

Østfoldbanen
Ny avgrening Østre linje
Fagrapport, Geoteknisk vurderingsrapport

- ☒ Akseptert
- ☐ Akseptert m/kommentarer
- ☐ Ikke akseptert / kommentert
Revider og send inn på nytt
- ☐ Kun for informasjon

Sign:
Rajesh Narsinh Sharma, 10.05.2023
13:46:35

00A	Konsept/løsningsforslag	31.03.2023	SOHJ	JAJE	TTR
Revisjon	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av
Tittel: Østfoldbanen (Ski) – (Sarpsborg) Østre linje, Ny avgrening Østre linje Fagrapport, Geoteknisk vurderingsrapport		Antall sider:			
		119			
		Produsent:	NIRAS Norge AS		
		Erstatning for:	MIP-00-A-05394		
		Erstattet av:	UNA-00-A-10024		
Prosjektnr.	900078	Dokument-/tegningsnummer:		Revisjon:	
Parsell:	00				
Planfase:	Detaljplan	UNA-00-A-10024		00A	
		FDV-dokument-/tegningsnummer:		FDV-rev.:	
		N/A		N/A	

SAMMENDRAG

Dette dokument inneholder geotekniske vurderinger på detaljplannivå.

Denne geotekniske vurderingsrapporten må ses i sammenheng med forutsetninger og vurderinger gitt i følgende to geotekniske rapporter:

- UNA-00-A-10025 Geotekniske prosjektforutsetninger [1]
- UNA-00-A-10021 Utredning av områdestabilitet [2]

Kapittel 3 i ref. [1] inneholder en samlet oversikt over utførte grunnundersøkelser som er anvendt som grunnlag for dette prosjektet. I tillegg er det hentet ut geotekniske grunnlagsdata fra en rekke ulike karttjenester, heriblant NGU og NVE.

Vedlegg tilhørende denne rapporten er samlet i dokumentet UNA-00-A-10073, ref. [3].

Geotekniske vurderinger i rapporten omfatter bl.a. problemer knyttet til:

- Lokalstabilitet i midlertidige og permanente situasjoner
- Stabiliserende tiltak i form av lettfyll og grunnstabilisering
- Fundamentering
- Setninger av veg, bane samt fyllinger og konstruksjoner
- Anleggsgjennomføring

Videre behandles krav til videre arbeider som bl.a. omfatter:

- Oppfølging med etablerte piezometere og supplerende undersøkelser
- Detaljprosjektering
- Kontroll og oppfølging i byggefasen

Rapporten gir på overordnet nivå anbefalinger ift å oppnå tilstrekkelig stabilitet (lokalstabilitet) til de planlagte tiltak (bane, veg, etc.). Gjennom den videre prosjektering i byggeplan og totalentreprise må også tilstrekkelig stabilitet (lokal- og område) for midlertidige faser verifiseres. Områdestabilitet behandles særskilt i henhold til NVE sine føringer for områdestabilitet i egen rapport, ref. [2].

For vurderinger rundt sikring av bergskjæringer etc. vises til egen fagrapport på ingeniørgeologi:

- UNA-00-A-10027 Ingeniørgeologisk vurderingsrapport [4]

REVISJONSHISTORIKK

Rev.	Prosjekt-fase	Beskrivelse av endring	Dato	Forfatter
00A	Detaljplan	Konsept/løsningsforslag	31.03.2023	SOHJ

INNHold

SAMMENDRAG	2
REVISJONSHISTORIKK	3
DEL I – GENERELLE VURDERINGER.....	6
INNLEDNING	7
1.1 GRUNNLAG	7
1.2 OMRÅDEINDELING	8
2 MATERIALPARAMETERE	9
2.1 GRUNNLAG	9
2.2 OPPSUMMERING AV RESULTATER FRA RUTINEFORSØK	9
2.3 ØDOMETERFORSØK	11
2.4 TREKSIALFORSØK	18
2.5 DIREKTE SKJÆRFORSØK	23
2.6 CPTU FORSØK	23
2.7 SAMMENSTILLING AV FELT- OG LAB. RESULTATER	26
2.8 FASTLEGGING AV ADP-FAKTORER	27
2.9 MATERIALPARAMETERE FOR LØSMASSE	28
2.10 MATERIALPARAMETERE FOR KALKSEMENTPELER	35
2.11 MATERIALPARAMETERE FOR ULIKE TYPER LETTFYLL	38
2.12 MATERIALPARAMETERE FOR GEONETT	39
2.13 MATERIALPARAMETERE FOR BERGMASSEN	40
2.14 SEISMISK GRUNNTYPE OG BEHOVSAVKLARING	41
DEL II – VURDERINGER FOR DELOMRÅDER	42
1 OMRÅDE O1	43
1.1 GRUNNFORHOLD OG GRUNNVANNSTAND	44
1.2 Fyllinger og skjæringer for jernbane og veg	45
1.3 KONSTRUKSJONER	47
1.4 DEPONI OG RIGGPASS	48
1.5 OMRÅDESTABILITET	52
2 OMRÅDE O2	53
2.1 GRUNNFORHOLD OG GRUNNVANNSTAND	53
2.2 Fyllinger og skjæringer for jernbane og veg	56
2.3 KONSTRUKSJONER	59
2.4 DEPONI OG RIGGPASS	65
2.5 OMRÅDESTABILITET	66
3 OMRÅDE O3	67
3.1 GRUNNFORHOLD OG GRUNNVANNSTAND	68
3.2 Fyllinger og skjæringer for jernbane og veg	69
3.3 DEPONI OG RIGGPASS	75
3.4 OMRÅDESTABILITET	76
4 OMRÅDE O4	77
4.1 GRUNNFORHOLD OG GRUNNVANNSTAND	78
4.2 Fyllinger og skjæringer for jernbane og veg	80
4.3 KONSTRUKSJONER	87
4.4 DEPONI OG RIGGPASS	92
4.5 OMRÅDESTABILITET	93
5 OMRÅDE O5	94
5.1 GRUNNFORHOLD OG GRUNNVANNSTAND	95
5.2 Fyllinger og skjæringer for jernbane og veg	98
5.3 KONSTRUKSJONER	103

5.4	DEPONI OG RIGGPASS	109
5.5	OMRÅDESTABILITET	110
6	OMRÅDE O6	111
7	GENERELLE ARBEIDSBESKRIVELSER.....	112
7.1	KALKSEMENTPELER	112
7.2	ANLEGGSSVEIER	113
7.3	LAGRING AV MATJORD.....	113
8	VIDERE ARBEIDER.....	114
8.1	GRUNNVANN	114
8.2	SUPPLERENDE GRUNNUNDERSØKELSER	115
8.3	DETALJPROSJEKTERING.....	116
8.4	OPTIMALISERING	117
8.5	KONTROLL OG OPPFØLGING I BYGGEFASE.....	117
9	REFERANSER	118

VEDLEGG (UNA-00-A-10073)

VEDLEGG A (CPTu tolkningsark).....	A1-A936
VEDLEGG B (Tolkning av ødometerforsøk).....	B1-B115
VEDLEGG C (Tolkning av treaksialforsøk).....	C1-C27
VEDLEGG D (Plan og profiltegninger).....	D1-D22
VEDLEGG E (Stabilitetsberegninger).....	E1-E113
VEDLEGG F (Sammenstilling av lab data).....	F1-F10
VEDLEGG G (Skjærstyrke for kalksementstabiliserte masser).....	G1-G4
VEDLEGG H (Anleggsgjennomføring myrområde O3).....	H1-H11
VEDLEGG I (Behovsavklaring seismiske analyser).....	I1

DEL I – GENERELLE VURDERINGER

INNLEDNING

Denne rapporten tar innledningsvis for seg en del I som omfatter de generelle emner med metodebeskrivelse for utredning av materialeparametere og en utredning av materialeparametere i henhold til prinsippene generelt for hele prosjektet. Hvor det er relevant oppdeles parametere på delområder.

I del II finnes en områdevis beskrivelse av grunnforhold og grunnvannstand, samt en geoteknisk vurdering av en rekke problemstillinger knyttet til bl.a. lokalstabilitet i midlertidige og permanente situasjoner, stabiliserende tiltak i form av lettfyll og grunnstabilisering, fundamentering, setninger av veg, bane, fyllinger og konstruksjoner og prinsipper for anleggsgjennomføring. Til slutt finnes en oppsummering av relevante videre arbeider som bl.a. gir føringer for detaljprosjektering samt stiller krav til kontroll og oppfølging i byggefasen.

Anvendt områdeinndeling O1-O6 som er benyttet er definert i kap. 1.2.

En innledende vurdering av mulige konsekvenser som følge av grunnvannsenkning er beskrevet i egen hydrogeologisk rapport og håndteres i neste fase [5].

1.1 Grunnlag

Grunnlaget for vurderingene gitt i denne rapporten fremgår i sin helhet av:

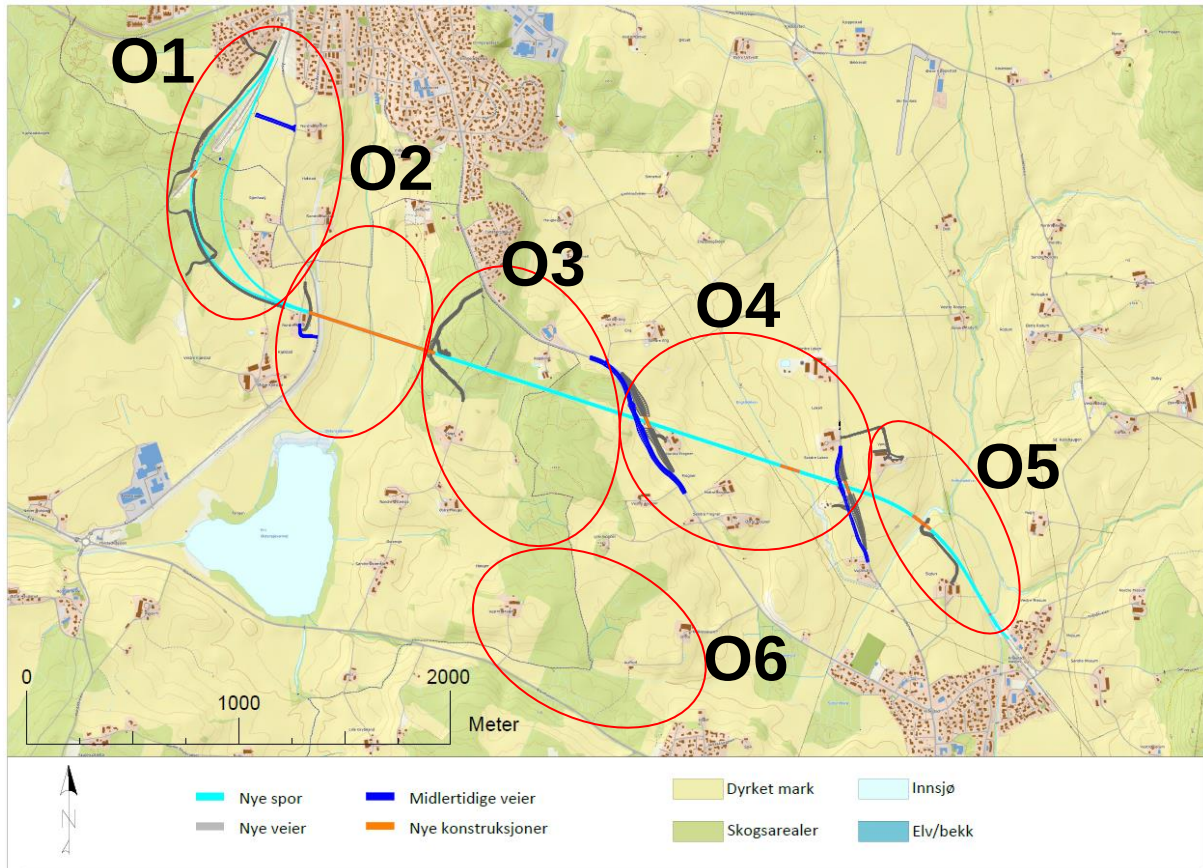
- UNA-00-A-10025 Geotekniske prosjektforutsetninger [1]

Dokumentet omfatter bl.a. en kortfattet introduksjon til prosjektet i sin helhet samt korte beskrivelser av de planlagte tiltak i form av jernbane, veg, konstruksjoner og deponi og riggplasser. Videre finnes en beskrivelse av området og grunnforholdene, samt en gjennomgang av det samlede geotekniske grunnlaget. Sist finnes en oppsummering av relevante myndighetskrav, sikkerhetsprinsipper og forutsetninger, samt metodebeskrivelser for beregning av stabilitet, setninger og fundamentering.

Metodebeskrivelser for utredning av materialeparametere behandles i denne rapport.

1.2 Områdeinndeling

Med tanke på å få til en oversiktlig gjennomgang er prosjektområdet blitt inndelt i mindre delområder, O1 til O6, se Figur 0.1. Inndelingen her samsvarer med inndelingen som introduseres i kap. 4 i rapport for UNA-00-A-10021 Utredning av områdestabilitet [2].



Figur 0.1 Anvendt områdeinndeling O1 til O6 langs de planlagte tiltakene. Den viste inndelingen er indikativ.

De ulike delområdene er inndelt som følger:

- **O1:** Strekningen fra Ski langs ny Østre linje frem til der landkaret for den planlagte dalbruen skal plasseres. Terrenget ligger høyt i forhold til resten av prosjektområdet.
- **O2:** Dalen avgrenset i øst og vest av landkarene for den planlagte dalbruen. Terrenget er relativt lavtliggende i forhold til resten av prosjektområdet.
- **O3:** Området strekker seg fra østre landkar til K004 til Kråkstadveien. Felles for området er at størstedelen av de planlagte tiltak her ligger i berg- og løsmasseskjæring. Terrenget ligger høyt i forhold til resten av prosjektområdet.
- **O4:** Strekningen etter høydedraget på Hagelundåsen frem til Fv. 29. Terrenget er relativt lavtliggende.
- **O5:** Strekningen fra kryssing av Fv. 29 frem til Kråkstad. Terrenget er relativt lavtliggende.
- **O6:** Delområdet ligger sør for Østre linje og nord for E18. Grunnet endringer i prosjektet er det ikke noen planlagte tiltak lenger i dette delområdet.

2 MATERIALPARAMETERE

2.1 Grunnlag

For å bestemme materialparameterne til løsmassene i prosjektområdet har det blitt tatt ut sylindere (Ø54) og poseprøver, samt utført CPTu sonderinger. En rekke materialparametere (p'_c , w , c_w , l_p ...) er deretter bestemt ut ifra ulike laboratorietester av prøvematerialet fra poseprøvene og sylindreprøvene.

Det samlede datagrunnlag i form av en rekke datarapporter fremgår av kap. 3.1 i [1]. En nærmere beskrivelse av de viktigste grunnlagsdataene fremgår av kap. 2 i [1].

Tolkningsprinsipper og resultater for de enkelte forsøk fremgår av delkapitlene 2.3–2.6. I delkapittel 2.7 foretas en overordnet sammenstilling av tolkningsresultatene med klassifikasjonsparameter (WL, W_{nat} , I_p , m.m.) for å vurdere overordnet fordeling med dybden og geografiske variasjoner. I delkapittel 2.8 gjennomgås metoden som er benyttet for fastlegging av ADP parameter.

Resultater fra laboratorietester for grunnundersøkelser utført i forbindelse vurdering av områdestabilitet (borpunkt 1 til 77) er ikke presentert i kap. 2, men inngår som datagrunnlag for vurderingene i denne rapporten. Resultater fra borpunkt utført i forbindelse med kartlegging av områdestabilitet er vist på side 47-266 i datarapport UNA-00-A-10020. Disse grunnundersøkelsene er utført i sideterrenget og er derfor av mindre betydning med tanke på lokalstabilitet.

2.2 Oppsummering av resultater fra rutineforsøk

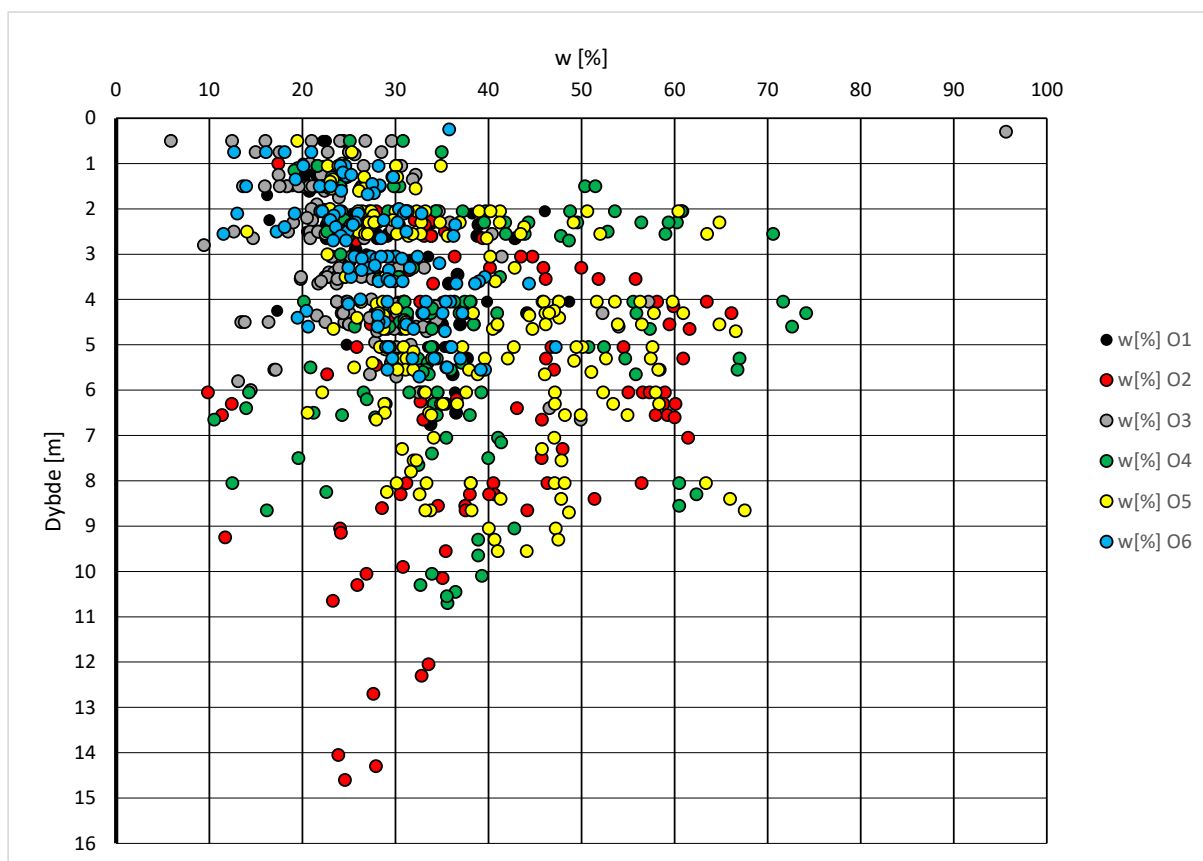
Plassering av borpunkter er vist i tegninger UNA-00-V-10000 til UNA-00-V-10004 og UNA-00-V-10005 til UNA-00-V-10011. Plassering av borpunkt er også vist i vedlegg D. Relevante borpunkt for rutineundersøkelser er oppsummert i tabell i vedlegg 1 til datarapport UNA-00-A-10020 [6].

På de neste sidene vises enkelte plott av rutineforsøk og variasjoner over områdene. Samlet sett av plott med resultater av rutineforsøk er vist i vedlegg F.

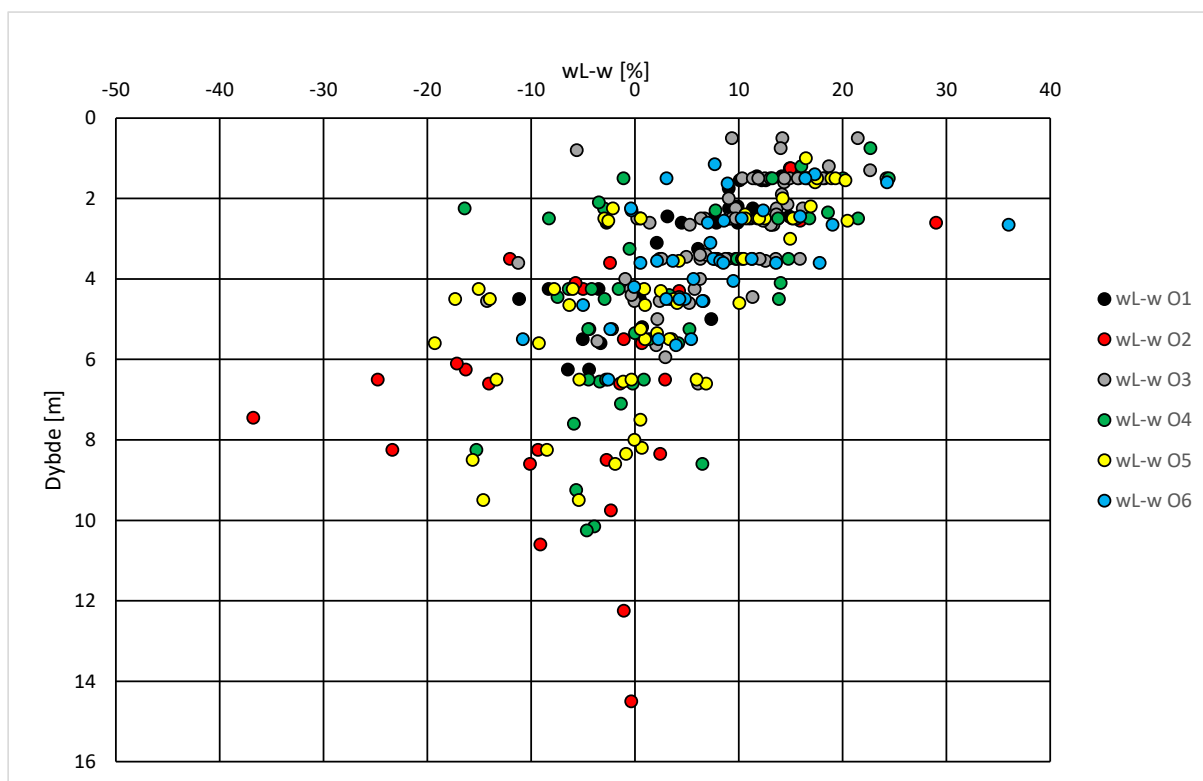
I Figur 2.1 vises vanninnhold mot dybden under terreng. Det bemerkes at i delområde O1 og O3 er det relativt grunt til berg, og forklarer hvorfor det ikke er tatt opp prøver fra stor dybde. For delområde O1, O3 og O6 er det relativt liten variasjon med dybden og målt w varierer i all hovedsak mellom 15-35%. For de resterende delområdene er det noe større variasjon i målt w , særlig i de øvre lagene inntil rundt 10 m under terreng. Se vedlegg F side F1 for detaljert plott.

