er det gjort beregninger med lette masser, og vi har forutsatt skumglassgranulat. Det vil være mulig å benytte lettklinker om ønskelig, dette kan optimaliseres i en eventuell neste fase. Beregninger viser at man må regne med skumglassgranulat i størrelsesorden 200 m³/løpemeter for å oppnå tilfredsstillende stabilitet. Det er gjort beregninger for antatt mest kritiske snitt. Nøyaktig avtrapping av lette masser er ikke beregnet.

I tillegg etableres det en erosjonssikring i bunn av skråningen ved Gaula for å forhindre at et initialskred kan skje ved skråningsfot. Erosjonssikring med plastring virker også som motfylling for skråningsstabiliteten.

Figur 7-16 viser stabilitetsberegninger for udrenerte forhold og beregnet sikkerhetsfaktor er $F_c = 1,62$ som er over kravet på $F_c \leq 1,61$.

Dimensjonerende 200-års flom ligger under underkant nivå av lette masser og det er således ikke et problem med hensyn til oppdrift. Beregningsmessig virker vannivået ved en flom-situasjon stabiliserende for veien og bedrer stabiliteten.



Figur 7-16: Totalspenningsanalyse i profil 17560. Utklipp fra beregning. (Kilde: Norconsult).

8 GEOTEKNISKE VURDERINGER LOKAL-, DRIFTS-, OG ANLEGGSSVEIER

I de etterfølgende delkapitlene presenteres vurderingene for lokal-, drifts- og anleggsveier, samt stabilitetsberegninger i forbindelse med utredning av kvikkleiresoner.

8.1 Veilinje 22100

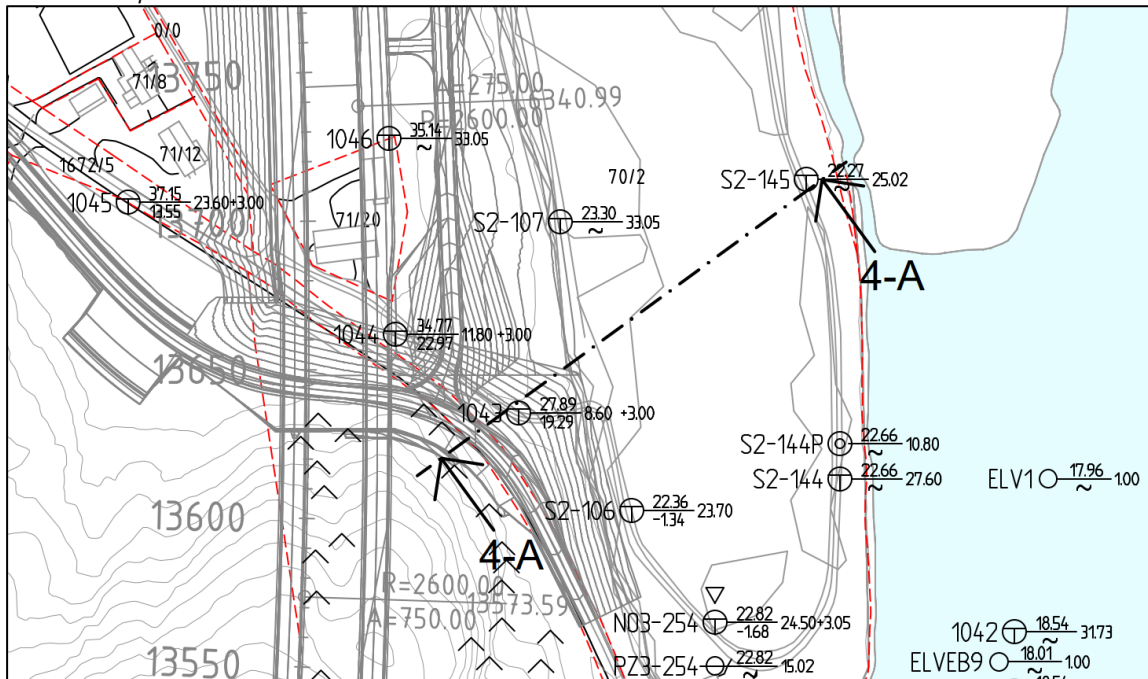


Figur 8-1: Veilinje 22100 markert med blått. Oransje område viser planlagt riggområde. (Kilde: Norconsult).

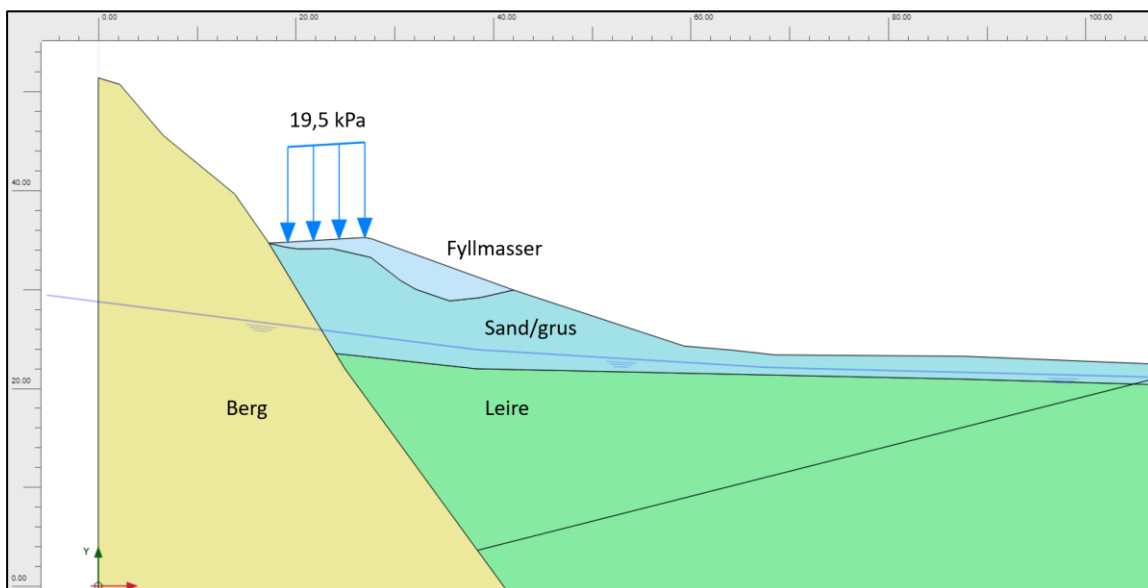
Ny lokalvei følger dagens Lebergsveg og ledes over tunnelpåhugget ved Homyrkamtunnelen, se Figur 8-1. Fra øst mot vest etableres det en fylling med skråningshelning 1:2 fra berghammeren og ned mot elvesletten. På sletten er det registrert artesisk poreovertrykk som må hensyntas. Over tunnelløpet trekkes lokalveien noe nærmere berghammeren enn dagens trasé, og berget renskes/sprenges for å gjøre plass til veien. Videre går lokalveien forbi riggområdet som ligger på østlig side. Beregninger viser at det ikke er stabilitetsproblemer i forbindelse med etablering av denne lokalveien.

8.1.1 Stabilitetsberegninger profil 4-A

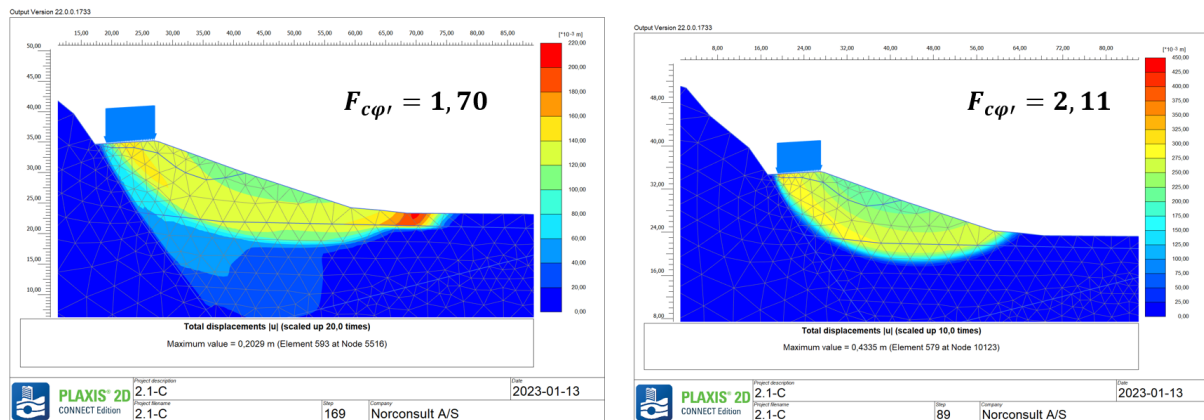
Det er gjort stabilitetsberegninger i et profil fra Lebergsvegen og i østlig retning mot Gaula, se Figur 8-2 for plassering. Det er registrert et overtrykk i PZ3-254 på 40 kPa i leira som er hensyntatt i beregninger. Figur 8-3 viser tolket lagdeling i profilet og Figur 8-4 bruddmekanisme i sikkerhetsfasen. Da Lebergsvegen er en lokalvei og leira er kvikk/sprø er det krav om å tilfredsstille $F_{cu} \geq 1,61$ og $F_{c\phi} \geq 1,5$. Beregnet stabilitet er beregnet til $F_{cu} = 2,11$ og $F_{c\phi} = 1,70$ og den er således over kravet.