Figur 2.2 viser forskjellen mellom flytegrense og vanninnhold. Det bemerkes at samtlige prøver tatt ut fra dybder større enn 5 m har målt vanninnhold rundt w_L eller høyere. I de øverste 2 m er det ikke registrert prøver med målt vanninnhold nær w_L . Særlig områdene O2, O4 og O5 viser sprøbruddmateriale i dybden.

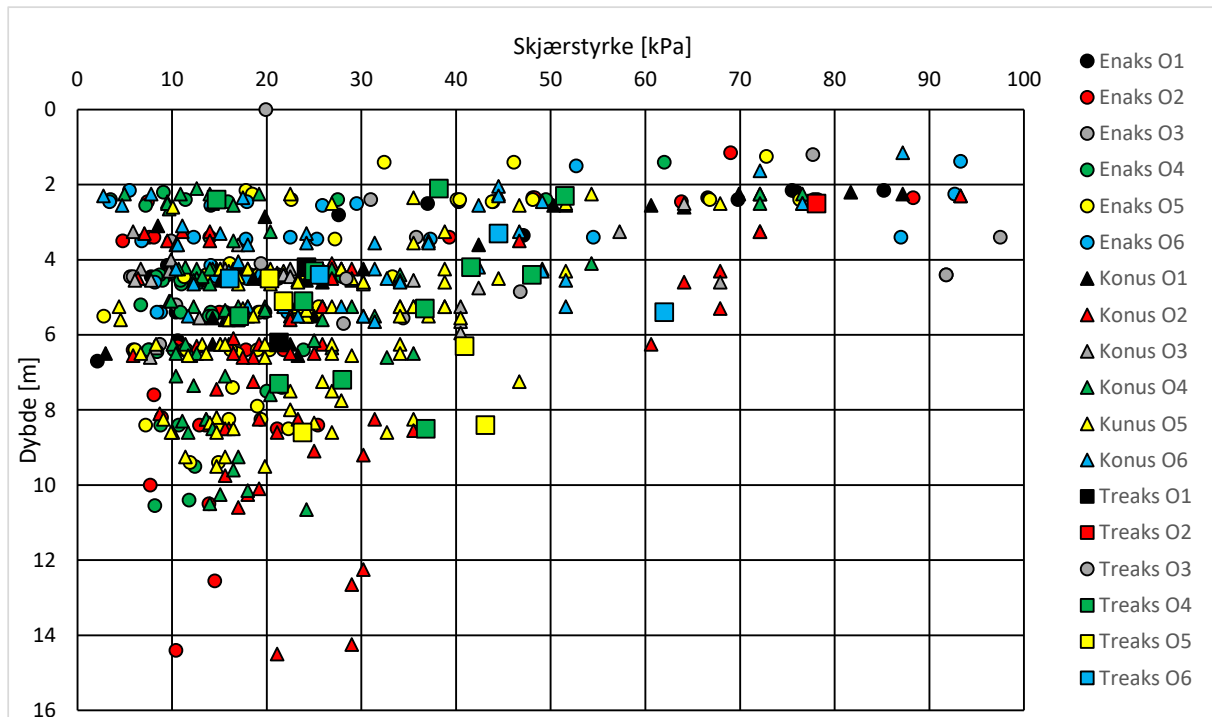
Figur 2.3 viser skjærstyrke målt ved enaksforsøk og konusforsøk. Se detaljert plott i vedlegg F side F3 og F4 samt kommentarer i delkapittel 2.7.



Figur 2.1 Vanninnhold mot dybde under terreng for alle områdene. Se vedlegg F1 for detaljert plott.



Figur 2.2 Differensen mellom flytegrense og vanninnhold mot dybde under terreng for alle områdene. Verdier under null indikerer sprøbruddmateriale. Se vedlegg F2 for detaljert plott.



Figur 2.3. Skjærstyrke som bestemt ved rutineforsøk i de ulike områdene. Se vedlegg F side F3 og F4 for detaljert plott. Vedlegg F side F4 viser samme plott som side F3 bare med akse-intervaller på 100 kPa.

2.3 Ødometerforsøk

2.3.1 Tolkning av vertikal forkonsolideringsspenning, p'_c

Spenningshistorikken til sedimenter har betydning for materialegenskapene sedimentene besitter i dag. Sedimenter har ofte vært utsatt for høyere effektivspenninger enn de er i dag, og har ført til at sedimentene har blitt konsolidert under en høyere spenning enn det dagens spenningssituasjon skulle tilsi. Forkonsolideringsspenningen (p'_c) er den spenningen løsmassen har blitt konsolidert under. Overkonsolideringsgraden (OCR) er forholdet mellom største konsolideringsspenning og in-situ spenningstilstand. Forkonsolideringsspenningen til løsmassene i prosjektområdet er presentert i dette kapittelet og overkonsolideringsgraden er presentert i kap. 2.3.4.

En rekke CRS ødometerforsøk har blitt utført på materialet fra sylinderprøvene (Ø54) tatt i prosjektområdet. Ut ifra ødometerforsøkene har vertikal forkonsolideringsspenning (p'_c) blitt tolket. Tolket p'_c fra ødometerforsøkene ble senere brukt til å kalibrere CPTu-data. I hovedsak ble tolkning av p'_c utført i henhold til Karlsrud og Hernandez-Martinez (2013) [7].

Ettersom metodene for å tolke p'_c fra ødometerforsøk er til dels subjektive har Paniagua et al. (2019) [8] anbefalt å benytte flere ulike metoder for tolkning av p'_c . Metoden til Janbu ble derfor brukt som kontroll ved tolkning av p'_c for 16 prøver. Dette ble gjort for å avdekke betydelige avvik mellom tolket p'_c ved bruk av forskjellige tolkningsmetoder. Avviket mellom tolkningene var hovedsakelig under 10%, og det ble derfor konkludert med at det var rimelig å tolke p'_c for de resterende ødometerforsøkene kun ved bruk av Karlsruds metode. Tabell 2.1 viser tolket p'_c og avvik i tolket p'_c ved de tre forskjellige metodene. Viser til Paniagua et al. (2019) [8] for beskrivelse av metodene som ble benyttet ved tolkning av p'_c . Vedlegg B inneholder en grafisk tolkning av hvert enkelt ødometerforsøk i henhold til de ulike metoder. Når en prøve var vanskelig å tolke med Karlsrud metoden, ble en annen forsøkt. Anvendt metode fremgår tydelig av de enkelte sider i vedlegg B (øvre venstre hjørne).

Prøvekvalitet er vurdert ut fra prinsipper i R210 Laboratorieundersøkelser, [9]. Prinsippene er oppsummert i Figur 2.4. Det er antatt korndensitet 2.7 g/cm^3 til estimat av start porettall (e_0).

OCR	1-Perfekt		2-Akseptabel		3-Veldig forstyrret	
	$\Delta V/V$ (%)	$\Delta e/e_0$ (-)	$\Delta V/V$ (%)	$\Delta e/e_0$ (-)	$\Delta V/V$ (%)	$\Delta e/e_0$ (-)
1-2	<2,0	<0,04	2,0-4,0	0,04-0,07	>4,0	>0,07
2-3	<1,0	<0,03	1,0-3,0	0,03-0,05	>3,0	>0,05
3-6	<0,5	<0,02	0,5-1,0	0,02-0,035	>1,0	>0,03

Figur 2.4 Prinsipp for vurdering av prøvekvalitet etter R210

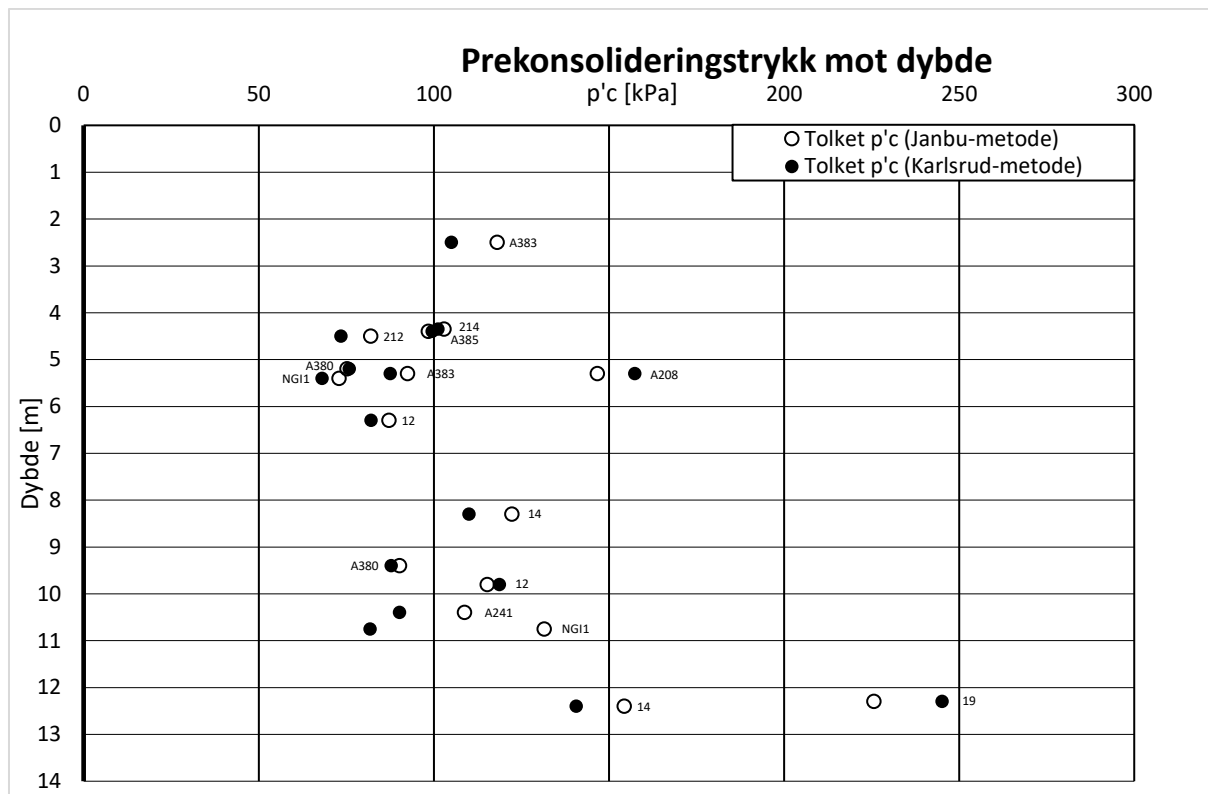
En sammenstilling av resultater fra de ødometerforsøkene som ble tolket med flere ulike metoder er presentert under (Tabell 2.1) sammen med tolkning av stivhetsmoduler (Figur 2.5).

Resterende ødometerforsøk ble etter hvert tolket med Karlsrud metode (se vedlegg B og Tabell 2.2 for en samlet oversikt over tolkede parametere fra ødometerforsøk).

Tabell 2.1 Oversikt over tolket p'_c fra ødometerforsøk og prøvekvalitet.

Borpunkt	Delområde	Dybde [m]	Beskrivelse	Tolket p'_c (Janbu) (Janbu)	Tolket p'_c (Karlsrud) (Karlsrud)	Tolket p'_c (Casagrande) (Casagrande)	Tolket p'_c (gjennomsnitt) (gjennomsnitt)	Prostennis avvik (Janbu/Karlsrud)	P Q
12	O2	6.3	Leire, enk sand og gruskorn	87	82		85	5.9	2
12	O2	9.8	Leire, enk sand og gruskorn	115	119		117	-3.0	3
14	O2	8.3	Leire, enk sandkorn	122	110		116	10.0	2
14	O2	12.4	Leire, enk sand og gruskorn	154	141		147	8.9	3
19	-	12.3	Leire, enk sand og gruskorn	226	245		235	-8.6	1
212	O4	4.5	Kvikkleire	82	73		78	10.3	1
214	O5	4.35	Kvikkleire	103	101		102	1.7	1
NGI1	O4	5.4	Leire	73	68		70	6.7	2
NGI1	O4	10.75	Leire, enk sand og gruskorn	132	82		107	37.8	3
A380	O4	5.2	Leire	75	76		76	-0.8	1
A380	O4	9.4	Leire	90	88		89	2.7	3
A208	O1	5.3	Leire med gruskorn	147	157		152	-7.3	2
A241	O2	10.4	Kvikkleire med sand og gruskorn	109	90	71	99	17.0	3
A385	O4	4.4	Leire	98	100		99	-1.1	2
A383	O4	5.3	Leire, sand og gruskorn	92	88		90	5.3	3
A383	O4	2.5	Kvikkleire, sand og gruskorn	118	105		112	11.0	1

Prøvekvalitet (PQ):	Perfekt	1
	Akseptabel	2
	Veldig forstyrret	3



Figur 2.5. Resultater av verdier tolket etter Janbu og Karlsrud metode. Prøvene er de samme som vist i Tabell 2.1.

2.3.2 Konsolideringskoeffisient og permeabilitet

Konsolideringskoeffisient og permeabilitet er tatt direkte fra ødometerforsøk. Konsolideringskoeffisient (c_v) er spenningsavhengig og har derfor blitt valgt innenfor relevant spenningsområde med tanke på det aktuelle tiltaket. Generelt er det den minste verdi som er brukt i forbindelse med beregning av konsolidering for fylling i tilfeller der det opptrer spenningsnivåer høyere enn forkonsolideringsspenningen. For de fleste setningsberegninger har det blitt valgt en c_v mellom 1,5-7.

2.3.3 Ulike stivhetsmoduler

Ut ifra CRS ødometerforsøkene har modulen M (for $\sigma' < p'_c$) og modultallet m sammen med referansespenningen, p'_r blitt tolket.

For spenning under forkonsolideringsspenning er tolket en verdi av M som geometrisk gjennomsnitt av stivheten mellom insitu spenning og forkonsolideringsspenning. For spenning over forkonsolideringsspenning gjelder $M = m(\sigma' - p'_r)$.

Vedlegg B viser tolkningen av M og m for de enkelte prøvene.

For en nærmere beskrivelse av den anvendte tolkningsmetoden henvises det til kap. 2.4.1.2 i Statens vegvesen håndbok V220 [10].

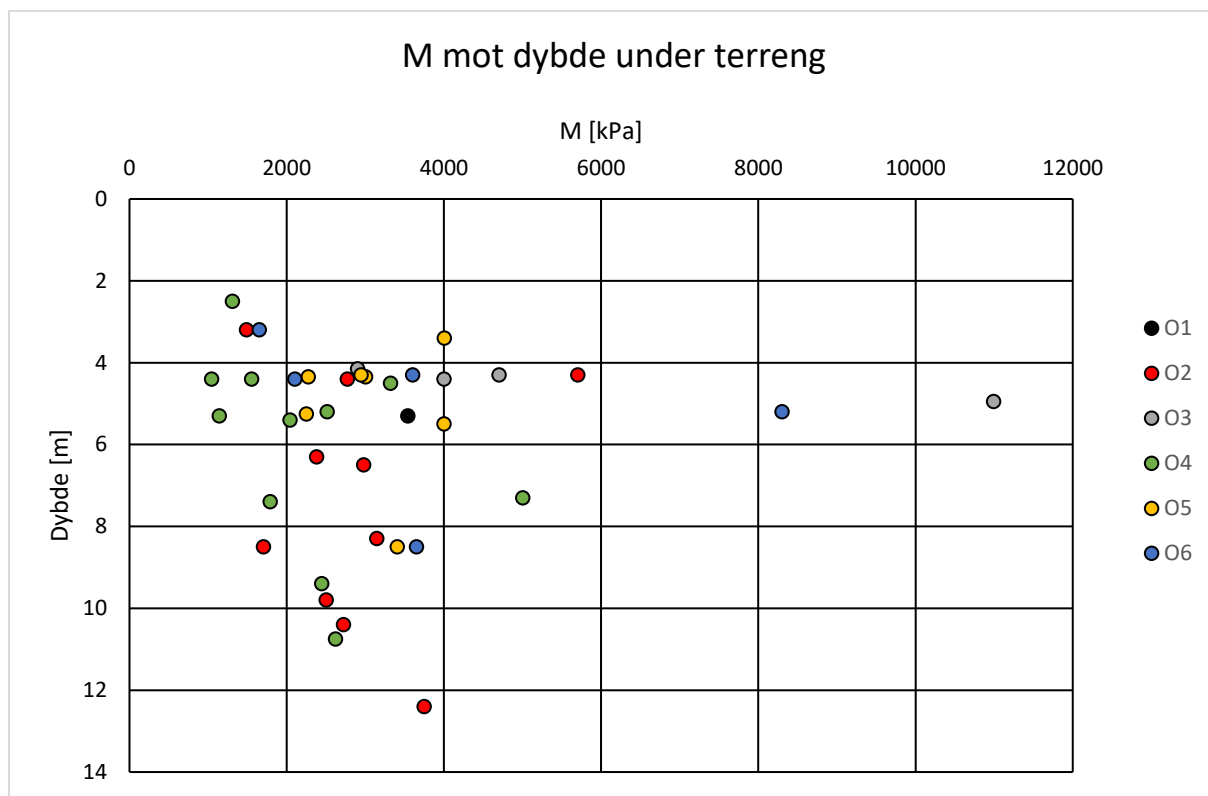
Tabell 2.2 oppsummerer resultatene for hele prosjektområdet sammen med tolkning av forkonsolideringsspenningen samt klassifisering av kvalitet av forsøkene.

Stivhetsmodul, M , er vist avhengig av dybden i Figur 2.6. Generelt er verdiene mellom 1 og 4 MPa, med et gjennomsnitt på 2830 kPa hvis man ser bort fra de få verdier høyere enn 8000 kPa.

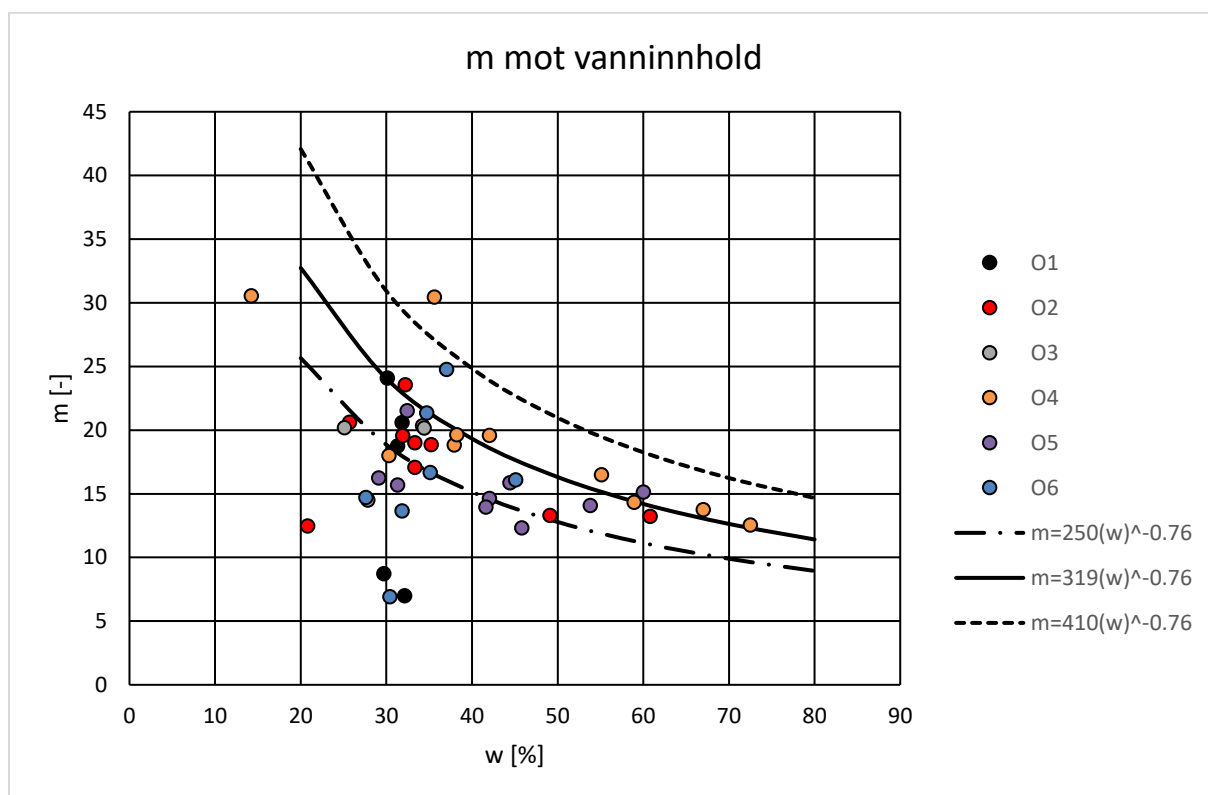
Modultallet, m , er vist avhengig av vanninnholdet i Figur 2.7. I figuren er det samtidig vist trendlinjer som ble funnet av Karlsrud og Hernandez-Martinez i 2013, [7]. I Statens vegvesen Håndbok V220 er det indikert litt lavere verdier, og de stemmer fint med det som er observert i dette prosjekt. Dette med unntak av 2 punkter i delområde O1 og et enkelt punkt i delområde O6 som ligger vesentlig lavere.

Tabell 2.2 Oversikt over resultater av ødometerforsøk.