Figur 8-2: Plassering av beregningsprofil 4-A. (Kilde: Norconsult).



Figur 8-3: Beregningsprofil 4-A. Lagdeling. Grunnvannet viser globalt nivå, mens det for leire er modellert et grunnvannsspeil fire meter over dette. (Kilde: Norconsult).



Figur 8-4: Profil 4-A. Bruddfigur for kritisk skjærflate. Drenert beregning til venstre, udrenert til høyre. (Kilde: Norconsult).

8.2 Veilinje 62110

Bekken Loa og adkomstveien går i en ravinedal som skjærer seg inn i terrenget. Bekken legges om. Det forventes ikke stabilitetsproblemer her. En oversikt er vist i Figur 8 5.



Figur 8-5: Veilinje 62110 markert med lyst blått (sør). Loa (nord) legges om. (Kilde: Norconsult).

Løsmassene i skjæringene består av sand/grus og leire med sjikt av sand. De grovere lagene er vannførende og det er derfor anbefalt å sikre skråningene mot overflateerosjon, for eksempel med samfengt sprengstein. Videre er de også telefarlige og det må derfor frostsikres i både anleggsfasen og den permanente fasen.

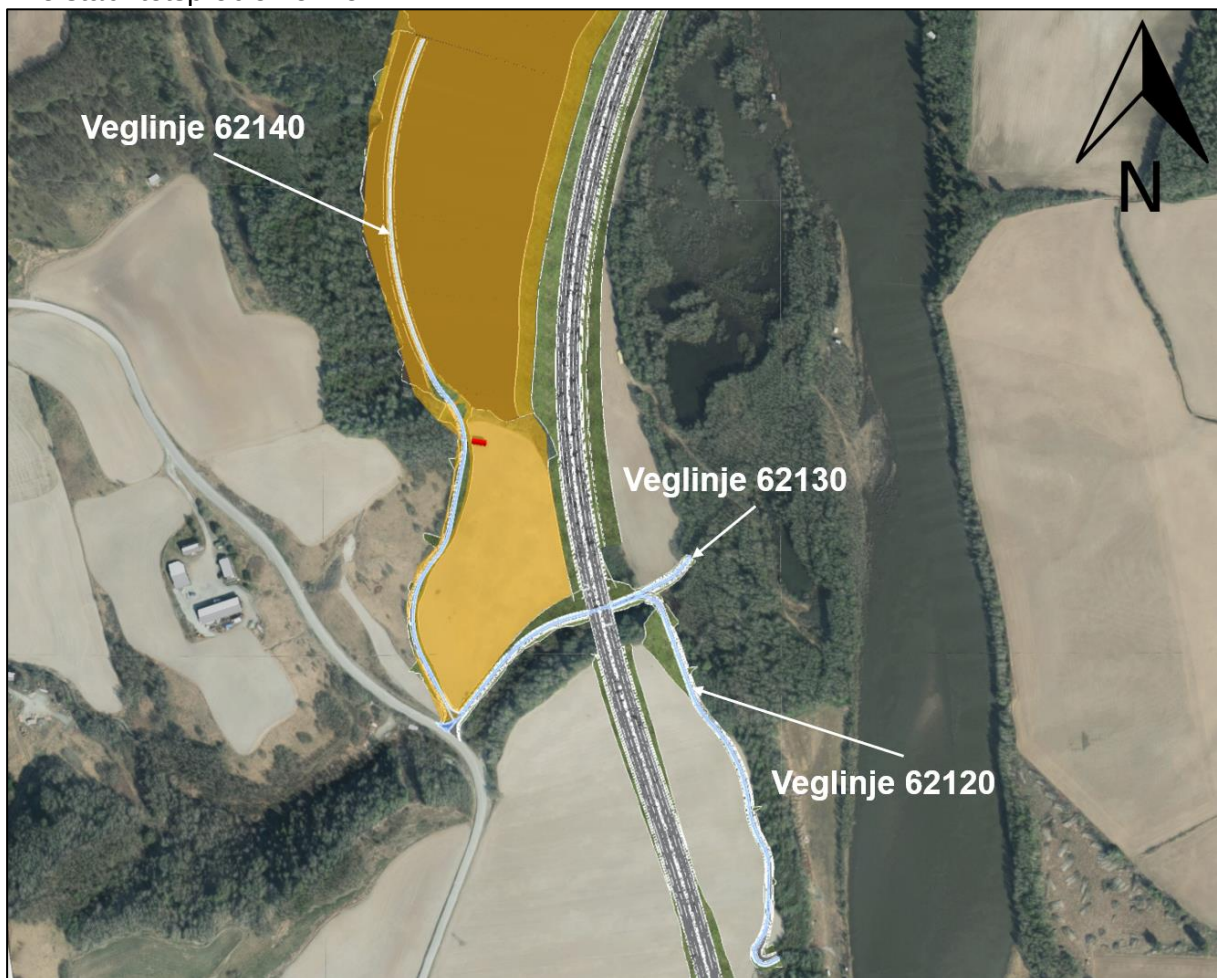
8.3 Veilinje 62120, 62130 og 62140

En oversikt over veilinjene er vist i Figur 8 6.

Veilinje 62130 går fra Lebergsvegen og i en ravinedal under Eidsmobekkbrua. Den følger en allerede eksisterende landbruksvei. Mot nord etableres det en skjæring under brua med helning 1:2. Det forventes ikke stabilitetsproblemer her, men bekken bør erosjonssikres.

Veilinje 62120 er en fortsettelse fra veilinje 62130 i sørlig retning. Denne landbruksadkomsten skjærer seg i starten inn i elveterrassen med helning 1:2 og går opp til toppen av terrassen hvor den fortsetter i sørlig retning. Det er ikke forventet stabilitetsproblemer her.

Veilinje 62140 er en sidevei fra Lebergsvegen og er en anleggsvei til anleggsområdet. Den ligger inntil og nedenfor en skråning mot vest og ligger på fylling hele veien. Helt i nord ligger den oppå fyllingsområdet (som omtalt i rapport for Forset kvikkleiresone [4]). Det forventes ikke stabilitetsproblemer her.



Figur 8-6: Veiliner 62120, 62130 og 62140 markert med lys blåfarge. Oransje viser riggområde og oppfylling av nytt område for landbruksformål og motfylling for kvikkleiresone Forset. (Kilde: Norconsult).

Løsmassene i skjæringene består av sand/grus og leire med sjikt av sand. De grovere lagene er vannførende og det er derfor anbefalt å sikre skråningene mot overflateerosjon, for eksempel med samfengt sprengstein. Videre er de også telefarlige og det må derfor frostsikres i både anleggsfasen og den permanente fasen.

8.4 Veilinje 62150

Veien ledes under Kåsabrua, følger eksisterende landbruksvei og er planlagt som drifts- og anleggsvei, se Figur 8 7. Med hensyn til geoteknikk er det ingen problemer knyttet til denne veien.



Figur 8-7: Velinje 62150 markert med lys blå farge. Riggområder er vist i oransje. (Kilde: Norconsult).