Borpunkt	Dybde [m]	Beskrivelse	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Vanninnhold [%]	M [kPa]	m [-]	p'r [kPa]	p'c (Karlsrud) [kPa]	P Q
Område O1									
A1007	2.7	Leire, brunt hardt lag gjennomgående i	19.3	29.7	Ikke mulig	8.7	-953	Ikke mulig	1
A1131	6.6	Leire, noe forstyrret prøve	19.4	30.1	NC	24.1	0	NC	4
A197	4.4	Leire, sand og gruskorn	19.1	31.8	NC	20.6	0	NC	3
A208	2.4	Leire med gruskorn	19	32.1	Ikke mulig	7.0	-846	Ikke mulig	1
A208	5.3	Leire med gruskorn	19.2	31.3	3539	18.8	56	157	2
Område O2									
12	6.3	Leire, enk sand og gruskorn	16.9	49.1	2379	13.3	37	82	2
12	9.8	Leire, enk sand og gruskorn	18.8	33.3	2500	17.1	24	119	3
14	8.3	Leire, enk sandkorn	17.2	50.2	3144	14.1	78	110	2
14	12.4	Leire, enk sand og gruskorn	18.8	30.1	3746	24.0	100	141	3
A223	5.5	Leire, siltig	19.9	20.8	NC	12.5	-848	NC	3
A231	4.3	Leire, siltig	18.9	33.3	5700	19.0	-89	166	1
A241	10.4	Kvikkleire med sand og gruskorn	19.9	25.7	2722	20.6	19	90	3
A244	3.2	noe forstyrret leire med sand og gruskorn	19.5	32.2	1486	23.6	0	27	3
A246	4.4	Leire	16.3	60.8	2770	13.2	89	116	1
A246	8.5	Kvikkleire med sand og gruskorn	18.9	31.9	1701	19.6	95	97	3
E115	6.5	Leire	18.6	35.2	2978	18.9	52	116	2
Område O3									
H172	4.95	Leire	19.5	27.8	10990	14.5	34	435	1
H178	4.4	Leire, sand og gruskorn	18.8	34.2	4000	20.3	108	176	1
H183	4.15	Leire	18.8	34.4	2900	20.2	61	127	1
H233	4.3	Leire, siltig	20	25.1	4700	20.2	10	157	1
Område O4									
212	4.5	Kvikkleire	18.3	37.1	3318	17.1	45	73	1
A367	7.3	Leire	19.3	30.3	5000	18.0	78	159	1
A380	5.2	Leire	16	67	2512	13.7	53	76	1
A380	9.4	Leire	18.4	37.9	2445	18.8	61	88	3
A383	2.5	Kvikkleire, sand og gruskorn	16.4	55.1	1306	16.5	70	105	1
A383	5.3	Leire, sand og gruskorn	18.3	38.2	1139	19.7	41	88	3
A385	4.4	Leire	16.5	58.9	1550	14.3	51	100	2
A387	4.4	Leire	15.7	72.5	1044	12.5	43	47	3
A387	7.4	Leire	17.9	42	1789	19.6	51	72	3
A411	6.3	Sandig, grusig, siltig, leirig	21.9	14.2	NC/ikke mulig	30.5	-48	Ikke mulig	3
NGI1	5.4	Leire	16.6	55.3	2040	11.2	40	68	2
NGI1	10.75	Leire, enk sand og gruskorn	18.5	35.6	2619	30.4	77	82	3
H113	3.4	Leire med sand og mye gruskorn	19.2	30.7	900	22.7	0	20	3
H113	5.4	Leire, gruskorn og skjellrester	17.5	49.5	2600	15.3	63	91	1
Område O5									
214	4.35	Kvikkleire	17.6	45.7	2273	10.7	37	101	1
A436	8.5	Leire	18.9	32.4	3405	21.5	42	102	2
A439	4.55	Leire	19.1	31.3	NC	15.7	-328	NC	2
A456	3.4	Leire	17.9	42	4002	14.6	52	162	1
A456	8.3	Leire med sand og gruskorn	18	41.6	1726	14.0	-11	52	4
A468	4.35	Leire	17.6	44.4	3000	15.9	50	109	1
A471	5.5	Leire	16.7	53.8	4000	14.1	120	153	1
A473	5.25	Kvikkleire	17.5	45.8	2250	12.3	86	102	2
A479	4.4	Leire siltig	19.5	29.1	NC	16.3	-223	NC	2
A482	4.3	Leire	16.4	60	2943	15.1	89	86	1
Utenfor områder									
19	12.3	Leire, enk sand og gruskorn	20	24.4	13293	18.2	79	245	1



Figur 2.6. Alle ødometerforsøk som er vist er oppdelt i delområder. M er verdien under p'_c . Se detaljert plott i vedlegg F side F8.

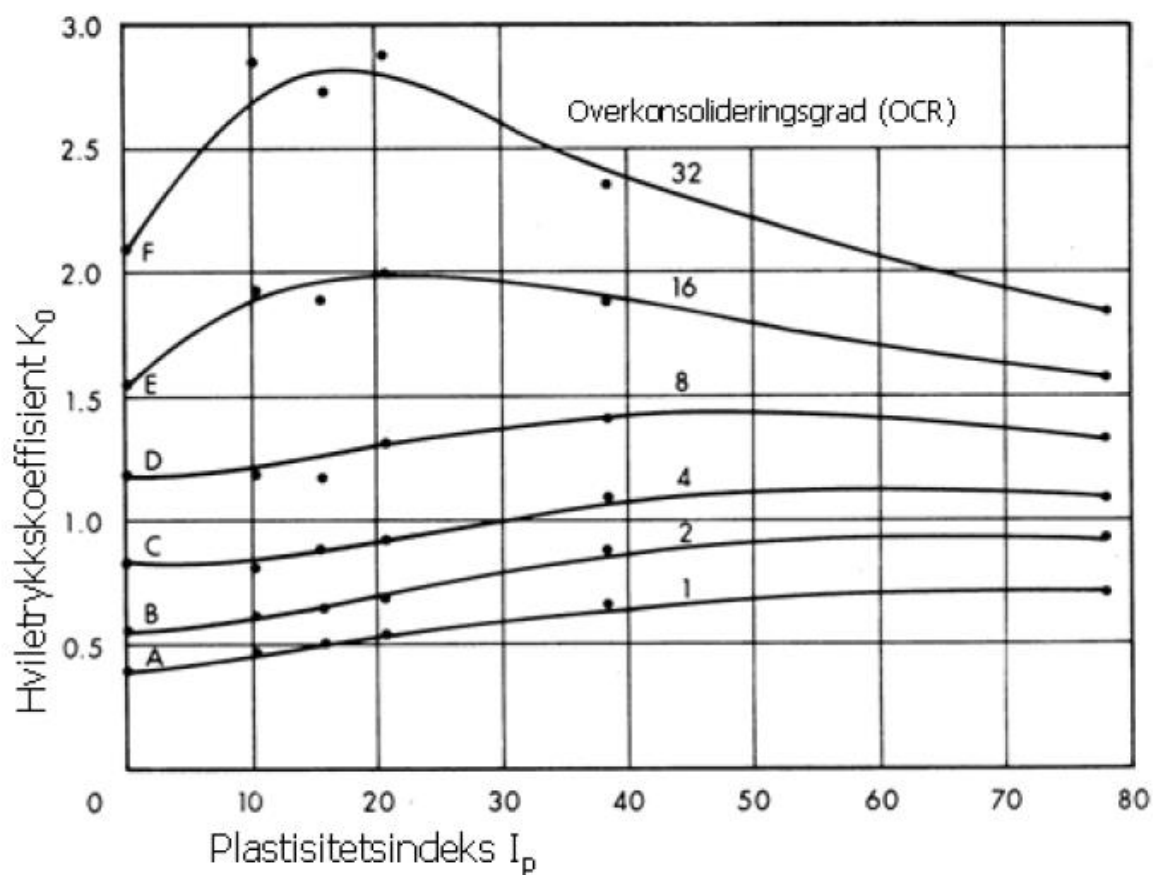


Figur 2.7. Tolkede verdier av modultallet m, oppdelt i delområder. Linjene viser til Karlsrud & Hernandez-Martinez (2013), [7]. Se detaljert plott i vedlegg F side F10.

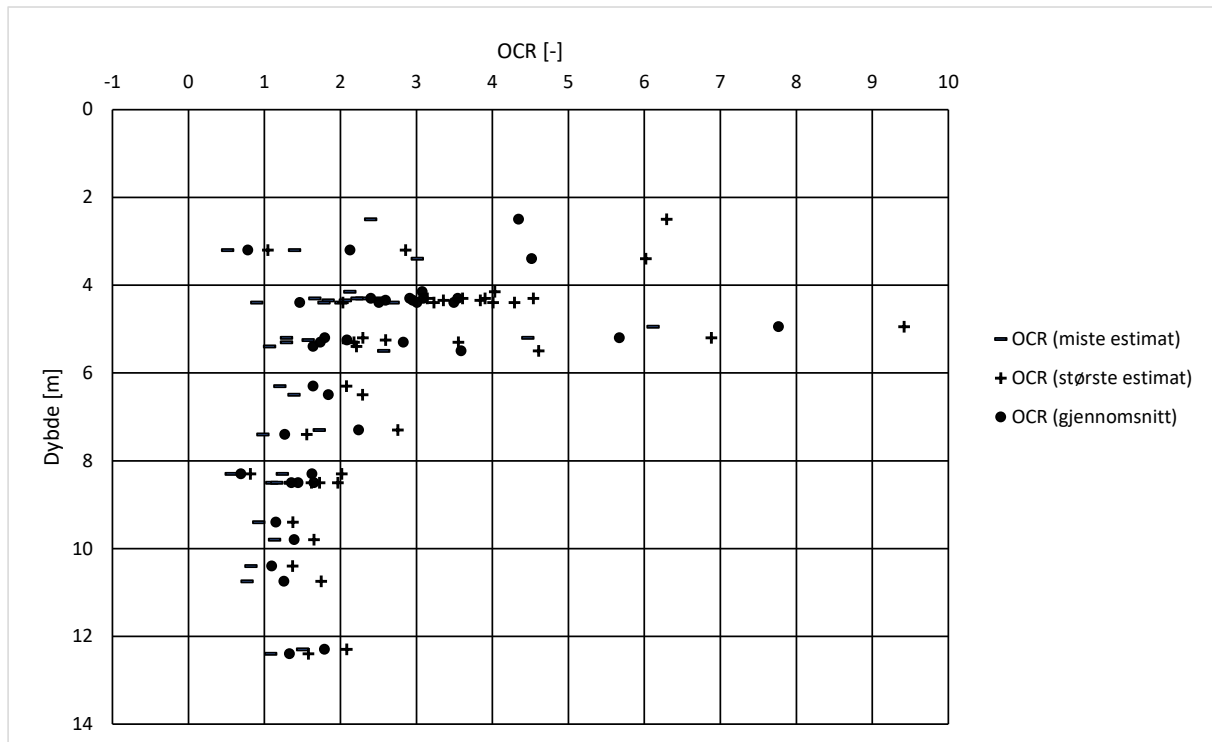
Alle tolkede stivhetsmoduler (M) er markert på relevante CPTU profiler som er visst i vedlegg A.

2.3.4 Hviletrykkskoeffisient K_0

Hviletrykkskoeffisienten (K_0) er estimert ved bruk av erfaringsdata fra Brooker og Ireland (1965), som viser en empirisk sammenheng mellom plastisitetsindeks (I_p), overkonsolideringsgrad (OCR) og hviletrykkskoeffisienten (K_0). Den empiriske sammenhengen er gjengitt i eksempelvis kap. 2.9.7 i Statens vegvesen håndbok V220 [10] og vises under.



Figur 2.8 Empirisk sammenhengen mellom I_p , OCR og K_0 . Fra figur 2.53 i V220, [10].



Figur 2.9 OCR mot dybde under terreng.

Ettersom *OCR* er avhengig av effektivspenning, kreves det kjennskap til grunnvannstanden for fastsettelse av *OCR* og følgelig K_0 . Ved beregning av effektivspenningene ble det antatt et grunnvannstands nivå på mellom 0 og 2 meter under terreng. Et største og minste estimat av effektivspenningene ble beregnet ut ifra antagelsen om grunnvannstanden. Det ble også tatt hensyn til usikkerheten forbundet med tyngdetettheten til overliggende sedimenter. Dette ble gjort ved at en gjennomsnittsverdi av målt tyngdetetthet for sedimentene over ble tatt og $0,5 \text{ kN/m}^3$ ble lagt til det største estimatet for effektivspenningene, og $0,5 \text{ kN/m}^3$ ble trukket fra ved minste estimatet. Videre ble det beregnet et største og minste estimat av *OCR*, der det høyeste estimatet av effektivspenningen og den laveste tolkede forkonsolideringsspenningen ble benyttet for minste estimatet av *OCR* og motsatt for største estimatet. Figur 2.9 viser estimatene for *OCR* mot dybde under terreng.

Grunnet usikkerhetene forbundet med estimert *OCR* var det en relativt stort sprik mellom estimatene for K_0 (mellom 0,4 og 0,94). De fleste estimatene for K_0 lå imidlertid mellom 0,5 og 0,7. Det skal også påpekes at det er forbundet en viss usikkerhet i forbindelse med avlesning av figur 2.53 i Statens vegvesen håndbok V220. Gjennomsnittet for eFstimert K_0 var 0,62. Det ble derfor vurdert at det var rimelig å anta en K_0 på 0,6 som er satt som standard valg i Statens vegvesens regneark for tolkning av CPTu-data. Tabellen i vedlegg B side B114 gjengir beregningene av K_0 .

2.4 Treksialforsøk

Størstedelen av de utførte treksialforsøk er av typen CAUA. Disse forsøkene er utført med en drenert konsolidering til p'_0 (antatt insitu spenning) for $K_0=0,6$ og da en udrenert bruddfase med økende aksial spenning og fastholdt radiell spenning, og måling av poretrykk.

Massene som har blitt testet kan overordnet inndeles på følgende kategorier

- Tørrskorpeleire
- Masser med sprøbruddsegenskaper
- Leirer

I tillegg til de udrenerte treksialforsøkene er det utførte enkelte treksialforsøk av typen CADA på prøver av tørrskorpeleirer. For denne type forsøk er bruddfasen drenert.

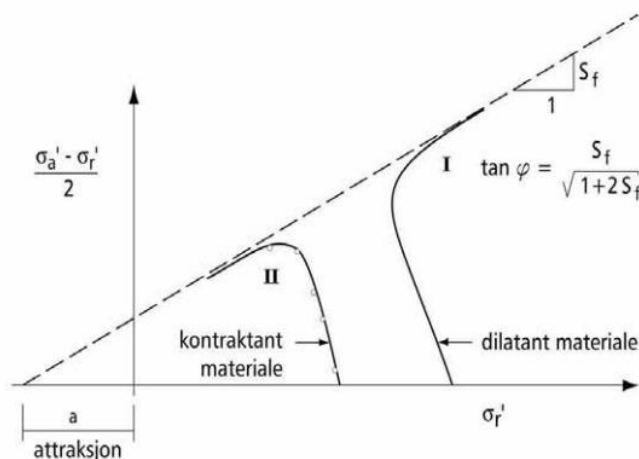
Alle treksforsøk er utført på intakte Ø54 sylinderprøver.

2.4.1 Tolkingsmetoder

Tolkning av udrenert styrke gjennomføres i utgangspunktet for en tøyning på rundt 0,5 til 5,0 %.

Maksimalt mobilisert skjærstyrke er sammen med tøyningsnivå angitt til bruk for sammenstilling med CPTu tolkninger og det er disse verdier som er gjengitt på CPTu plots i vedlegg A. For sprøbruddmateriale er udrenert skjærstyrke avlest ved 0,5% tøyning, mens andre leire er avlest ved 2% tøyning.

Tolkning av effektive styrkeparametere gjennomføres i utgangspunkt fra NTNU plotts. Som for den udrenerte tolkningen vil det også her bli tatt hensyn til akseptabelt tøyningsnivå. Prinsipp for tolkning av effektive styrkeparametere fremgår av Figur 2.10.



Figur 2.10 Prinsipp for tolkning av effektive styrkeparametere (gjengitt etter Statens vegvesen håndbok V220 [10])

Når to eller flere forsøk antas å representere samme materiale er forsøkene sammenstilt i ett plott. Friksjonsvinkel og attraksjon bestemmes som et sett av verdier som tanget til bruddpunktene, som vist i Figur 2.10.

I forbindelse med tolkningen er det vesentlig å kontrollere at spenningsnivået til de tolkede forsøkene samsvarer med de problemstillingene de tolkede styrkeparametere skal anvendes for. Videre er det for tolkning av styrkeparametere til masser med sprøbruddsegenskaper viktig å ha fokus på hvor høy tøyning som skal tillates.

Antatt attraksjon a , ved tolkning av friksjonsvinkel er angitt, hvis tolkningen er basert på bare ett forsøk. Tøyningsnivå for kontraktant materiale er 0,5% og for andre materialer er det avhengig av bruddet, men typisk mellom 2% og 5%. Hvis mulig tolkes det som i Figur 2.10. Det vises til plott, som sammenstiller alle forsøk som er oppdelt basert på type sediment (se Figur 2.11 til Figur 2.14). Oppdelingen er basert på prøvebeskrivelsen, og på definisjonen av kvikkleire og sprøbruddmateriale fra NVE [11] basert på rutineforsøk.

2.4.2 Resultater av treaksialforsøk

En oppsummering av tolkede parametere er vist i Tabell 2.3 og i Figur 2.11, Figur 2.12 og Figur 2.13. Det vises til vedlegg C for figurer som viser tolkning av de enkelte forsøk.

Prøvekvaliteten er vurdert ut fra $\Delta V/V$. Som det kan sees i Tabell 2.3 er det:

- 2 prøver som er *perfekte*,
- 8 som er *akseptable*, og
- 19 som er *veldig forstyrret*.

Tabell 2.3 Resultater av treaks-forsøk. Drenerte parameter er angitt med tilhørende verdi av tøyingsnivå. Udrenert skjærfasthet er angitt med en maksimumsverdi, og ved 2% tøyning. For sprøbruddmateriale og kvikkleire er udrenert skjærfasthet bare angitt for maksimumsverdi og 0,5% tøyingsnivå.

BH ID	Dybde	Prøvebeskrivelse	γ (kN/m ³)	K ₀ (-)	ϕ'_ϵ (°)	a (kPa)	ved ϵ (%)	$s_{ua,max}$ (kPa)	$s_{ua,2\%}$ (kPa)	$s_{ua,0.5\%}$ (kPa)	P Q
Område O1											
A1117_H	4.2	Leire, siltig	19.1	0.57	27.4	10	0.5%	24.5		21.0	2
A1131_H	6.2	Leire, sand og gruskorn	19.3	0.77	20.4	10	0.5%	21.6		19.9	3
Område O2											
A223	2.5	Tørrskorpeleire	19.8	0.55	27.5	58	2-5%	78.1	55.3		1
A246	4.3	Leire	16.5	0.57	26.8	10	0.5%	23.4	23.1		3
A246	8.4	Kvikkleire	19.4	0.59	24.7	10	0.5%	27.6		27.1	3
Område O3											
H113-1	6.1	Kvikkleire	19.3	0.59	24.6	10	0.5%	20.6		20.6	3
H172	5	Leire, sand og gruskorn	19.6	0.57	33.1	7	5.0%	48.4	48.4	0.0	2
H172	5.1	Leire, sand og gruskorn	19.5	0.59	33.1	7	5.0%	74.4	72.3		3
H178	4.5	Leire, sand og gruskorn	19.2	0.57	29.8	10	0.5%	28.7		26.3	2
H183	4.1	Leire	18.8	0.57	23.0	10	0.5%	19.7		17.9	3
Område O4											
A324	4.2	Leire	19.6	0.58	19.7	54	3.0%	41.6	37.2		3
A324	4.4	Leire	19.9	0.60	19.7	54	3.0%	48.0	48.0		3
A350	5.1	Leire	19.9	0.57	24.2	26	5.0%	23.9	19.7		3
A350	5.3	Leire	19.5	0.59	24.2	26	5.0%	36.7	36.5		3
A367	7.2	Leire	19.1	0.58	24.9	10	0.5%	28.0		24.8	2
A383	2.4	Kvikkleire	16.8	0.58	24.4	10	0.5%	14.7		12.5	1
A383	5.5	Leire	16.5	0.57	21.1	10	0.5%	17.1		16.9	3
A387	7.3	Leire	18.3	0.57	21.8	10	0.5%	21.3		20.7	3
A402	8.5	Leire	21.7	0.59	33.0	10	2.0%	36.8	34.1		3
A411	2.1	Tørrskorpeleire	18.7	0.59	21.7	19	3.0%	38.2	37.8		2
A411	2.3	Tørrskorpeleire	19.1	0.58	21.7	19	3.0%	51.5	46.5		3
A411	4.3	Leire	19.2	0.53	39.6	10	2.0%	25.0	25.0		3
Område O5											
A425	6.3	Leire, siltig, sandig	19.3	0.59	35.1	3	5-10%	40.9	30.6		3
A436	8.4	Leire	20.1	0.59	21.2	10	0.5%	43.1		43.0	3
A439	4.4	Leire, sand og gruskorn	19.5	0.59	20.0	53	5.0%	38.7	37.2		2
A439	4.5	Leire, sand og gruskorn	19.7	0.60	20.0	53	5.0%	46.2	45.7		2
A468	4.5	Leire	17.7	0.58	29.4	10	0.5%	20.7		17.2	2
A473	5.1	Kvikkleire	17.7	0.57	22.3	10	0.5%	22.4		20.9	3
A473	8.6	Kvikkleire	17.9	0.56	25.3	10	0.5%	24.7		24.7	3
Område O6											
H233	4.1	Leire, siltig	20.1	0.57	26.0	12	0.5%	33.8		25.09	3
H233	4.2	Leire, siltig	21.5	0.58	26.0	12	0.5%	41.5		42.07	3
H248	5.4	Leire	19.1	0.59	27.0	25	2.0%	35.0	33.92		1
H248	5.5	Leire	19.1	0.80	27.0	25	2.0%	62.0	62.42		1
H253	4.5	Leire, siltig	19	0.59	21.0	10	0.5%	16.1		16.21	3
H268	4.4	Leire, sand og gruskorn	19.1	0.56	41.4	1	2.0%	25.6	25.84		2
H269	3.3	Leire	19.4	0.70	23.4	10	0.5%	44.5		34.99	1
H1302_H	12.4	Leire	19.5	0.80	27.7	10	2.0%	40.8	40.34		3
H1307_H	6.5	Leire	19.6	0.67	23.2	24	2.0%	27.9	28.06		3
H1314_H	8.4	Leire	17.6	0.70	24.2	10	0.5%	26.9		25.38	2
H1316_H	5.1	Leire	19.5	0.58	40.0	0	2.0%	38.6	39.54		3
H1320_H	3.2	Leire, sand og gruskorn	19.7	0.80	15.9	10	0.5%	29.4		12.75	3
H1321_H	3.4	Tørrskorpeleire	19.4	0.56	28.8	43	2.0%	92.3	54.37		1

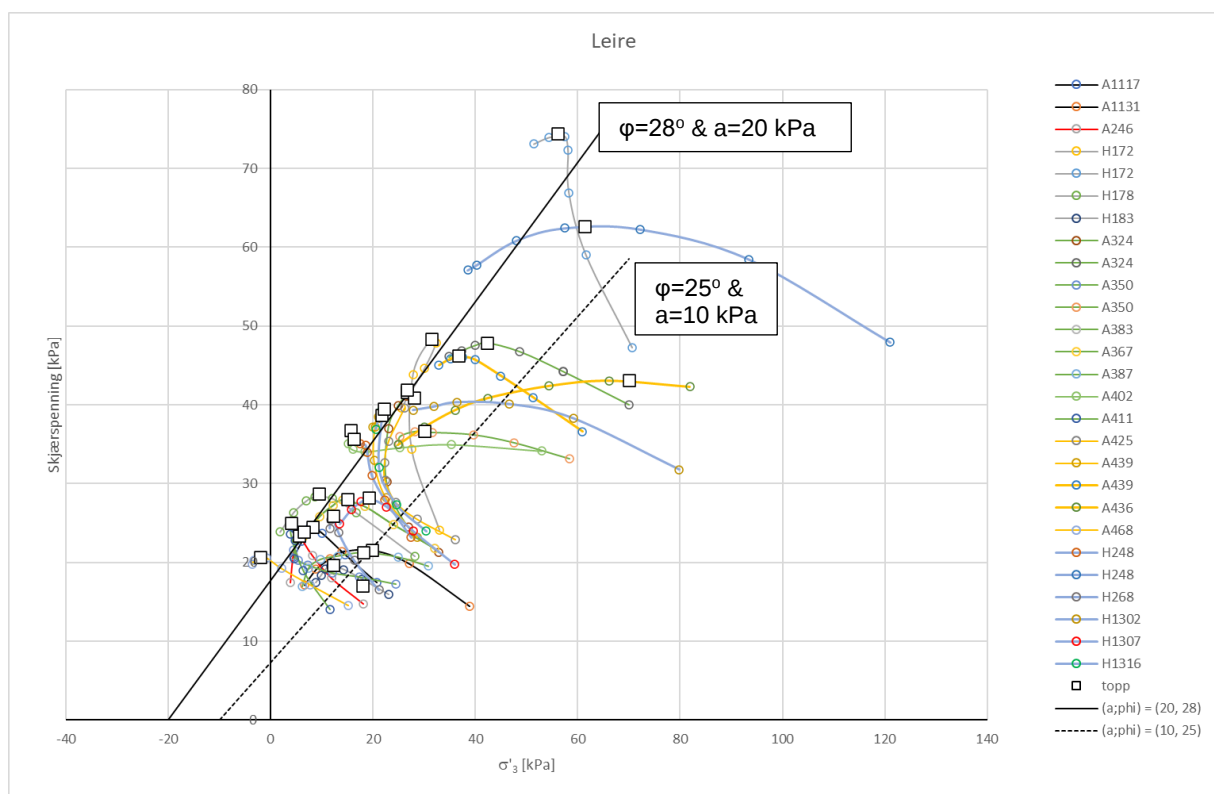
I figurene på de neste sidene er gjennomførte treaksforsøk vist. I figurene er punkter for tøyingsnivåer 0,2%, 0,5%, 1%, 2%, 3% 5% og 10% indikert, sammen med punktet for maksimal skjærspenning (topp, angitt med hvit firkant).

Linjene i figurene har farge etter hvilket delområde forsøket tilhører:

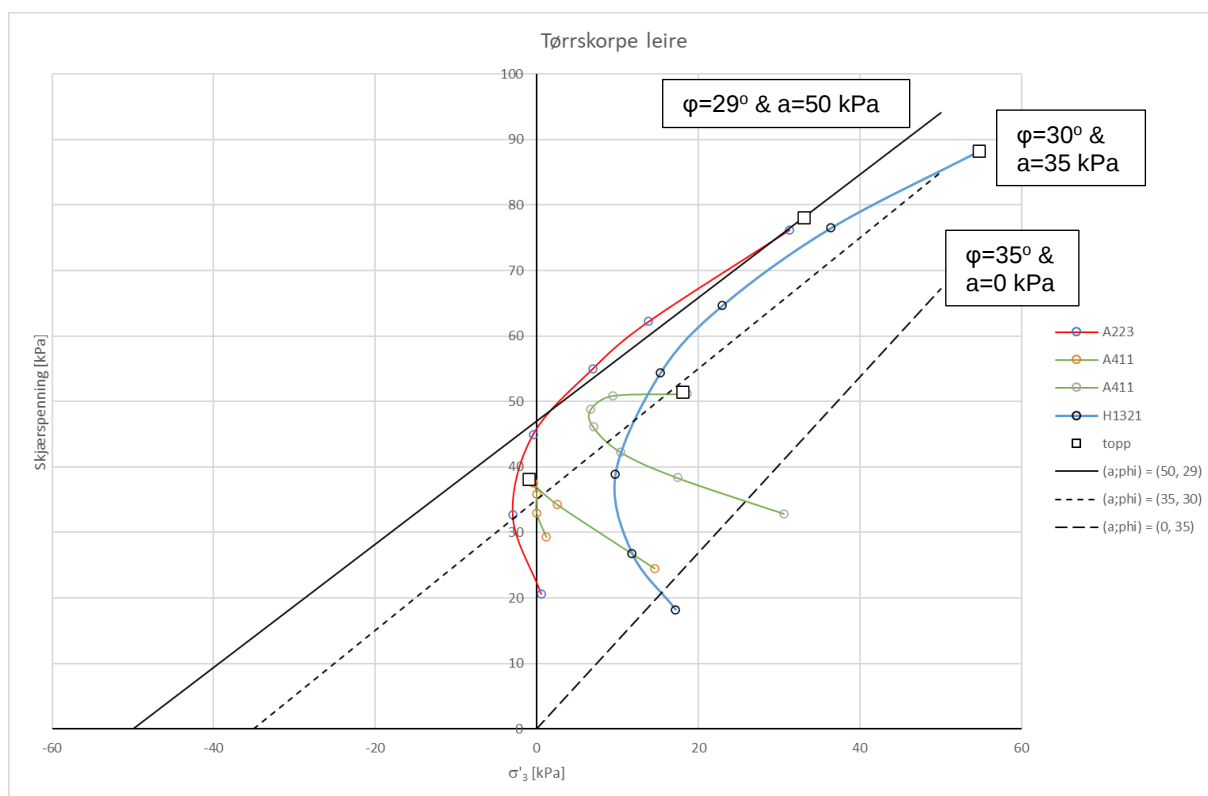
Område O1: Sort	—
Område O2: Rød	—
Område O3: Grå	—
Område O4: Grønn	—
Område O5: Gul	—
Område O6: Lys blå	—

Det er ingen fargekode for symbolene for punktene med bestemt tøyning. I samtlige figurer (Figur 2.11 til Figur 2.14) er det visst bruddbetingelser med fast attraksjon a og friksjonsvinkel ϕ . Ved å velge bruddkurven som gir lavest styrke kan man designe på den sikre siden, men som plottene viser er det mulighet for å optimere på de enkelte lokaliteter etter behov.

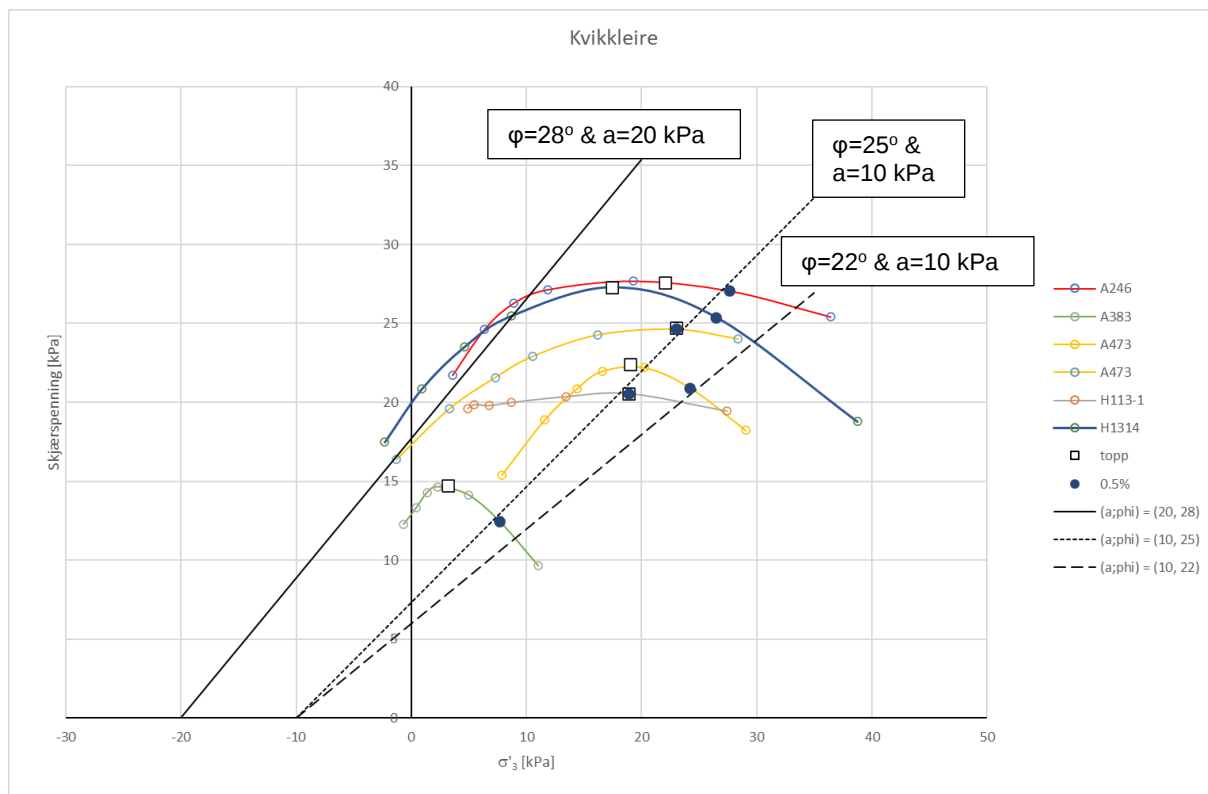
Det vises til vedlegg C for detaljer og flere detaljerte plots. Det er en side med vedlegg per forsøk, således at tolkningen av de enkelte forsøk kan vurderes opp imot oppsummeringen i Tabell 2.3.



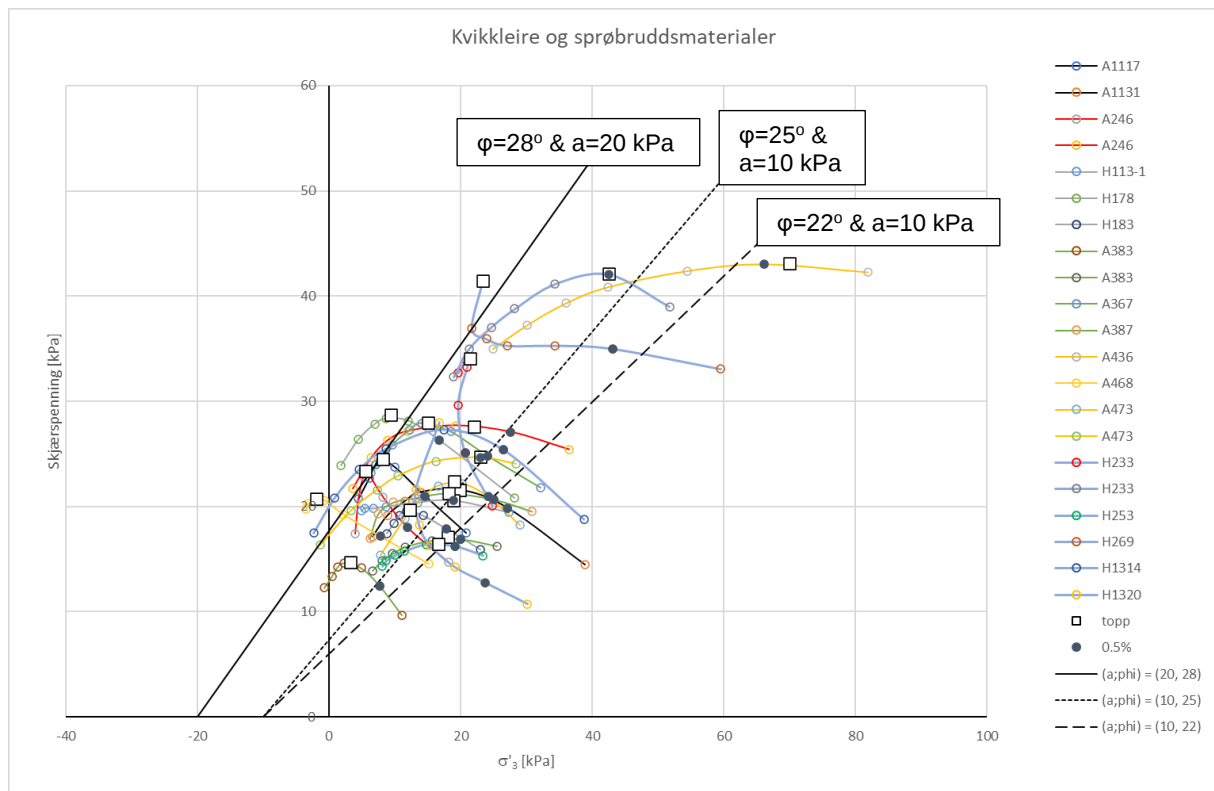
Figur 2.11 Treaksforsøk på LEIRE. Til sammenligning er det visst to sett av attraksjon (a) og friksjonsvinkel. Leire i dette plottet er alle prøvene som er beskrevet som leire i Tabell 2.3



Figur 2.12 Treaksforsøk på Tørrskorpeleire. V220 anbefaler attraksjon $a=0$ eller maksimalt 35 kPa og en friksjonsvinkel på 30 grader. I figuren er det vist en høyere styrke også som er funnet i et forsøk i delområde O2.



Figur 2.13 Treaksforsøk på kvikkleire. Punkt for 0,5% tøyning er vist, da dette er det tøyingsnivået som er brukt generelt for tolkning av styrkeparametere for kvikkleire.



Figur 2.14 Treaksforsøk på kvikkleire og sprøbruddmaterialer. Punkt for 0,5% tøyning er vist, da det er dette punktet som er brukt for generell tolkning av styrkeparametere for materialer med sprøbruddegenskaper. Prøvene er alle de som er markert som kvikkleire eller sprøbruddmateriale på bakgrunn av rutineforsøk.

2.5 Direkte skjærforsøk

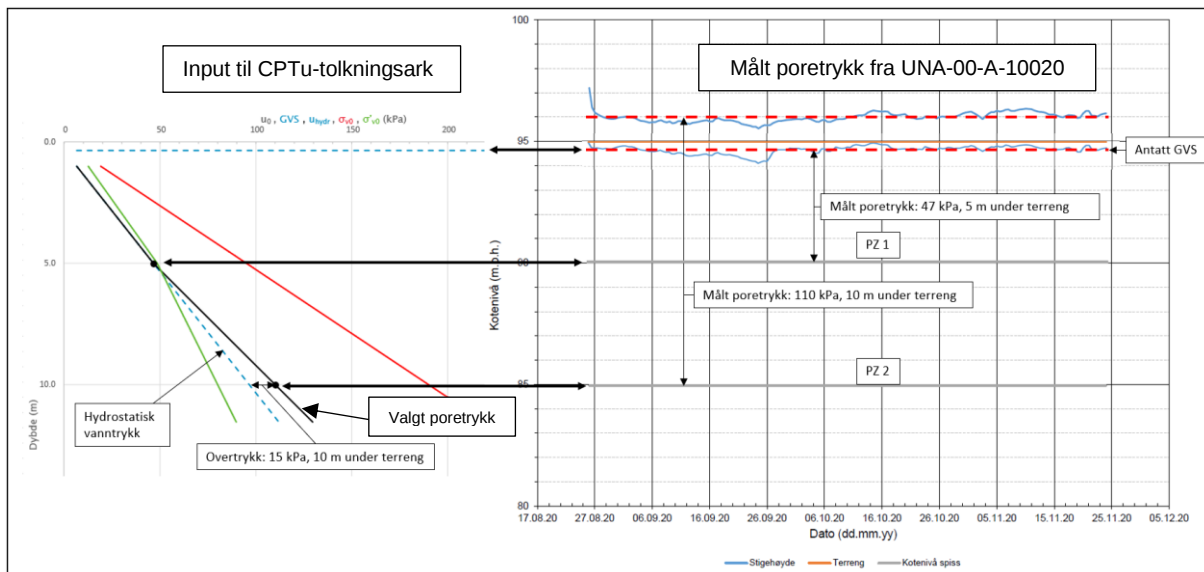
Det er ikke utført eller planlagt med direkte skjærforsøk. Viser til kap. 2.8 og NIFS rapport 14/2014 [12].

2.6 CPTu forsøk

Tolkning av CPTu forsøk er utført i Statens Vegvesen sitt CPT-verktøy «[CPTu v.2020.01](#)». I de følgende delkapitlene beskrives de prinsippene som benyttes ved tolkning av styrke- og stivhetsegenskapene. Anvendte prinsipper tar utgangspunkt i NIFS rapport 2014/77 [13].

2.6.1 Vanntrykk

Vanntrykk/poretrykk vurderes med grunnlag i poretrykksmålere plassert i utvalgte borepunkter. Figur 2.15 viser tolkningsprinsippet som har blitt brukt ved fastsettelse av poretryksprofil i dybden basert på resultater fra poretrykksmålere. De fleste poretrykksmålerne er plassert lavt i terrenget og i bunnen av en skråning. I toppen av skråninger eller generelt høytliggende områder har det blitt antatt en grunnvannstand på 1 meter under terreng med hydrostatisk trykkfordeling i dybden. I midten av skråninger har det blitt antatt en grunnvannstand mellom 1 meter under terreng og målt grunnvannstand fra en nærliggende poretrykksmåler.



Figur 2.15 Eksempel på hvordan data fra to poretrykksmålere fra samme borpunkt har blitt benyttet i tolkningen av CPTu. Borpunkt A246 blir brukt som eksempel.

2.6.2 Overkonsolideringsgrad og forkonsolideringsspenning

Ved tolkning av overkonsolideringsgraden fra CPTu benyttes i utgangspunktet en metode med basis i Q_t (Karlsrud et al 2005):

$OCR = (Q_t/A)^B$		
S_t	A	B
> 15	2	1,11
≤ 15	3	1,20

Med grunnlag i resultater fra ødometerforsøk og bestemmelse av effektiv vertikalspenning kan justering av CPTu tolkning bli gjennomført som grunnlag for bestemmelse av OCR-profil.

2.6.3 Udrenert skjærfasthet

Udrenert skjærfasthet tolkes med grunnlag i CPTu-data og laboratorieresultater i samme plott.

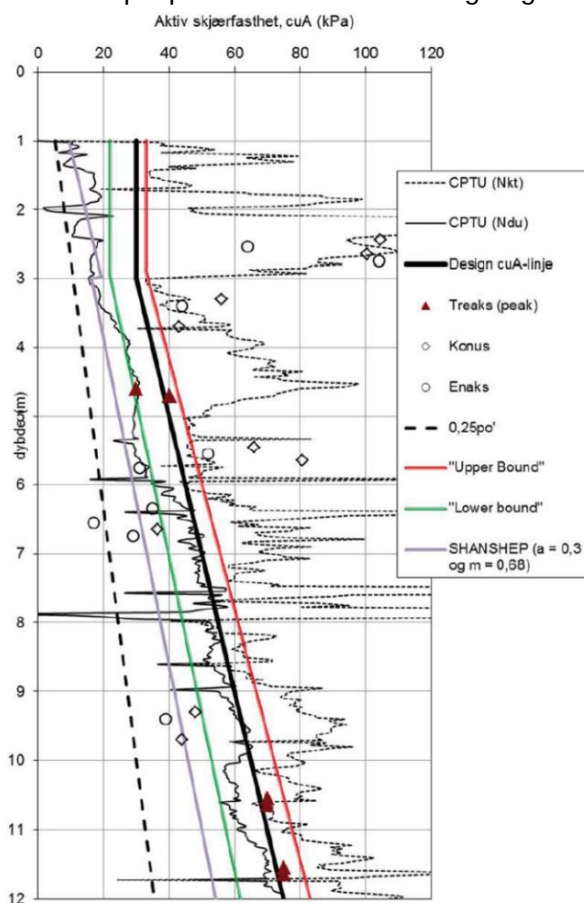
I hovedsak benyttes Karlsrud et al 2005 og Lunne et al 1997:

Karlsrud et al 2005				
$N_{kt} \text{ og } N_{\Delta u} = A + B \cdot \log(OCR) + C \cdot I_p$ og $N_{ke} = A - B \cdot B_q$				
	S_t	A	B	C
Nkt.K	>15	8,5	2,5	0,000
	≤15	7,8	2,5	0,082
Nke.K	>15	12,5	11,0	
	≤15	11,5	9,05	
$N_{\Delta u}$.K	>15	9,8	4,5	0,00
	≤15	6,9	4,0	0,07

Lunde et al 1997		
$N_{kt}=A \cdot B \cdot B_q$; $N_{ke}=A \cdot B \cdot B_q$; $N_{\Delta u}=A+B \cdot B_q$		
	A	B
$N_{kt.L}$	19,0	12,5
$N_{ke.L}$	16,0	14,5
$N_{\Delta u.L}$	1,0	9,0

I videre tolkning sammenstilles CPTu profiler med udrenert skjærstyrke bestemt fra treksialforsøk, enaks og fra konus, samt SHANSEP og $0,25\sigma'_z$ i et c_{ua} -profil. Vesentlig er at det i denne sammenstilling benyttes verdier fra treks bestemt fra maksimal mobilisert skjærstyrke.

Et eksempel på en slik sammenstilling er gitt i Figur 2.16.



Figur 2.16 Eksempel på tolkning av CPTu, c_{uA} -profil fra NIFS rapport 2014-77 [13].

2.6.4 Effektive styrkeparametere

CPTu brukes ikke til å fastlegge drenerte parametere. Det vises til treksforsøk.

2.6.5 Stivhetsmodul

Metode for bestemmelse av stivhetsmodul fra CPTu gjennomføres med grunnlag i om det er sand, silt eller leire og om det er normalkonsolidert leire eller overkonsolidert leire.

Bestemmelse av stivhetsprofil skjer med grunnlag i følgende metoder for leire og siltige avsetninger, og med støtte i laborieforsøk der det foreligger. M modul fra ødometerforsøk er gjengitt på CPTu-profilene i vedlegg A.

Det benyttes metoder som gjengitt i Tabell 2.4

Tabell 2.4 Metoder for tolkning av stivhetsmodul.