8.5 Kvålskrysset

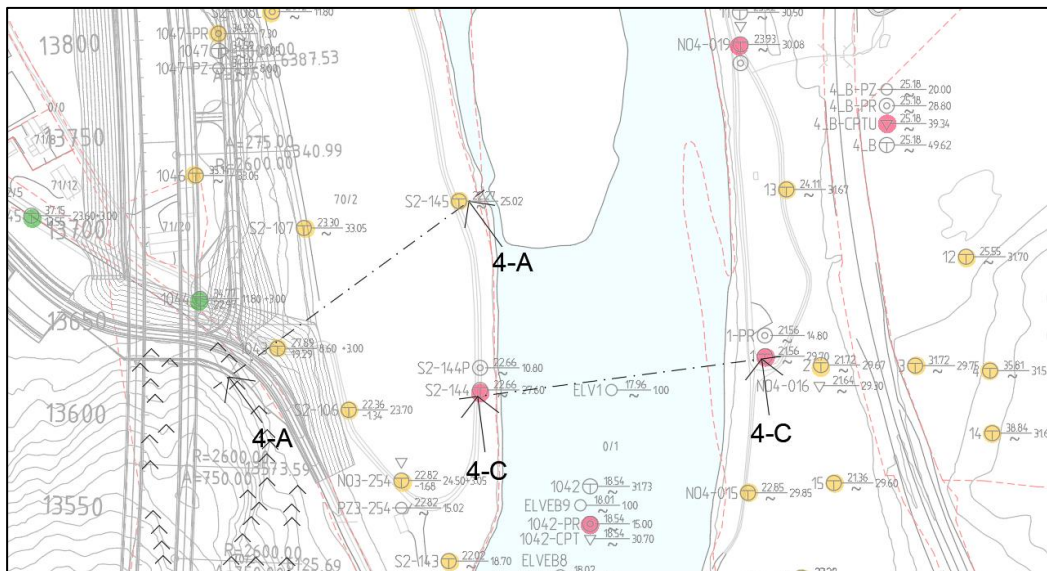
Øst for Kåsabrua sine landkar i nord er det planlagt et kryssområde kalt Kvålskrysset i forbindelse med på- og avkjøring fra E6 og Kvålsvegen (dagens/ gammel E6), se Figur 8 8. Området er relativt flatt, ligger på eksisterende veier og det er ikke forventet stabilitetsproblemer i dette området.



Figur 8-8: Kvålskrysset. (Kilde: Norconsult).

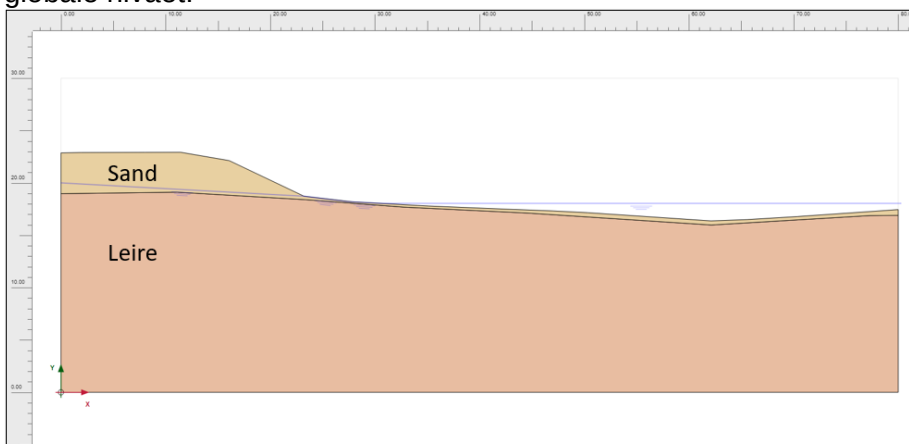
8.6 Stabilitet Losen kvikkleiresone (Profil 4-C)

I forbindelse med utredning av Losen kvikkleiresone er det gjort stabilitetsberegninger for å undersøke behov for eventuelle tiltak. Utredning av kvikkleiresonen er gjort i sin helhet i egen rapport [8]. Plassering av beregningssnittet er vist på tegning V041 og et utsnitt fra tegningen er vist i Figur 8-9.