Leire			
Senneset et al. 1989			
$M_x = m_x \cdot q_n$			
Mi-OC	m_i	10	$\sigma' < \sigma'_c$
Mn -NC	m_n	6	$\sigma' \sim \sigma'_c$
Siltig sand og silt			
Sandven 1990			
$M = m_s \cdot (q_n \cdot q_a)^{0,5}$			
	m_s	30	
Sand og silt			
Stordal 2005			
$M = m_s \cdot (\sigma'_{v0} \cdot q_a)^{0,5}$			
	m_s	150	

2.6.6 NIFS metode for påvisning av mulige sprøbruddmateriale

I henhold til NIFS rapport 126/2015 kap. 3.2 [14], skal B_{q1} - N_{mc} tolkning være en egnet metode for detektering av sprøbruddmateriale. Det bemerkes, at skalaen som NIFS 2015 benytter er følgende:

- Sannsynlig kvikkleire
- Mulig sprøbruddmateriale
- Outside model: Det vil si massene som ikke klassifiserer innenfor grensene for «mulig sprøbruddmateriale» eller «sannsynlig kvikkleire». Eller sagt på en annen måte: Massene er mest sannsynlig ikke sprøbruddmateriale.

Det bemerkes, at vannspeil, tyngdetetthet og OCR alle er parametere som påvirker tolkningen av CPTu sonderingene i henhold til anvendte NIFS metode. Det må forventes at tolkningene av CPTu sonderingene kan endres noe dersom kunnskap om parameterne blir bedre.

Resultater av trecks, enaks- og konus-forsøk viser rimelig god overensstemmelse med NIFS tolkningen av CPTu-data.

NIFS-tolkning fremgår av vedlegg B i UNA-00-A-10021 [2].

2.7 Sammenstilling av felt- og lab. resultater

I det følgende kommenteres kort på de enkelte figurene i vedlegg F (F1, F2, [...]) refererer til de enkelte sidetall i vedlegg F). Områdeinndeling i henhold til kap 0.

F1 viser hvordan målt naturlig vanninnhold (w) varierer med dybden for de ulike delområdene. Se også kapittel 2.2.

F2 viser $w_L - w$ for hele prosjektområdet. Se også kapittel 2.2.

F3 og F4 viser påvist udrenert skjærstyrke ved henholdsvis enaks og konus for hele prosjektområdet. F4 viser bare x-akse i intervallet 0-100 kPa.

F5 viser tolket forkonsolideringsspenning (p'_c) for hele prosjektområdet. Tolkningene baserer seg på Karlsrud metoden, som beskrevet i kap. 2.3.1. Generelt viser resultatene at forkonsolideringsspenningen øker med dybden. Det er stor usikkerhet i de øvre lagene.

F6 viser tolkede verdier av OCR for hele prosjektområdet. Tolkningene baserer seg på prinsippene beskrevet i kap. 2.3.4. Det bemerkes at det er ganske stor usikkerhet forbundet med fastlegging av p'_c , særlig på grunn av usikkerhet omkring grunnvannsnivå. Uansett likner det, at OCR i all hovedsak varierer mellom 1 – 2 med unntak av de øvre lagene av tørrskorpeleire. F6 viser tolkningen hvor OCR er bestemt ut fra minste og største estimat. F7 viser et simplere plott med OCR mot dybden oppdelt på områdene. Her er vist OCR basert på det lave estimat av OCR.

F8 og F9 viser variasjonen av de tolkede verdier av stivhetsmodulene M og m med dybden. F10 viser m mot vanninnhold, og er sammenstilt med trendlinjer som er utledet av Karlsrud og Hernandez-Martinez (2013).

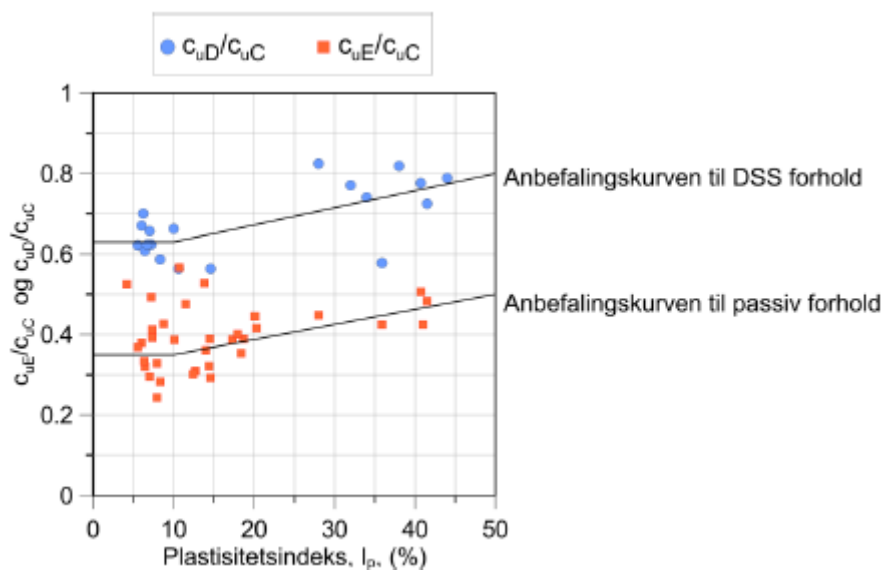
2.8 Fastlegging av ADP-faktorer

Dette kapittel anvender i samsvar med NIFS rapportene sin terminologi den engelske notasjonen for hhv. aktiv, direkte og passiv skjærstyrke, slik at $C_{uC} = S_{uA}$, $C_{uD} = S_{uD}$ og $C_{uE} = S_{uP}$.

ADP-faktorer fastlegges i henhold til de omforente anbefalingene gitt i kap. 4 i NIFS rapport 14/2014 [12].

Det er utført en stor mengde felt- og lab. arbeider med tanke på å oppnå en nøyte fastlegging av C_{uC} og I_p . Det har i dette prosjektet ikke blitt utført passive treaksialforsøk eller direkte skjærforsøk.

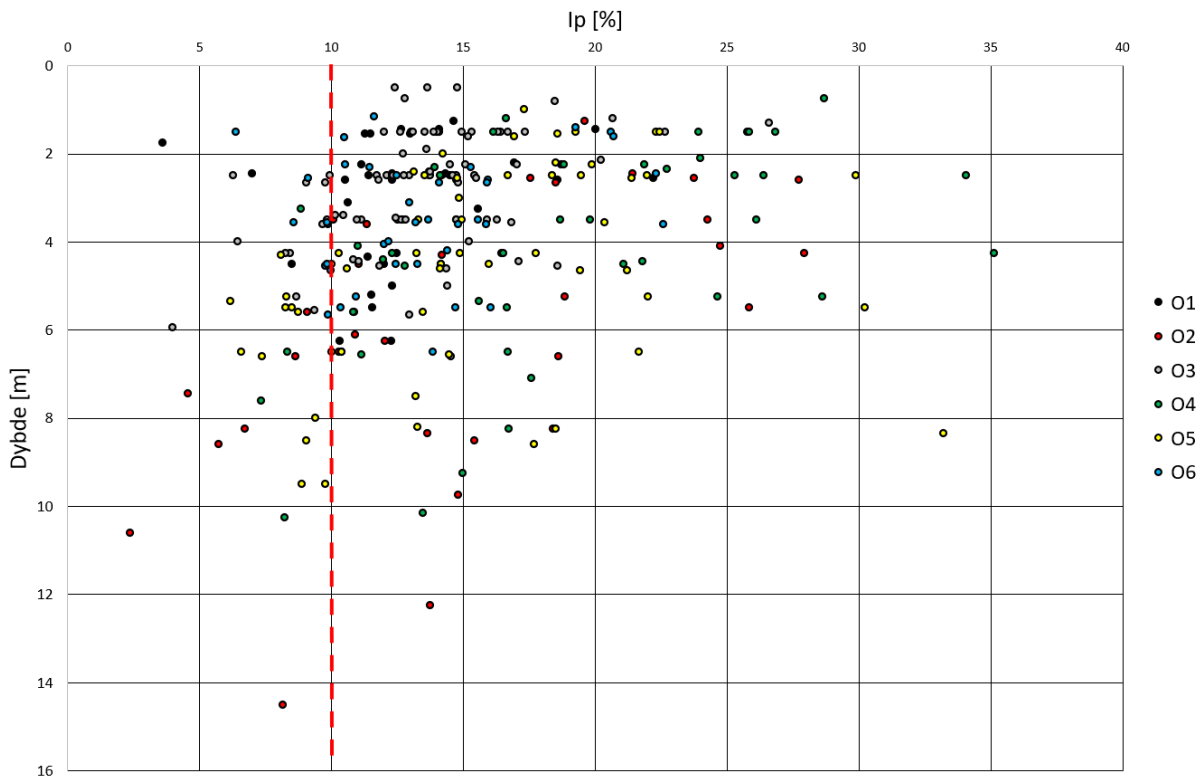
Viser til utklipp av NIFS rapport 14/2014 [12] i Figur 2.17 og Figur 2.18 der metoden for å bestemme ADP-faktorer med utgangspunkt I_p er gjengitt. Figur 2.19 viser målt I_p mot dybde.



Figur 2.17 Utklipp av figur 4 i NIFS rapport 14/2014 [12]

I_p	c_{uD}/c_{uC}	c_{uE}/c_{uC}
$I_p \leq 10 \%$	0,63	0,35
$I_p > 10 \%$	$0,63 + 0,00425 * (I_p - 10)$	$0,35 + 0,00375 * (I_p - 10)$

Figur 2.18 Utklipp av tabell 1 i NIFS rapport 14/2014 [12]. OBS!: I_p er i % i formlene



Figur 2.19 Plott av I_p mot dyden.

Majoriteten av leirene som har blitt tatt prøve av har blitt målt til å ha en I_p i området 5-20%. Med basis i ovenstående korrelasjoner og utførte lab. arbeider (fastlagt I_p) vil det videre i prosjektet bli benyttet følgende ADP-faktorer:

$$c_{uD}/c_{uC} = 0,63$$

$$c_{uE}/c_{uC} = 0,35$$

Det bemerkes, at det videre frem i prosjektet kan være et optimaliseringspotensiale i å differensiere ADP-faktorer mellom ulike masser og delområder.

2.9 Materialparametere for løsmasser

Valg av materialparametere er basert på resultater av rutineforsøk og avanserte laboratorietester utført på poseprøver og Ø54 sylindereprøver. I tillegg er det benyttet informasjon fra utførte CPTu sonderinger.

I det omfang parametere ikke har blitt fastlagt i felt eller laboratoriet er det benyttet erfaringsparametere i henhold til Statens vegvesen håndbok V220 [10].

Viser til kap. 2.3.3 for informasjon om stivhetsparametere for naturlige masser.

2.9.1 Styrkeparametere for stabilitetsberegninger

Naturlige masser

Viser til vedlegg A for valg av udrenerte styrkeparametere. Designprofilene i vedlegg A er basert på data fra bl.a. treks, CPTu, erfaringsverdier og konus/enaks prioritert i nevnt rekkefølge og fastlagt i henhold til anbefalingene gitt i NVE rapport 77/2014 [15]. Tolkingsmetoder er beskrevet nærmere i kapittel 2.3 til 2.6. Det benyttes totalsondering til tolkning av avsetninger der det ikke er noe penetrasjon med CPTu.

Tabell 2.5 viser de drenerte styrkeparametere som har blitt benyttet i stabilitetsberegningene for naturlige masser. Figur 2.12 viser resultatene av treksforsøk på tørrskorpe, og indikerer at de styrkeparametere som har blitt benyttet i stabilitetsberegningene ser ut til å være konservative.

Tabell 2.5 Drenerte styrkeparametere for ulike intakte masser.

Beskrivelse	Tyngde-tetthet γ/γ'	Attraksjon a'	Friksjons- vinkel ϕ'	Udrenert skjær- styrke s_u
[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]
TØRRSKORPE, intakt*	19/9	0	30	-
Morene	20/10	16	32	-
Sand	18/8	0	36	-
<i>Merknader</i> *Parametere i henhold til kap. 5.3.2 i NVE 1/2019 [11]. Verdiene anses som værende konservative og tar høyde for eksempelvis oppsprekking i tørrskorpelaget				

Tilførte masser

Tabell 2.6 viser anvendte parametere for tilførte masser i henhold til erfaringsparametere fra håndbok V220, ref. [10].

Tabell 2.6 Styrkeparametere for ulike tilførte masser.

Beskrivelse	Tyngde-tetthet γ/γ'	Attraksjon a'	Friksjons- vinkel ϕ'	Udrenert skjær- styrke s_u
[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]
SPRENGSTEIN, ukomprimert*	15/7	0	33	-
SPRENGSTEIN	19/9	0	42	-
<i>Merknader</i> *Parametere er antatt med henblikk på forsiktig vurdering av stabilitetsforholdet i den midlertidige situasjon innen massene har blitt komprimert				

2.9.2 Bruddmekanisme

Sprø

Det vil bli benyttet sprø bruddmekanisme i alle tilfeller der det inngår masser med sprøbruddsegenskaper i hele eller deler av den kritiske bruddflate.

I denne sammenheng vil alle masser som faller innenfor NVE [11] sine kriterier for sprøbruddmateriale samt kvikkleire bli betraktet som masser med sprø bruddsegenskaper.

For brudd i delvis kalk-sement stabiliserte masser forutsettes fortsatt sprø bruddmekanisme.

Seig

For brudd som går i sprengstein eller tørrskorpeleire vil seig bruddmekanisme bli benyttet. Dersom en bruddfigur f.eks. går både i tørrskorpeleire og sprøbruddmateriale vil krav til materialfaktor bli satt basert på sprø bruddmekanisme og relevant konsekvensklasse.

Nøytral

Det vil bli benyttet nøytral bruddmekanisme i alle tilfeller som faller utenfor kravene for sprø og seig bruddmekanisme beskrevet over.

Det vurderes at de mest relevante bruddmekanismer i prosjektet er sprø og nøytral.

Det er vesentlig å ha kontroll på type bruddmekanisme siden dette har innvirkning på krav til materialfaktor. Se nærmere beskrivelse i kap. 3.2.3 i UNA-00-A-10025 [1].

2.9.3 Deformasjonsparametere for setningsberegninger

Viser til kap. 2.3.3 og vedlegg B for deformasjonsparametere som har blitt brukt i forbindelse med setningsberegninger og tolkning av enkeltforsøk.

2.9.4 Telefarlighet

Tabell 2.7 gir en samlet oversikt over telefarligheten og prøvebeskrivelser som er kartlagt i forbindelse med grunnundersøkelsene i prosjektområdet.

Det anbefales å dimensjonere sporunderbygning og veger for telefarlighetsklasse T4 (meget telefarlig). Viser til egen rapport på dimensjonering av sporunderbygning UNA-00-A-10050 [16].

Tabell 2.7 Telefarlighet for sedimenter i prosjektområdet (basert på kornfordelingstester).

Borhull ID	Dybde [m]	Prøvebeskrivelse	Telefarlighet
104	2,3 - 3,2	Leire, siltig, sandig	T4
104	3,2 - 4,0	Leire, siltig, sandig	T4
212	4,0 - 4,7	Leire	T4
A106	1,0 - 2,0	Leire	T4
A117	2,0 - 3,0	Leire	T4
A120	0,5 - 1,5	Leire	T4
A120	1,5 - 2,5	Leire	T4
A158	1,0 - 2,0	Leire	T4
A173	2,0 - 3,0	Leire	T4
A173	4,0 - 4,5	Sandig, siltig, leirig materiale	T3
A179	1,0 - 2,0	Leire	T4
A179	2,0 - 2,5	Sandig, siltig, leirig	T4
A185	1,0 - 2,0	Leire	T4
A191	1,0 - 2,0	Leire	T4
A193	1,0 - 1,4	Leire	T4
A193	1,4 - 2,0	Leire, siltig, sandig	T4
A195	1,0 - 2,0	Leire	T4
A197	2,0 - 2,7	Leire	T4
A197	4,0 - 4,7	Leire	T4

...tabellen fortsetter på neste side

Borhull ID	Dybde [m]	Prøvebeskrivelse	Telefarlighet
A200	1,0 - 2,0	Leire	T3
A208	2,0 - 2,7	Leire	T3
A208	5,0 - 5,7	Leire	T4
A214	1,0 - 2,0	Leire	T4
A214	2,0 - 3,0	Leire, siltig	T4
A223	5,0 - 5,7	Leire, siltig	T4
A227	2,0 - 2,7	Leire	T3
A229	6,0 - 6,7	Leire	T3
A231	4,0 - 4,6	Leire, siltig	T4
A234	8,0 - 8,7	Leire	T4
A241	10,0 - 10,7	Leire	T4
A244	1,1 - 1,3	Leire	T3
A244	3,0 - 3,6	Leire	T4
A246	4,0 - 4,7	Leire	T3
A246	8,0 - 8,7	Leire	T4
A248	3,0 - 4,0	Leire, siltig, sandig	T4
A248	4,0 - 4,7	Leire, siltig	T4
A269	1,5 - 2,5	Leire, siltig, sandig	T4
A278	2,0 - 3,0	Leire, siltig	T4
A286	3,5 - 4,5	Leire	T4
A286	4,5 - 5,5	Leire	T4
A291	2,0 - 3,0	Leire	T4
A299	1,0 - 2,0	Leire	T4
A299	3,0 - 4,0	Leire	T4
A308	3,0 - 4,0	Leire	T4
A308	4,0 - 5,0	Leire	T4
A317	2,0 - 3,0	Leire	T4
A317	4,0 - 5,0	Leire	T4
A321	4,0 - 4,7	Leire	T4
A324	4,0 - 4,7	Leire, siltig	T4
A346	1,0 - 1,3	Leire	T4
A350	5,0 - 5,7	Leire	T4
A362	2,0 - 3,0	Leire	T4
A367	1,0 - 2,0	Leire	T3
A383	2,0 - 2,7	Leire	T3
A383	5,0 - 5,7	Leire	T4
A387	2,0 - 2,7	Leire	T3
A387	4,0 - 4,7	Leire	T3
A387	7,0 - 7,7	Leire	T3
A394	1,0 - 2,0	Leire	T3
A394	3,0 - 4,0	Leire	T3
A402	6,0 - 7,0	Leire, grusig, sandig, siltig	T4

...tabellen fortsetter på neste side

Borhull ID	Dybde [m]	Prøvebeskrivelse	Telefarlighet
A402	8,3 - 8,7	Leire, siltig, sandig	T4
A408	6,0 - 6,7	Leire	T4
A410	0,5 - 1,0	Leire	T4
A410	1,0 - 2,0	Leire	T4
A422	3,0 - 4,0	Leire	T4
A425	2,0 - 2,7	Leire	T3
A425	6,0 - 6,7	Leire, siltig, sandig	T4
A430	3,0 - 4,0	Leire	T4
A430	6,0 - 7,0	Leire, siltig, sandig	T4
A436	4,0 - 4,7	Kvikkleire	T3
A436	8,0 - 8,7	Leire	T4
A439	2,0 - 2,7	Leire	T4
A444	1,0 - 1,5	Leire	T3
A448	2,0 - 2,6	Leire	T3
A448	4,0 - 4,7	Leire	T4
A451	4,0 - 4,7	Leire	T4
A451	7,5 - 8,2	Leire	T4
A456	3,0 - 3,7	Leire	T3
A456	8,0 - 8,7	Leire	T4
A463	4,0 - 4,7	Leire	T4
A468	6,0 - 6,7	Leire	T3
A468	8,0 - 8,7	Leire	T3
A470	2,0 - 2,7	Leire	T3
A470	8,0 - 8,7	Leire	T4
A471	2,0 - 2,7	Leire	T3
A471	8,0 - 8,6	Leire	T4
A473	5,0 - 5,7	Leire	T3
A473	8,0 - 8,7	Leire	T3
A478	4,0 - 4,7	Leire	T3
A478	9,0 - 9,7	Leire	T4
A479	2,0 - 2,7	Leire	T3
A479	4,0 - 4,7	Leire, siltig	T4
A482	1,0 - 1,6	Leire, siltig	T4
A482	4,0 - 4,7	Leire	T3
A1003	2,0 - 3,0	Leire, siltig, sandig	T4
A1007	1,0 - 1,6	Leire	T4
A1007	2,5 - 2,9	Leire	T4
A1117	4,0 - 4,7	Leire, siltig	T4
A1131	2,0 - 2,8	Leire	T3
A1131	6,0 - 6,8	Leire	T4
A1133	4,0 - 4,7	Leire	T3
A1133	5,0 - 5,7	Leire	T4

...tabellen fortsetter på neste side

Borhull ID	Dybde [m]	Prøvebeskrivelse	Telefarlighet
A1134	2,0 - 3,0	Leire	T4
A1135	3,0 - 4,0	Sandig, siltig, grusig, leirig materiale	T4
E100	0,5 - 1,5	Leire	T4
E115	2,0 - 2,7	Leire	T3
E115	6,0 - 6,7	Leire	T4
E122	0,0 - 1,0	Sandig, grusig, siltig materiale	T3
E122	2,0 - 3,0	Leire	T4
H103	0,5 - 1,0	Leire, siltig	T4
H112	3,0 - 4,0	Leire, siltig	T4
H113	3,0 - 3,7	Leire	T4
H113	4,0 - 4,7	Leire	T4
H113	5,0 - 5,7	Leire	T3
H113-1	4,0 - 4,7	Leire	T3
H137	0,0 - 1,0	Leire	T4
H137	2,0 - 3,0	Leire	T4
H139	1,0 - 2,0	Leire	T4
H139	2,0 - 3,0	Leire	T4
H148	0,5 - 1,0	Leire	T4
H154	0,0 - 1,0	Leire, siltig, sandig	T4
H154	1,0 - 2,0	Leire	T4
H157	1,0 - 2,0	Leire	T4
H157	2,0 - 3,0	Leire, siltig	T4
H172	1,0 - 2,0	Leire	T4
H172	4,5 - 5,2	Leire	T4
H174	1,0 - 2,0	Leire	T4
H174	2,0 - 2,5	Leire	T4
H176	2,0 - 2,6	Leire	T4
H176	3,0 - 4,0	Leire	T4
H178	1,0 - 1,4	Leire	T3
H178	4,0 - 4,7	Leire	T3
H183	2,1 - 2,6	Leire	T4
H183	5,0 - 5,6	Leire	T4
H187	1,0 - 1,5	Leire	T3
H187	4,0 - 4,7	Leire	T4
H189	2,0 - 3,0	Leire	T4
H190	1,0 - 2,0	Leire	T3
H190	4,0 - 5,0	Siltig, sandig, leirig materiale	T4
H192	1,0 - 2,0	Leire	T4
H192	3,0 - 3,5	Leire	T4
H194	1,0 - 2,0	Leire	T3
H194	4,0 - 4,8	Leire	T4
H197	1,0 - 2,0	Leire	T3

...tabellen fortsetter på neste side

Borhull ID	Dybde [m]	Prøvebeskrivelse	Telefarlighet
H197	3,0 - 4,0	Leire	T4
H216	1,5 - 2,3	Leire	T4
H216	2,3 - 3,0	Leire, siltig, sandig	T4
H217	2,0 - 2,8	Leire	T4
H219	3,0 - 4,0	Leire	T4
H224	1,0 - 2,2	Leire	T4
H224	3,1 - 4,0	Sandig, siltig, leirig materiale	T4
H224	4,0 - 5,0	Sandig, siltig, leirig materiale	T4
H226	2,0 - 3,0	Sandig, siltig, leirig materiale	T4
H228	2,0 - 4,0	Sandig, siltig materiale	T3
H232	4,0 - 5,0	Sand, grusig	T2
H233	2,0 - 2,7	Leire	T4
H233	4,0 - 4,5	Leire, siltig	T4
H233	5,5 - 6,0	Leire, siltig	T4
H234	3,3 - 4,0	Sandig, siltig, leirig materiale	T4
H239	2,0 - 2,8	Leire	T4
H239	2,8 - 4,0	Leire, siltig, sandig	T4
H242	3,0 - 3,8	Leire	T4
H242	4,0 - 5,0	Siltig, sandig, leirig materiale	T4
H243	1,0 - 2,0	Leire	T3
H243	3,0 - 4,0	Leire	T4
H246	2,0 - 2,4	Leire	T4
H246	4,0 - 4,7	Leire, siltig, sandig	T4
H248	2,0 - 2,5	Leire	T3
H248	5,0 - 5,8	Leire	T4
H251	2,0 - 2,03	Leire	T4
H251	2,03 - 2,14	Sandig, siltig, leirig materiale	T4
H253	1,0 - 1,2	Leire	T4
H253	4,0 - 4,7	Leire, siltig	T4
H262	3,3 - 3,7	Leire	T3
H268	2,0 - 2,4	Sand, siltig, leirig	T4
H268	2,4 - 2,62	Leire	T4
H268	4,0 - 4,7	Leire	T4
H269	3,0 - 3,6	Leire	T4
H276	2,0 - 2,6	Leire	T4
H276	3,0 - 3,6	Leire	T4
H281	3,0 - 3,7	Leire	T4
H283	3,0 - 3,7	Leire	T3
H283	6,0 - 7,0	Leire	T4
H287	1,0 - 1,6	Leire	T4
H291	1,0 - 2,0	Leire	T3
H291	4,0 - 5,0	Leire	T4

...tabellen fortsetter på neste side

Borhull ID	Dybde [m]	Prøvebeskrivelse	Telefarlighet
H293	2,0 - 3,0	Sandig, siltig, leirig materiale	T3
H295	2,0 - 2,35	Sand	T2
H295	2,35 - 2,7	Leire	T3
H295	4,0 - 4,7	Leire	T4
H297	1,0 - 1,7	Leire	T3
H297	3,0 - 3,1	Leire	T4
H297	4,0 - 5,0	Leire	T4
H309	1,2 - 1,7	Leire	T4
H309	2,0 - 2,3	Leire	T4
H310	1,2 - 2,0	Leire	T3
H310	3,5 - 4,5	Leire	T4
H311	1,0 - 2,0	Leire, siltig, sandig	T4
H311	2,0 - 3,0	Siltig, sandig, leirig materiale	T4
H1300	2,0 - 3,0	Leire	T4
H1300	3,0 - 4,0	Leire, siltig	T4
H1302	3,0 - 3,7	Leire	T3
H1302	12,0 - 12,7	Leire	T4
H1307	6,0 - 6,7	Leire	T4
H1308	3,0 - 3,7	Leire	T4
H1310	2,0 - 3,0	Leire	T4
H1314	8,0 - 8,8	Leire	T3
H1315	3,0 - 4,0	Leire	T3
H1315	5,0 - 6,0	Leire	T4
H1316	5,0 - 5,7	Leire	T4
H1320	3,0 - 3,7	Leire	T4
H1320	4,0 - 4,7	Leire	T4
H1321	3,0 - 3,7	Leire	T4
H1321	4,0 - 4,5	Leire	T4

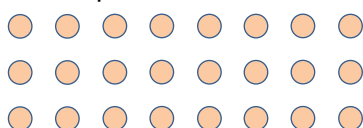
...tabell slutt!

2.10 Materialparametere for kalksementpeler

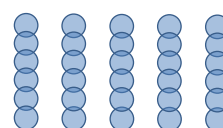
2.10.1 Pelekombinasjoner

For å fastlegge styrkeparametere for stabilitetsberegninger og deformasjonsparametere for setningsberegninger i henhold til metodene beskrevet i NGF ref. [17] er det viktig å fastlegge dekningsandelen. Dekningsandelen, a , er avhengig av pelediameter og valgt pelekombinasjon. I denne rapporten er det tatt utgangspunkt i enkelt peler satt i firkant mønster samt enkle ribber.

Enkelt peler, firkant mønster



Enkle ribber



Figur 2.20 Prinsippskisse for ulike pelekombinasjoner, plan

Tabell 2.8 viser sammenhengen mellom valgt pelemønster, pelediameter, pelenes senteravstand og den resulterende dekningsandelen, a. Beregnede dekningsandeler i Tabell 2.8 i henhold til kap. 4.1 i NGF ref. [17].

Tabell 2.8 Resulterende dekningsandel ved ulike pelemønstre

Dekningsandel**	Pelediameter	Pelenes senteravstand	Senteravstand mellom ribber
[-]	[m]	[m]	[m]
Enkelt peler, firkant mønster			
0,25	0,8	1,42	-
0,30	0,8	1,29	-
0,35	0,8	1,20	-
0,40	0,8	1,12	-
0,45	0,8	1,06	-
0,50	0,8	1,00	-
Enkle ribber*			
0,18	0,8	0,65	3,00
0,25	0,8	0,65	2,72
0,30	0,8	0,65	2,27
0,34	0,8	0,65	2,00
0,40	0,8	0,65	1,70
0,45	0,8	0,65	1,51
0,50	0,8	0,65	1,36

Merknader

* For enkle ribber tilsvare «pelenes senteravstand» senteravstanden mellom peler på langs av ribbene

** Pelenes andel av overflaten

2.10.2 Styrkeparametere

Den udrenerte skjærfastheten i pelene, τ_p , settes lik angitt styrketaket for ulike pelekombinasjoner angitt i figur 1-7-11 i V221, ref. [18]. NGF [17] omtaler ikke styrketak.

Dette tilsvare τ_p lik 100 kPa for enkelt peler og τ_p lik 150 kPa for enkle ribber. For ribbene forutsetter dette en senteravstand på 0,65 m (0,15 m overlapp) ved 0,8 m pelediameter.

Det har blitt utført laboratorietester med kalksementstabilisering av bløte leirer. Tre ulike blandinger har blitt testet (50, 80, og 100 kg/m³) og prøvene har blitt testet etter 7 og 28 dagers herdetid. Alle forsøkene med blanding på enten 80 eller 100 kg/m³ og 28 dagers herdetid hadde en $S_u > 200$ kPa. Laveste målte S_u på stabilisert materiale var på 47,7 kPa. Blandingen på denne prøven var på 50 kg/m³ og styrken ble testet etter 7 dager. Det henvises til UNA-00-A-10020 [19] for mer informasjon om utførte laboratorieforsøk på kalksementstabilisert leire.

Jevnfør kap. 13.1.3 i det svenske Trafikverkets tekniske råd for geokonstruksjoner, ref. [20], reduseres den udrenerte skjærfastheten i de øverste 2 m av pelene til 20 kPa (målt fra terreng).

Middels skjærfasthet til det kalk-sement stabiliserte volum beregnes jevnfør formlene i kap.1.4 i NGF ref. [17].

Middels skjærfasthet til det stabiliserte jordvolumet for en rekke ulike kombinasjoner av pelemønster, dekningsgrad samt skjærfastheten til de intakte massene mellom pelene (omkringliggende jord) fremgår i vedlegg G. Viser øvrig til Tabell 2.8 for sammenheng mellom dekningsgrad og avstand mellom pelene.

Samtlige beregninger baserer seg på pelediameter Ø800.

2.10.3 Deformasjonsparametere

Statens vegvesen sine håndbøker [10] [18], NGF veileder [17] og Bane NOR sitt tekniske regelverk [21] inneholder ikke retningslinjer for valg av deformasjonsmodul for kalksementpeler.

Det finnes i litteraturen en rekke ulike empiriske metoder for å vurdere elastisitetsmodulen av kalksementpeler. I det følgende redegjøres det kort for en rekke av metodene.

Videre i prosjektet benyttes metode 2 slik den er beskrevet i ref. [20] av det svenske Trafikverket. Metoden resulterer i beregnede elastisitetsmoduler for kalk-sement pelene på inntil 39,4 MPa.

Metode 1: Norcem notat, ref. [22]

$$M_{kalkpel} = 50 - 100 \cdot S_u$$

$$M_{kalksementpel} = 50 - 150 \cdot S_u$$

Der S_u er skjærfasthet av pelen og angitte faktorer er intervaller.

Metode 2: Trafikverkets tekniske råd for geokonstruksjoner, ref. [20]

$$E_{pel} = 13 \cdot c_{krit}^{1.6}$$

Der «13» og «1.6» er empiriske faktorer og c_{krit} tilsvarer σ_{kryp} beskrevet i kap. 1.7.3.6 i V221, ref. [18]. Metoden forutsetter en øvre grense av c_{krit} på 150 kPa.

Metode 3: Larsson R, Rapport 17, ref. [23]

Krypspänning, $\sigma_{kryp,pel}$ kPa			
50	100	150	≥ 300
$E_{k,pel} = 50 \cdot \sigma_{kryp,pel}$	$E_{k,pel} = 100 \cdot \sigma_{kryp,pel}$	$E_{k,pel} = 150 \cdot \sigma_{kryp,pel}$	$E_{k,pel} = 200 \cdot \sigma_{kryp,pel}$

Figur 2.21 Utklipp av tabell 4.1 i ref. [23]

Der «50», «100», «150» og «200» er empiriske faktorer og $\sigma_{kryp,pel}$ tilsvarer σ_{kryp} beskrevet i kap. 1.7.3.6 i V221, ref. [18]. Metoden forutsetter at pelene ikke utnyttes mer enn 75% av kryplasten.

Metode 4: SGF-R2000:2, ref. [24]

Pelartyp	Gy, leGy	Jordart Gy Le, SuLe	Le	siLe
Kalkpelare	-	$E_k = 50 \cdot \sigma_{kryp}$	$E_k = 150 \cdot \sigma_{kryp}$	$E_k = 150 \cdot \sigma_{kryp}$
Kalksementpelare	$E_k = 50 \cdot \sigma_{kryp}$	$E_k = 100 \cdot \sigma_{kryp}$	$E_k = 150 \cdot \sigma_{kryp}$	$E_k = 200 \cdot \sigma_{kryp}$

Figur 2.22 Utklipp av tabell 3.1 i ref. [24]

Der «50», «100», «150» og «200» er empiriske faktorer og σ_{kryp} tilsvarer σ_{kryp} beskrevet i kap. 1.7.3.6 i V221, ref. [18]. Metoden forutsetter at pelene ikke utnyttes mer enn 75% av kryplasten.

Jordartforkortelsene gjelder som følgende iht. SGF-R2016:1:

Hovedfraksjon		Underfraksjon	
Gy	Gyttje	le	Leirig
Le	Leire	si	Siltig
Su	Sulfidjord		

2.10.4 Konsolideringskoeffisient permeabilitet

Konsolideringskoeffisienten for horisontal strømnings, c_{vh} , settes jf. forklaring til ligning (4.10) i SGF-R2000:2, ref. [24], lik:

$$c_{vh} = c_{vv} \cdot 2$$

Der c_{vv} er konsolideringskoeffisienten for vertikal strømnings.

Konsolideringskoeffisientene for setningsberegninger i det kalk-sement stabiliserte volum skal jevnfør SGF tilsvare konsolideringskoeffisienten i den ustabiliserte leire.

Anvendte verdier av den horisontale konsolideringskoeffisienten for setningsberegningene tilsvarer vertikale tolkede konsolideringskoeffisienter fra de utførte ødometerforsøk ved de relevante spenningsnivåer ganget med 2.

Kap. 3.3.5 i SGF-R2000:2, ref. [24], angir at permeabiliteten i den kalksementstabiliserte leiren erfaringsmessig vil bli 200-600 ganger permeabiliteten i den ustabiliserte leiren. I dette prosjektet settes permeabiliteten i den kalksementstabiliserte leiren lik 200 ganger permeabiliteten i den ustabiliserte leiren. Dette med hensyn på å ikke underestimere setningenes tidsforløp.

2.11 Materialparametere for ulike typer lettfyll

I Tabell 2.9 er det oppsummert en rekke data for ulike typer lettfyll. Opplysningene er i all hovedsak basert på SVV håndbok V221, ref. [18].

Det bemerkes at angitt beregningsmessig tyngdetetthet alene er gjeldende over høyeste grunnvannstand.

Tabell 2.9 Materialeparametere for ulike typer lettfyll

Beskrivelse	Beregningsmessig tyngdetetthet over høyeste grunnvannstand*** γ/γ'	Attraksjon a'	Friksjonsvinkel ϕ'	Udrenert skjærstyrke s_u	Max skråningshelning ***	Enhetspris *****
[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[-]	[kr/m ³]
EPS	0,5/-	-	-	100****	2:1	1200
Lettklinker	5,5/-	-	35*	-	1:2	600
Skumglassgranulat	4,0/-	-	36,7-44,5**	-	1:1	650
Merknader * I henhold til kap. 2.4.2.3 i V221, ref. [18] ** I henhold til figur 2-4-22 i kap. 2.4.4.2 i V221, ref. [18]. Effektiv friksjonsvinkel for skumglassgranulat er avhengig av spennings- og tøyingsnivå. *** I henhold til figur 2-4-2 i kap. 2.4.1 i V221, ref. [18] **** Forutsatt EPS med trykkfasthet på 200 kPa ***** Antatt enhetspris anvendt i vurdering av ulike løsningsalternativer. Omfatter masser, installasjon og håndtering. For lettklinker og skumglassgranulat der det i tillegg vil være behov for fiberduk er antatt en enhetspris på 15 kr/m ² .						

Lettfyll benyttes i fyllinger etter prinsippene angitt i kap. 4.1.2 i UNA-00-A-10025 [1].

Særlig for EPS vises til følgende paragrafer og kap. 3.2.3 i del 520-8 i Teknisk Regelverk [21] som gir føringer for bruk av polystyren i jernbanefylling:

TRV:01990: «EPS-fylling skal i sin helhet ligge over grunnvannstand eller høyeste flomvannstand»

TRV:01991: «b) Tykkelsen på EPS-laget i fyllingen bør ikke være større enn 3,5 m»

For lettklinker og skumglass vises til kap. 3.2.2 i Teknisk Regelverk del 520-8.

2.12 Materialparametere for geonett

Dimensjonerende strekkstyrke (X_d) for geonett kan regnes ut fra denne formelen fra V220 [10]:

$$X_d = \frac{\eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * X_k}{\gamma_M},$$

der X_k er karakteristisk bruddstyrke, γ_M er partialfaktor for materialfasthet, η_1 er omregningsfaktor etter figur 16.6 i V220 [10], η_2 er omregningsfaktor som tar hensyn til skader i anleggstiden og η_3 er omregningsfaktor for å ta hensyn til aldring. γ_M settes til 1,4 for geonett.

η_1 kan settes lik 1 dersom strekkstyrken er dokumentert med langtids krypforsøk i henhold til NS-EN ISO 13431. η_2 kan velges basert på erfaringsverdier i figur 16.7 i V220 [10]. η_3 kan settes til 0,91 dersom fyllmassene har en pH mellom 4 og 9.

Friksjonsforholdet mellom jord og geonett (τ) har blitt beregnet med dette uttrykket:

$$\tau = \alpha * (a + \sigma') \tan \varphi',$$

der a er attraksjon til jordmassen, σ' er effektiv normalspenning langs geonettet, φ' er effektiv friksjonsvinkel til jordmassen og α er reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord. Figur 2.23 viser maksimal reduksjonsfaktor mellom geonett og jordmasser basert på ulike jordarter.

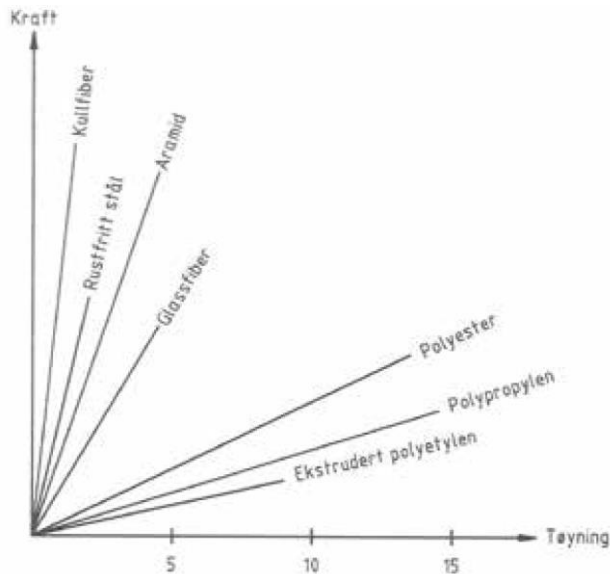
	JORDART				
Armering type	Leire/silt	Sand	Grus naturlig *	Grus knust *	Sprengstein *
Nett	0,8	0,9	0,95	1,0	1,0
Duk	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8

* Fyllmasser med d_{50} større enn 1,5 ganger minste maskestørrelse (lysåpning) for nettet bør unngås. Avstrøing av nettet kan benyttes under slike forhold. Type og tykkelse av avstrøingsmasser må vurderes i hvert tilfelle.

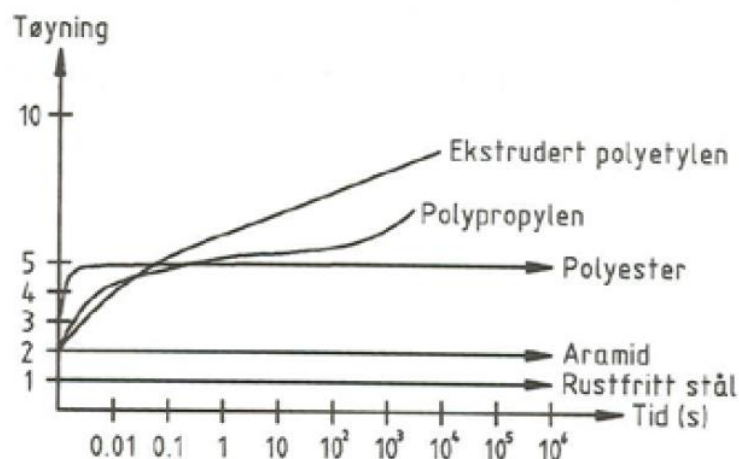
Figur 2.23 Maksimal tillat reduksjonsfaktor (α) for ulike jordarter, hentet fra V220 [10].

For beregninger med geonett har det blitt brukt geonett med dimensjonerende strekkstyrke på 65 og 250 kPa/m.

Stivheten til geonett varierer fra produkt til produkt avhengig av hvilke materiale geonettet består av og struktur. Figur 2.24 viser en prinsippskisse av kraft/tøyningsdiagram for forskjellige armeringsmaterialer. Tøyninger på over 5% tolereres ikke for bruk i fyllinger [18]. Tøyningens tidsforløp til geonett vil også variere ut fra hvilke materiale produktet består av. Figur 2.25 viser et tøyning/tidsdiagram for jordarmering bestående av forskjellige materialer.



Figur 2.24 Prinsippskisse for kraft-tøyningsdiagram for forskjellige armeringsmaterialer. Figuren er hentet fra V221 [18].



Figur 2.25 Tøying-tidsdiagram for ulike armeringsmaterialer hentet fra V221 [18].

2.13 Materialparametere for bergmassen

Granittisk øyegneis er den dominerende bergarten i prosjektområdet. Det har ikke blitt utført forsøk på bergarter i prosjektområdet, men den granittiske øyegneisen kan forventes å ha høy styrke (enaksiell trykkfasthet i størrelsen 100-200 MPa er sannsynlig). Bergmassen er lite oppsprukket og er av høy bergmassekvalitet.

Det henvises til ingeniørgeologisk vurderingsrapport UNA-00-A-10027 [4] og rapport på ingeniørgeologisk kartlegging UNA-00-A-10029 [25] for nærmere beskrivelse av bergmassen.

2.14 Seismisk grunntype og behovsavklaring

2.14.1 Seismisk grunntype

Viser til Tabell NA.3.1 i NA2014 til NS-EN 1998-1 [26] for en beskrivelse av de ulike seismiske grunntyper A - E samt S_1 og S_2 .

Det vurderes at de relevante grunntypene innom prosjektområdet er de seismiske grunntypene A, D og S_2 .

Tekst markert med kursiv i det følgende er utklipp av de stratigrafiske profilbeskrivelsene for de ulike grunntypene gitt i NS-EN 1998-1.

Viser til kap. 1.2 og Figur 0.1 for en beskrivelse av anvendt områdeinndeling (O1 – O6).

Seismisk grunntype A

Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyest 5 m svakere materiale på overflaten.

Det vurderes at denne beskrivelsen stemmer med store deler av de høytliggende delområdene O1 og O3. Løsmassene består i hovedsak av tørrskorpeleire, middelsfaste til faste leirer og stedvis faste moreneavsetninger rett over berg. Innenfor område O1 og O3 er det stedvis påvist løsmassemekthet >5 m.

Seismisk grunntype S_2

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_1

Det vurderes at grunntype S_2 gjelder alle områdene med masser som klassifiseres som sprøbruddmaterialer eller kvikkleire i henhold til NVE sin definisjon i [11]. Resultatene av felt og laboratorieforsøk underbygger valget av S_2 , idet de påviste sprøbruddmaterialene ikke faller innom kriteriene for seismisk grunntype S_1 . For S_1 angir NS-EN 1998-1 at s_u skal være i intervallet 10 – 20 kPa og at $I_p > 40$.

Påviste verdier av s_u og I_p for ulike masser er nærmere beskrevet i kap. 2.7.

Masser som klassifiseres som sprøbruddmateriale eller kvikkleire finnes i all hovedsak innenfor delområde O2, O4, O5 og O6, men er også påvist i enkelte områder i O1 og O3.

Seismisk grunntype D

Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.

Det vurderes foreløpig at alle områder innom prosjektområdet som faller utenom beskrivelsen for grunntype A og S_2 kan plasseres i seismisk grunntype D.

For alle problemstillinger rundt seismikk vil RIF Veileder for NS-EN 1998-1 [27] bli benyttet sammen med de relevante delene av NS-EN 1998, herunder bl.a. [26] og [28].