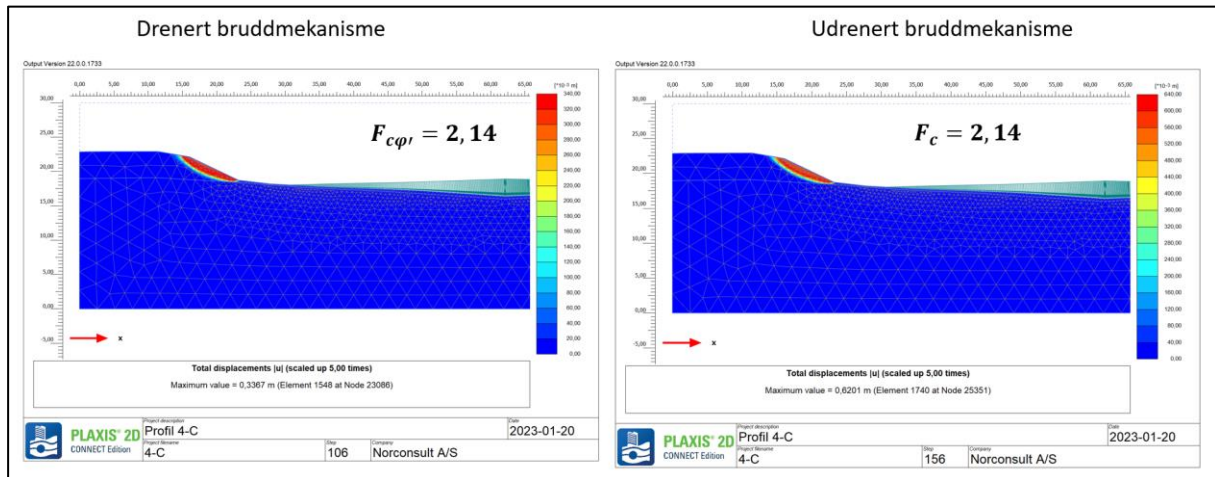
Figur 8-9: Utklipp fra tegning V041 som viser plassering av beregningssnitt 4-C. Røde punkter viser påvist kvikkleire/sprøbrudd. Gult viser antatt kvikkleire/sprøbrudd og grønt viser punkter uten sprøbrudd/kvikkleire. (Kilde: Norconsult)

Lagdelling og beregningsmodellen er vist i Figur 8-10. Poretrykksmåler i PZ3-254 viser et artesisk poreovertrykk i leira tilsvarende 40 kPa i dybde 8 og 15 meter over det som er antatt grunnvannsnivå. Denne poretrykksmåleren ligger rett nedenfor en skråning og høydedraget/berghammeren i vest, så det er antatt at dette overtrykket ikke er like høyt ved og i Gaula. Grunnvannet (globalt nivå) er antatt å ligge i overgangen mellom leire og sand. I leira er det skjønnsmessig valgt å modellere et grunnvann som ligger 2 meter over det globale nivået.



Figur 8-10: Lagdeling og grunnvann, beregningsprofil 4-C. (Kilde: Norconsult).

Resultater fra stabilitetsberegningene viser høy sikkerhetsfaktor, godt over kravene. Stabiliteten er beregnet for både total- og effektivspenningsbasis. Kritisk skjærflate går gjennom topplaget av sand/grus, som er modellert med drenerte parametere. Laveste sikkerhetsfaktoren er derfor lik for de to analysene. Figur 8-11 viser et fargeplot av bruddmekanismen. Det vurderes at det ikke er behov for tiltak i forbindelse med kvikkleiresonen.



Figur 8-11: Profil 4-C. Bruddfigur for kritisk skjærflate. Drenert beregning til venstre, udrenert til høyre. (Kilde: Norconsult).

9 GENERELT

9.1 Terrengarbeid

Generelt skal stabiliserende tiltak i form av terrengarbeid gjennomføres før graving/fylling av vei. Dette inkluderer tiltak som motfylling, forbelastning og erosjonssikring. Eventuell forbelastning skal legges ut i god tid før byggestart, slik at grunnen får nødvendig tid til konsolidering. Nødvendig tid må vurderes nærmere i detaljprosjekteringen.

9.2 Fyllingsarbeid

Fyllingsarbeidet skal bygges opp lagvis og komprimeres i henhold til føringer gitt i NS3458. Generelt bør fylling under veikroppen bygges opp av sprengstein for å unngå uønskede setninger. Masser som fjernes i forbindelse med veiutbyggingen, og som ikke er egnet til veifylling kan benyttes i motfyllinger og til terrengplanering.

Humusholdige og løst lagrede masser under veifyllingen skal fjernes før oppbygging av veikropp. Det skal benyttes filterduk mellom naturlig kohesjonsgrunn og sprengstein/pukk for å unngå inntrenging av løse masser. For gode masser av sand/grus som også er uten organisk innhold kan det fundamenteres rett i grunnen.

Vann som ledes fra eller gjennom veiområdet, skal ikke slippes ut over tilstøtende eiendommer uten at det er ervervet rett til dette. Generelt skal veien ha et vannhåndteringssystem som sikrer planlagt bæreevne, hindrer skader ved oversvømmelse og sørger for avrenning fra kjørebane og veiens sideterreng.