2.14.2 Behovsavklaring

En samlet foreløpig vurdering av behov for videre seismiske analyser for de enkelte konstruksjoner i prosjektet er gitt i vedlegg I.

Vurderingene baserer seg på informasjon om grunntyper ovenfor, samt opplysninger om seismisk grunnakselerasjon og seismiske klasser for de ulike konstruksjoner gitt i kapittel 3.2.1 i UNA-00-A-10025 [1].

DEL II – VURDERINGER FOR DELOMRÅDER

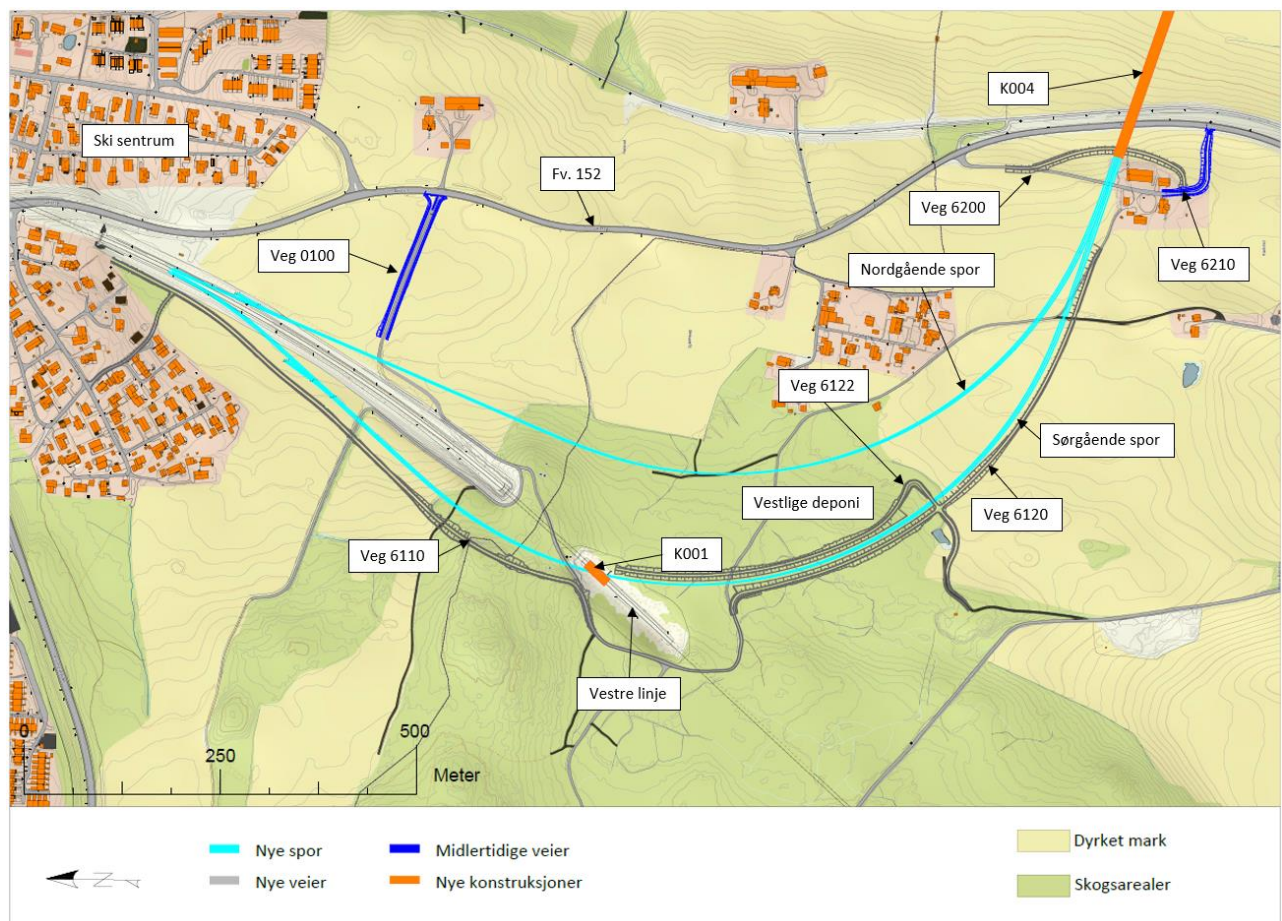
1 OMRÅDE O1

I den nordlige delen av delområde O1 vil nordgående og sørgående spor gå på hver sin side av dagens Vestre linje. En platebro (K001) vil bli etablert slik at sørgående spor kan krysse over Vestre linje. Illustrasjonsbilde av K001 er vist i Figur 1.3. I den sørlige delen av delområdene vil nordgående og sørgående spor samles og gå parallelt. Jernbanen vil hovedsakelig bli etablert i berg- og løsmasseskjæringer i delområde O1 med unntak av helt sør i delområde O1 der sporene vil bli etablert på fylling. Den høyeste løsmasseskjæringen er på rundt 5 m mens jernbanefyllingen helt sør i O1 er rundt 1 meter høy.

I tillegg til jernbane skal det etableres driftsveier langs sørgående spor. Driftsvei 6122 planlegges å krysse over sørgående spor ved planovergang.

Det skal også etableres et massedeponi mellom nordgående og sørgående spor i delområde O1. Illustrasjonsbilder av deponiet er vist i Figur 1.4 og Figur 1.5. Deponi er nærmere beskrevet i kap. 1.4.

Det henvises til UNA-00-A-10025 [1], kap. 1.2, for nærmere beskrivelse av de planlagte tiltakene som blir behandlet i dette kapittelet.

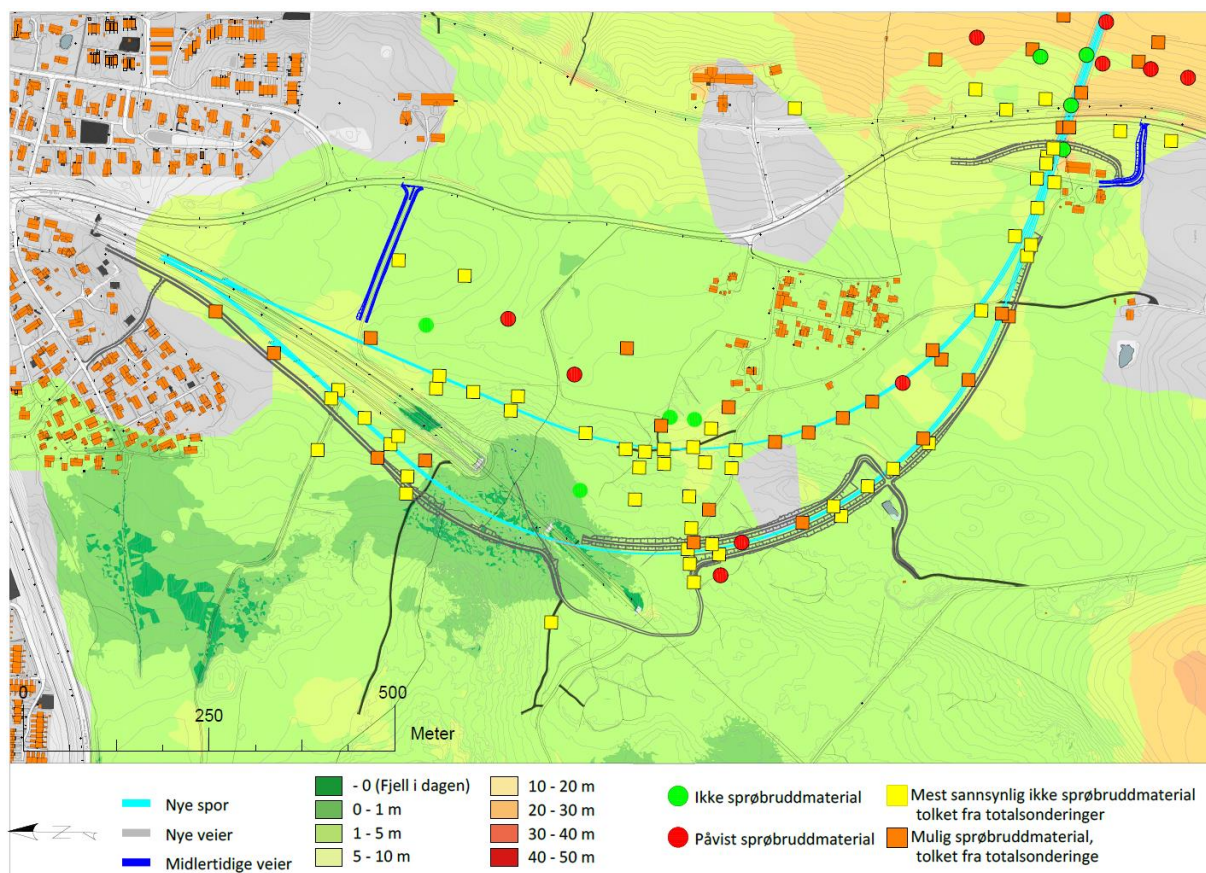


Figur 1.1 Kartet viser en oversikt over planlagte tiltak i delområde O1.

1.1 Grunnforhold og grunnvannstand

Løsmassemektheten i delområde O1 varierer brått enkelte steder, men er typisk liten (rundt 3 m). Største påviste løsmassemekthet i delområde O1 er på 9 m. Figur 1.2 viser løsmassemektheten i delområde O1. I forbindelse med kartlegging av berg i dagen har det blitt observert veksling mellom bergarter med ulike mekaniske egenskaper, som har ført til "hyllete" bergoverflate og kan forklare de brå økningene av løsmassemekthet. For mer informasjon om berggrunnsgeologien henvises det til ingeniørgeologisk vurderingsrapport [4]. Løsmassene i delområde O1 består i hovedsak av et lag med tørrskorpeleire med tykkelse på rundt 2-3 m over bløt marin leire og enkelte steder sand eller morene over berg. Det har blitt påvist leire med sprøbruddsegenskaper i enkelte borpunkt i delområde O1. Borpunktene fremgår i Figur 1.2.

Det har ikke blitt satt ut piezometere i delområde O1. Det har blitt antatt en grunnvannstand på 1 meter under terreng og hydrostatisk vanntrykksøkning med dybden ved CPTu-tolkninger og stabilitetsberegninger i delområde O1. I deler av skogsområdet har det i forbindelse med befarings blitt identifisert vann i terreng.



Figur 1.2 Løsmassemekthetsskart over delområde O1.

1.2 Fyllinger og skjæringer for jernbane og veg

Langs Østre linje på strekningen innenfor område O1 er det tatt ut en rekke profiler for å kunne vurdere de planlagte tiltakene opp mot de påviste grunnforhold. Profilene fremgår av plan- og profiltegningene i vedlegg D. Profilene gjengir snitt i prosjektets 3D Novapoint modell som i tillegg til de planlagte tiltak (spor, veg, konstruksjoner, VA) inneholder grunnlagsdata i form av en terrengmodell, en bergflatemodell og geotekniske sonderingsprofiler (CPTu og totalsondering) fra Geosuite. Angitte laggrenser er modellert i 2D og anses som konservative med tanke på stabilitetsproblemer. Angitte styrkeparametere samsvarer med SuA-designprofilene gitt i vedlegg A.

Østre linje vil gå i bergskjæringer i deler av strekningen i delområde O1. Det henvises til ingeniørgeologisk vurderingsrapport [4] for informasjon om utstrekningen til bergskjæringene og vurderinger rundt utforming og sikringstiltak.

1.2.1 Stabilitet

Det er for område O1 undersøkt flere tverrprofiler og herfra valgt 4 representative snitt for jernbane.

Viser til plan samt tverrprofiltegninger for område O1 i vedlegg D side D1, D2, og D3. Det er utført stabilitetsberegninger for profil O1-G, O1-H, O1-I og O1-M som er vist i vedlegg E (side E1 – E4).

Beregningene viser at stabilitetsforhold er oppfylt for Østre linje uten stabiliserende tiltak for tverrsnitt O1-G, O1-H, O1-I og O1-M.

Last, lagdeling, anvendt styrkeparametere og kritiske bruddfigurer fremgår i sin helhet i vedlegg E. En oppsummering av resultatene er angitt i Tabell 1.1.

Anvendt metode for stabilitetsberegninger er beskrevet i kap. 4.1 i UNA-00-A-10025 [1]. Metodikk for modellering av ADP-faktorer i SLIDE2 er nøye beskrevet i vedlegg A til UNA-00-A-10025. I beregningene er det anvendt ADP-faktorer som angitt i kap. 2.8.

Tabell 1.1 Resultater av stabilitetsberegninger for O1.

Vedlegg	Tilstand	Last*	Vannstand**	SF***	Merknad/tiltak
[-]	[-]	[kN/m ²]	[m u.t.]	[-]	[-]
Tverrprofil O1-G, skjæring for jernbane					
E1	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2) + 19,5 (V)	1 m	1,62	Brudd i tørrskorpe
Tverrprofil O1-H, skjæring for jernbane					
E2	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2) + 19,5 (V)	1 m	1,45	Brudd i tørrskorpe
Tverrprofil O1-I, skjæring for jernbane					
E3	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,59	Brudd i tørrskorpe
Tverrprofil O1-M, skjæring for jernbane					
E4	Total	57,2 (B1) + 19,5 (V)	1 m	1,69	Brudd i tørrskorpe
* «B1» angir primær flatelast på bane, «B2» sekundær flatelast på bane og «V» angir flatelast på vegstykke. ** Angir vannstand i meter under terreng. *** Rød farge angir beregning med utilstrekkelig stabilitet og grønn farge angir beregning med tilfredsstillende stabilitet. Merknad: Resultatene i denne tabellen er basert på stabilitetsberegninger med idealisert geometri, herunder bergflate.					

1.2.2 Setninger

Jernbanen går hovedsakelig i skjæring i delområde O1 med unntak av den sørlige delen av O1. Primærsetningene har blitt beregnet ved borpunkt A197 og ved profil O1-G og O1-I (vist på side D2 og D3 i vedlegg D), der Østre linje vil ligge på en fylling. Største beregnede setning var på 3,3 cm ved profil O1-I. Fyllingshøyden er på rundt 1,5 m og løsmassemektingen er på 10 meter i profil O1-I. Avstanden fra der Østre linje går fra skjæring til fylling og til profil O1-I er på rundt 25 meter. Det må forventes noe sekundærsetninger i tillegg til primærsetninger. Det har blitt sett bort fra setningsbidrag fra tørrskorpen, sand og egensetninger fra fyllingen i setningsberegningene. Egensetninger må regnes med å være opptil 0,5% av total fyllingshøyde og mesteparten av setningene vil avslutte etter 6 måneder [18].

Det vurderes at de forventede differensialsetningene for Østre linje lever opp til kravene til Bane NORs Tekniske regelverk [21] for delområde O1.

1.2.3 Geoteknisk vurdering

Permanente skjæringer er forutsatt etablert med helning 1:2 og bestående av 0,5-1,0 m tykt lag av sprengstein inntil den midlertidige løsmasseskjæringen i stedlige masser. Eventuelt brattere skråningshelninger må etableres med støttemur, eksempelvis ved tørrmuring. Tilfredsstillende stabilitet av de permanente skjæringene uten stabiliserende tiltak er dokumentert i vedlegg E.

Skjæringer med helning 1:2 eller brattere i siltige og finsandige masser kan erfaringsmessig være utsatt for overflateglidninger. Dersom skjæringene er vannmettet og det påtreffes lag av finsand eller silt, må det påregnes å sikre overflatestabilitet av midlertidige skjæringer ved utslagning til helning 1:2 eller slakere, plastring med 0,5 – 1,0 m sprengstein/pukk eller etablering av pukkfylte grøfter i skjæringen. Sprøytesåing kan også utføres for å redusere erosjon i skråninger. Det må også påregnes drenering og vannpumping i skjæringsfot.

Det er antatt en grunnvannstand 1 m under terreng og det må sørges for god drenering rundt og pumpning av vann for å holde byggegrøp tørr i anleggsfasen. Nærmere måling av grunnvannstanden anbefales utført.

1.3 Konstruksjoner

I område O1 er det planlagt én konstruksjon (K001). Det henvises til fagrapport for konstruksjoner UNA-00-A-10051 [29] for mer informasjon om de planlagte konstruksjonene i prosjektet.

1.3.1 Fundamentering

K001

Kryssing over Vestre linje (K001) planlegges å fundamenteres som stripefundament på utsprengt berg. Bredden er antatt å være 2,5 m og lasten under fundamentet er 750 kN/m². Med den forventede styrken til berget er den planlagte fundamenteringen tilstrekkelig. Viser til ingeniørgeologisk vurderingsrapport [4] for informasjon om berggrunnen.



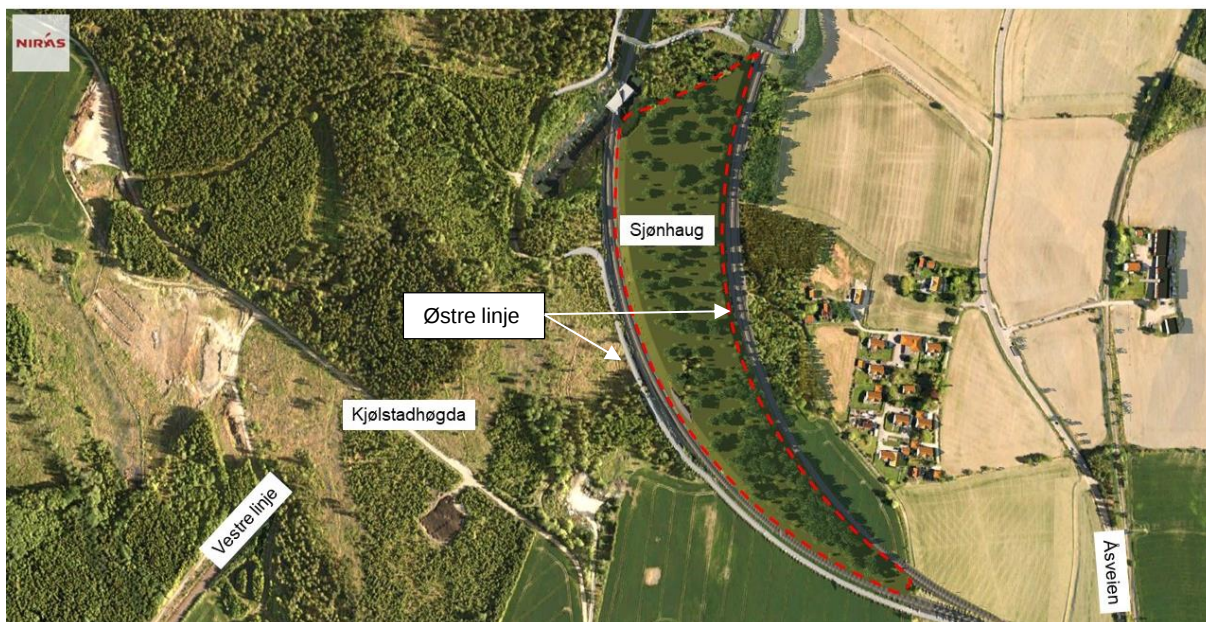
Figur 1.3 Illustrasjonsbilde av K001 sett fra nordsiden.

1.3.2 Geoteknisk vurdering

Dagens vestre linje går i bergskjæring så det forventes ingen utfordringer med grunnforholdene rundt K001.

1.4 Deponi og riggplass

Det er planer om å etablere et deponi i området mellom nordgående og sørgående spor, se Figur 1.4. Deponiet er planlagt å bli etablert med sider som heller 1:2. Høyden til deponiet varierer, men er på det høyeste 6,7 m høyt. Deponiets høyde er størst i den sørlige delen og avtar mot nord. Deponiet vil bestå av en blanding av tørrskorpeleire og KS-stabilisert leire. Se Figur 1.5 for illustrasjonsbilde av ferdig deponi.

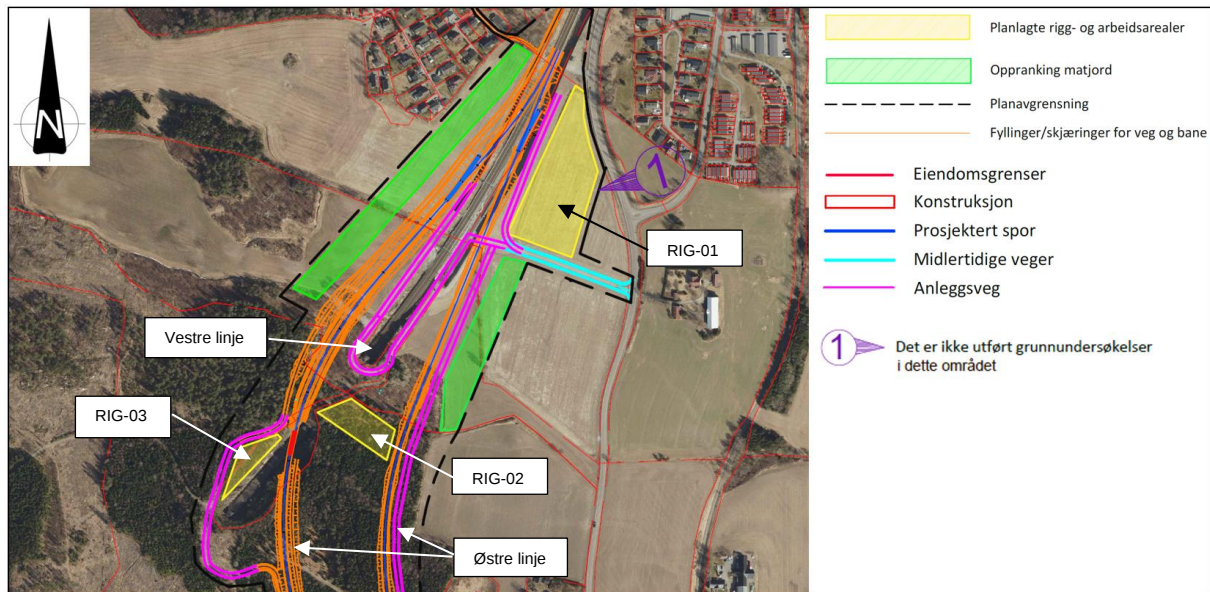


Figur 1.4 Bildet viser planlagt deponi (markert med rød stiplet linje) mellom sporene i Østre linje i delområde O1.



Figur 1.5 Illustrasjonsbilde av deponi mellom nord- og sørgående spor i delområde O1 sett fra sørsiden.

For nåværende er det planlagt tre riggområder i delområde O1. Plassering og utstrekning er vist med gul i skissen i Figur 1.6.