9.3 Bygningsbesiktigelse

I god tid før anleggsarbeidene starter, bør det gjennomføres bygningsbesiktigelse for bygg som potensielt kan påvirkes av planlagte tiltak. Vibrasjoner fra byggeplass eller grunnvannssenkning kan føre til skader og setninger på bygg. Det kan være nødvendig å etablere setningsbolter på aktuelle bygg for oppfølging. I håndbok V220, kapittel 17.5.5 angis det anbefalinger angående bygningsbesiktigelser.

10 REFERANSER

- [1] Regjeringen, «Nasjonal transportplan,» 2020-2021. [Internett]. Available: <https://www.regjeringen.no/contentassets/fab417af0b8e4b5694591450f7dc6969/no/pdfs/stm202020210020000dddpdfs.pdf>.
- [2] NGU, «Løsmasser - nasjonal løsmassedatabase,» [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/. [Funnet 19 12 2022].
- [3] Multiconsult, «E6 Røskift - Skjerdingsstad: Geoteknisk vurdering Losen - Kvål sør,» 2022-03-16.
- [4] Norconsult AS, «NV50E6GK-GTK-RAP-0001 Kvikkleirsonerapport, Forset,» 2023-01-19.
- [5] Norconsult AS, «NV50E6GK-GTK-RAP-0008 Vurdering av områdestabilitet. Oppdatering av avgrensing, sone Kvål,» 2023-03-20.
- [6] NVE, «NVE Atlas,» [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>. [Funnet 19 12 2022].
- [7] Statens vegvesen, «Ud1000C_2013065722-003: Geoteknikk Datarapport E6 Haga-skjæringsstad - Fra tunell til Kvål,» 2013-12-23.
- [8] Norconsult AS, «NVE50E6GK-GTK-RAP-0007 Vurdering av områdestabilitet, Losen-Leberg,» 2023-02-10.
- [9] Norconsult AS, «NV50E6GK-GET-RAP-0002 E6 Korporalsbrua - Prestteigen eller E6 Gyllan,» 2023-01-19.
- [10] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» 2016.
- [11] Standard Norge, «NS-EN 1997-1: 2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler,» 1997.
- [12] Standard Norge, «NS-EN 1997-2:2007+NA:2008: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøksler og laboratorieprøver,» 2008.
- [13] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1 Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger,» 2021.
- [14] Standard Norge, «NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 - Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 2: Bruer.»,
- [15] Statens Vegvesen, «Geoteknikk i vegbygging, Håndbok V220,» Vegdirektoratet, 2022, desember.
- [16] Statens Vegvesen, «Vegbygging, Vegnormal N200,» 2022.
- [17] Statens Vegvesen, «Bruprosjektering, Vegnormal N400,» 2023.
- [18] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Sikkerhet mot kvikkleireskred, veileder nr. 1,» NVE, 2019.

- [19] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger».
- [20] Lovdata, «Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.),» 17 11 2017. [Internett]. Available: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-11-17-1900>. [Funnet 27 02 2023].
- [21] Statens vegvesen, «Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger,» 2014.
- [22] Norconsult AS, «NV50E6GK-VAA-RAP-0002: Hydrauliske beregninger Gyllan-Kvål».
- [23] NTNU - Department of Civil and Environmental Engineering - Steinar Nordal, «TBA4116 - Geotechnical Engineering - Advanced Course - Lecture notes,» Norwegian University of Science and Technology - Geotechnical Engineering Group , Trondheim, 2019.
- [24] NIFS, «Rapport 77/2014 Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire - Valg av karakteristisk c_u - profil basert på felt- og laboratorieundersøkelser,» 2015-05-19.
- [25] NIFS, «En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer,» 30.01.2014.
- [26] Multiconsult AS, «416746-RIG-RAP-004: E6 Røsfkaft - Skjerdingsstad, Geoteknisk vurdering tverrforbindelse Losen - Ler,» 2016-03-15.
- [27] Statens vegvesen, «Ud1000D-R02, 2013067522-006, E6 Kvål, Geoteknisk vurderingsrapport, Stabilitetsberegninger og geoteknisk vurdering for E6 Kvål, profil 19500-21700,» 2014-07-07.
- [28] Statens vegvesen, «Støyskjermer - utforming. Håndbok-084 (utgått),» Oktober 1981.