Figur 1.6 Skissen viser planlagt plassering av riggområder (markert i gul) i delområde O1

Det planlagte riggområdet (RIG-01) ligger på det nordlige areal mellom østre linje og Åsveien som vist på Figur 1.6. Området ligger på relativt flatt terreng med en generell helning på rundt 1:30 i sørvestlig retning. Det er ikke utført grunnundersøkelser innenfor det planlagte riggområdet. Det er forventet en løsmassemekthet på mellom 2-5 meter basert på resultater fra nærliggende totalsonderinger og AEM-skanning. Det bemerkes at det stedvis er betydelig avvik mellom resultater fra totalsonderinger og AEM-skanning. Totalsondering A1110 og A1120 som ligger sør for RIG-01 viser masser med økende motstand med dybden til berg. Poseprøve fra dybdeintervallet 1-2 meter viser at massene består av tørrskorpeleire. Borpunkt A1131, A1117, 2 og A106 ligger på en linje med orientering omtrentlig retning N-S, vest for RIG-01. Disse borpunktene viser høyere løsmassemekthet (9,0-4,5 meter) sammenlignet med nærliggende borpunkt lenger vest og øst. Ut fra terrenget kan man se antydninger til en forsenkning langs borpunkt A1131, A1117, 2 og A106. Orienteringen til denne sonen stemmer godt overens med tolkede forkastningssoner i prosjektområdet (presentert i ingeniørgeologisk vurderingsrapport UNA-00-A-10027 [4]). Utførte grunnundersøkelser i borpunkt A1131, A1117, 2 og A106 tyder på at grunnen består av et lag med tørrskorpeleire med tykkelse på rundt 3 meter over marin leire med skjærstyrke i området 20-30 kPa.

RIG-02 er planlagt plassert i et område der det har blitt tolket berg i dagen ut fra laserdata fra kartverket sin tjeneste Høydedata.no. Vestre linje går i bergtunnel rett vest for RIG-02.

RIG-03 ligger over en bergskjæring der Vestre linje går i en dagsone. Nærmeste borpunkt er borpunkt 110 som er boret rundt 40 meter nord-vest for riggplassen. Totalsonderingen viser en løsmassemekthet 2,2 meter.

1.4.1 Stabilitet

Utførte stabilitetsberegninger for deponi, som er vist i vedlegg E side E5-E9, viser at deler av det vestlige deponiet som er under 2 meter høy har tilstrekkelig stabilitet uten stabiliserende tiltak. Stabilitetsberegningene viser imidlertid et behov for stabiliserende tiltak for det planlagte deponiet der deponihøyden overstiger 2 meter. Stabiliteten for deponiet er undersøkt langs snitt D3, som ansees som mest kritisk med tanke på grunnforhold. Plassering av snitt D3 er vist på side D5 i vedlegg D. Utforming av deponi og grunnforhold er også vist i snitt D2, D3, D7 og D8 i vedlegg D side D4-D5. Bruk av geonett som stabiliserende tiltak for deponi har blitt undersøkt.

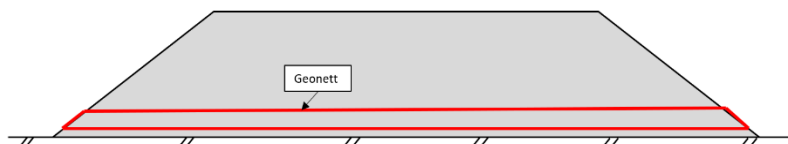
Nødvendig forankringslengde og dimensjonerende strekkstyrke for geonett har blitt beregnet analytisk ved deponiets største høyde. Inngangsparametere og resultater av beregningene er oppsummert i Tabell 1.2. Metoden beskrevet i V221 [18], kap. 1.4 har blitt brukt for beregning av dimensjonerende strekkraft og forankringslengde av geonett. Beregningene tar ikke hensyn til tilleggskrefter som følge av setninger, ettersom det vil variere ut i fra type geonett som blir benyttet.

Det bemerkes at det har blitt antatt en høy last på deponiet i beregningene. Bruk av lette anleggsmaskiner vil gi mulighet for redusert forankringslengde og dimensjonerende strekkstyrke. Styrkeparametere til deponimaterialet er ikke kjent og vil ha stor betydning for forankringslengde.

Tabell 1.2 Oversikt over inngangsparametere og resultater for beregning av nødvendig forankringslengde og strekkstyrke for geonett.

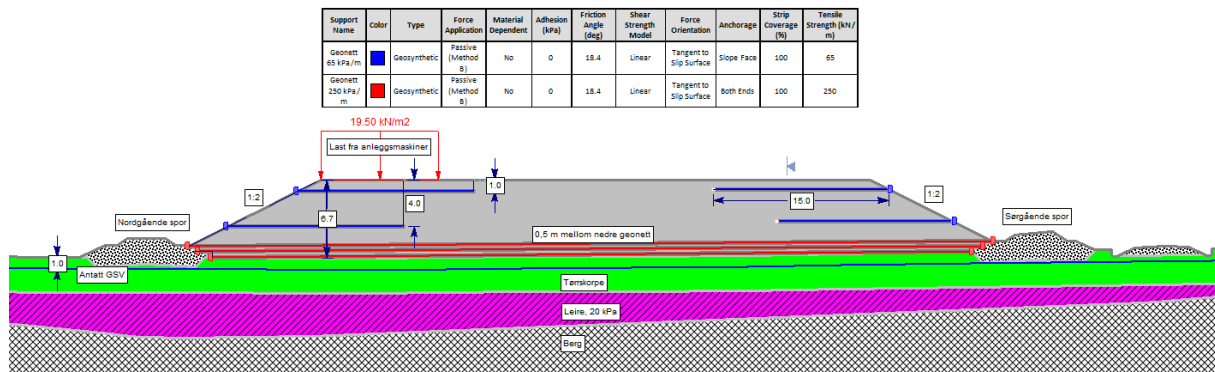
Friksjonsvinkel (deponimateriale)	$\varphi(^{\circ})$	23
Tyngdetetthet (deponimateriale)	γ (kN/m ³)	19
Antatt anleggslast	q_d (kPa)	19,5
Deponihøyde	H (m)	7
Deponihelning	n	2
Reduksjonsfaktor for fiksjon mellom jord og geonett	α	0,8
Kraft for å motvirke horisontal glidning	E_{ds}	331
Nødvendig strekkraft for å forhindre utpressing av masser under deponi	E_{df}	79
Nødvendig forankringslengde	L	28,7
Dimensjonerende strekkstyrke av geonett	E_d	410

Nødvendig forankringslengde der deponiet er på sitt høyeste er lengre enn bredden til den sørlige delen av deponiet. For deler av deponiet som er smalere enn nødvendig forankringslengde vil det være nødvendig å forankre geonettene. Forankringen kan gjøres ved å «pakke inn» deponimassene som vist i Figur 1.7.



Figur 1.7 Prinsippskisse for bruk av geonett der nødvendig forankringslengde er lengre enn deponibredden.

For å undersøke totalstabiliteten til det vestlige deponiet har det blitt utført stabilitetsberegninger i SLIDE. Geonett har blitt regnet som en passiv sikringsmetode som reduserer de drivende krefter. Det har blitt antatt at kraften fra geonettene virker tangentielt med bruddflaten. Det har også blitt regnet med at geonettene er forankret i skråningssidene på deponiet. For skjærstyrken mellom geonett og deponi har det blitt anvendt en reduksjonsfaktor på 0,8 som er i henhold med Figur 2.23 (kapittel 2.12) for geonett i leire eller silt. Stabiliteten har blitt undersøkt langs profil D3 der grunnforholdene ansees som mest kritisk. Tabell 1.3 gir en oppsummering av stabilitetsberegningene. Stabilitetsberegningene viser at det trengs 3 lag med geonett i bunnen dersom geonettet har en dimensjonerende strekkstyrke på 250 kPa/m. I tillegg vil det være nødvendig med geonett lenger opp i deponiet som har som funksjon å hindre interne brudd i deponiet. Viser til prinsippskisse i Figur 1.8 for forslag til bruk av geonett som stabiliserende tiltak.



Figur 1.8 Prinsippskisse for bruk av geonett som stabiliserende tiltak.

Tabell 1.3 Oversikt over resultater av stabilitetsberegninger for det vestlige deponi.

Vedlegg	Tilstand	Last*	Vannstand**	Deponihøyde	SF***	Merknad/tiltak
[-]	[-]	[kN/m²]	[m u.t.]	[m]	[-]	[-]
Tverrsnitt D3, deponi mellom nordgående og sørgående linje						
E5	Total	19,5	1m	2	1,65	Totalstabilitet
E6	Total	19,5	1m	2,3	1,52	Totalstabilitet
E7	Total	19,5	1m	6,7	1,35	Totalstabilitet. 2x geonett 250 kPa/m og 2x 65 kPa/m
E8	Total	19,5	1m	6,7	1,61	Totalstabilitet. 3x geonett 250 kPa/m og 3x 65 kPa/m
E9	Total	19,5	1m	6,7	1,53	Internstabilitet. 3x geonett 250 kPa/m og 2x 65 kPa/m

* Last fra anleggsmaskiner. Plassert fra deponikant og 10 m bak.

** Angir vannstand i meter under terreng. I skjæringer har det blitt antatt en helning på grunnvannsspeilet på 1:7 i tørrskorpeleire.

*** Rød farge angir beregning med utilstrekkelig stabilitet og grønn farge angir beregning med tilfredsstillende stabilitet.

Merknad: Resultatene i tabellen er basert på stabilitetsberegninger med idealisert geometri.

1.4.2 Setninger

Det vurderes at setninger under selve deponiet og riggområde ikke vil være av betydning. For å vurdere om spenningsøkninger under spor grunnet last fra deponiet kan gi potensiale for setninger i spor, har det blitt satt opp en enkel modell i Plaxis. Spenningsøkninger under Østre linje som følge av last fra deponiet viste seg å være forsvinnende små og det forventes derfor ingen setninger langs Østre linje som følge av last fra deponiet.

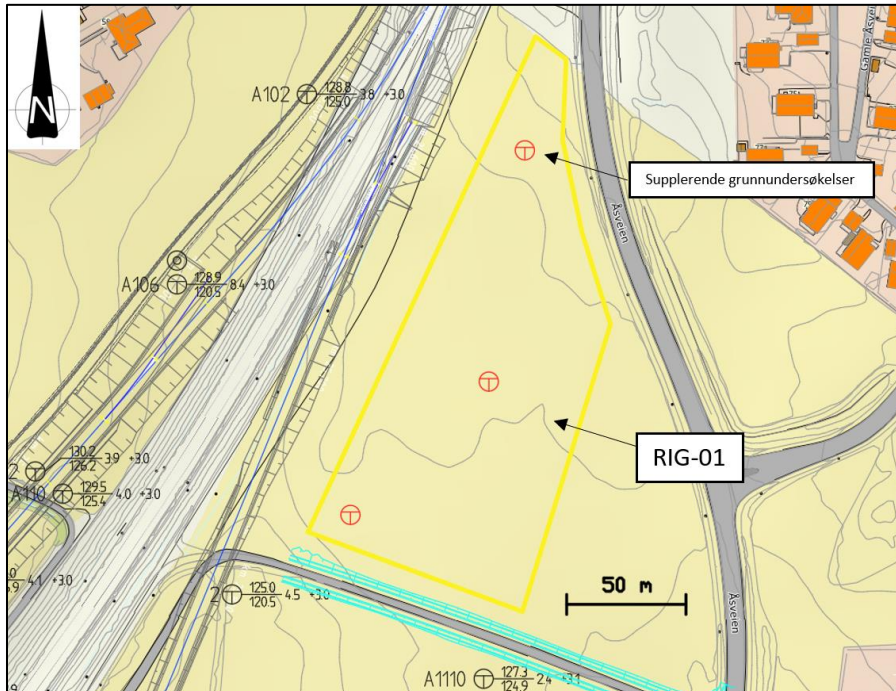
Plassering av eventuelt setningsømfintlige bygg/konstruksjoner innom RIG01 bør vurderes særskilt. Det forventes ikke setningsproblematikk ved RIG-02 og RIG-03 grunnet lav løsmassemektighet.

1.4.3 Geoteknisk vurdering

Det vurderes at det er mulig å etablere massedeponi av tørrskorpeleire og kalksementstabiliserte leire med planlagt geometri, med antatt styrkeegenskaper og antatt grunnforhold dersom deponiet blir sikret med geonett som har minst like gode styrkeegenskaper som er beskrevet i kap. 2.12. Det forutsetter også at geonettene blir lagt som vist i Figur 1.8. Der deponihøyden er under 2 meter vil det ikke være nødvendig med stabiliserende tiltak. Stabiliteten ved bruk av geonett som vist i Figur 1.8 er kun beregnet for største deponihøyde. Nødvendig antall og lengde

på geonett vil være mindre ved lavere deponihøyder. Endelig design av geonett som stabiliserende tiltak for deponi kan optimaliseres når valg av type geonett er bestemt, materialegenskapene til deponimassene er kjent og når valg av anleggsmaskiner er gjort.

Generelt vurderes forholdene rundt RIG-01 som egnet til riggplass ettersom terrenget er flatt og det er forventet lav løsmassemekktighet. Dersom det ønskes å benytte området RIG-01 som riggplass anbefales det å utføre 3-4 totalsonderinger innenfor området for å bekrefte antatt gode grunnforhold. Forslag til plassering av borpunkt er vist i Figur 1.9.



Figur 1.9 Forslag til supplerende grunnundersøkelser

Grunnforholdene ved RIG-02 og RIG-03 vurderes som uproblematisk grunnet lav løsmassemekktighet.

1.4.4 Anleggsgjennomføring

Utlekking og komprimering av deponimassene utføres i henhold til NS 3458, ref. [28]. Det er viktig at geonettene blir installert i henhold til produsentens instruksjoner og det bør være spesielt fokus på kvaliteten av skjøtene mellom geonettene for å oppnå tiltenkt sikringskvalitet. Geonettene skal være forankret i deponiet.

1.5 Områdestabilitet

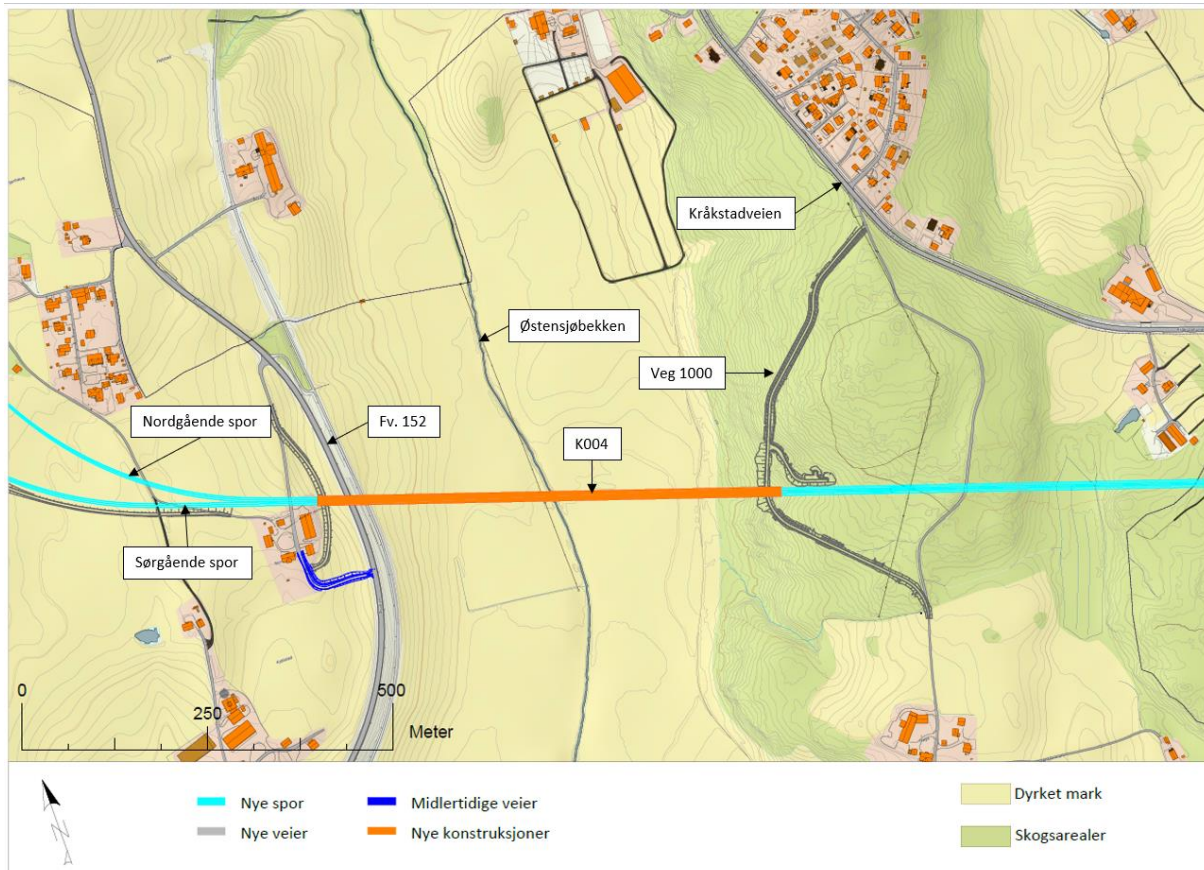
Det er ikke identifisert faresoner for områdeskred som kan få konsekvens for planlagte tiltak i delområde O1. Det henvises til rapport for utredning av områdestabilitet ref. [2] for nærmere beskrivelser og vurderinger rundt områdestabilitet i delområde O1.

2 OMRÅDE O2

I delområde O2 vil det bli etablert en 620 meter lang betongkassebru (K004) der Østre linje skal krysse de lavtliggende områdene rundt Østensjøbekken. Det planlegges å etablere en fylling ved det vestlige landkaret, som på det høyeste er rett i underkant av 8 meter høy. Illustrasjonsbilde av K004 er vist i Figur 2.7. Figur 2.1 viser et oversiktskart over planlagte tiltak i delområde O2.

Det er planlagt å etablere en riggplass nord for østre linje, vest for K004 i delområde O2. Riggområdet i O2 er nærmere beskrevet i kap. 2.4. Plassering fremgår av Figur 2.10.

Det henvises til UNA-00-A-10025 [1], kap. 1.2, for nærmere beskrivelse av de planlagte tiltakene som blir behandlet i dette kapittelet.



Figur 2.1 Kartet viser planlagte tiltak og eksisterende infrastruktur i delområde O2.

2.1 Grunnforhold og grunnvannstand

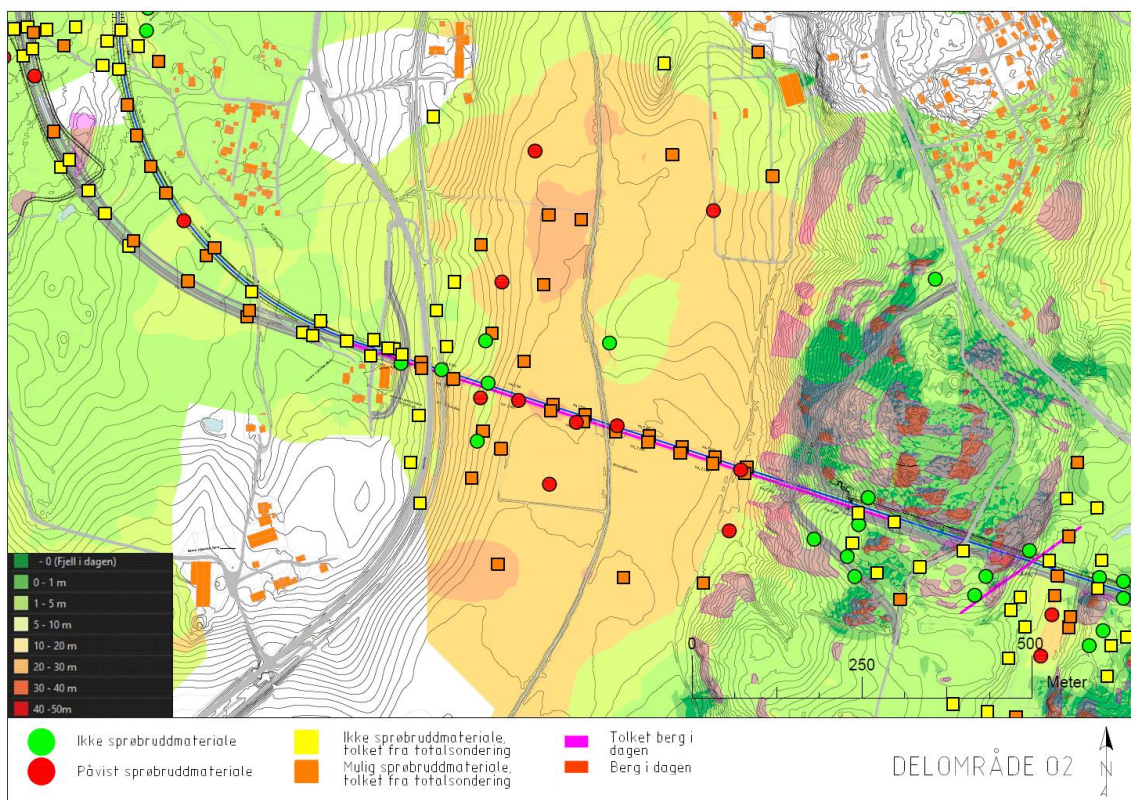
Løsmassemektheten i delområde O2 varierer mellom 15 og 25 meter i de lavtliggende områdene rundt Østensjøbekken, med høyeste løsmassemekthet vest for Østensjøbekken. Løsmassemektheten avtar der terrenget stiger mot delområde O1 og O3. Grunnen består hovedsakelig av et lag med tørrskorpeleire over leire og sand eller morene over berg i områder der løsmassemektheten er størst. Grunnundersøkelsene som er utført i delområde O2 viser at leiren er bløt og sprø. Seismiske undersøkelser tyder på at det befinner seg en forkastning der løsmassemektheten er på sitt største. Forkastningene ser ut til å ha et strøk i retning N-S. Figur 2.3 viser et snitt på tvers av delområde O2 langs K004 som viser lagdeling og dybde til berg. Det henvises til UNA-00-A-10028 [30] og notat for kartlegging av berg i dagen [25] for mer informasjon om berggrunnsgeologien i prosjektområdet. For mer detaljert informasjon om løsmassene i delområde O2 henvises det til UNA-00-A-10020 Datarapport grunnundersøkelser (detaljplan) [19] og Datarapport grunnundersøkelser (hovedplan) MIP-00-V-00048 [6].

Det er plassert 6 poretrykksmålere fordelt på tre borpunkter i delområde O2 (10PZ, A246 og A258). Figur 8.1 viser omtrentlig plassering av alle poretrykksmålere i prosjektområdet.

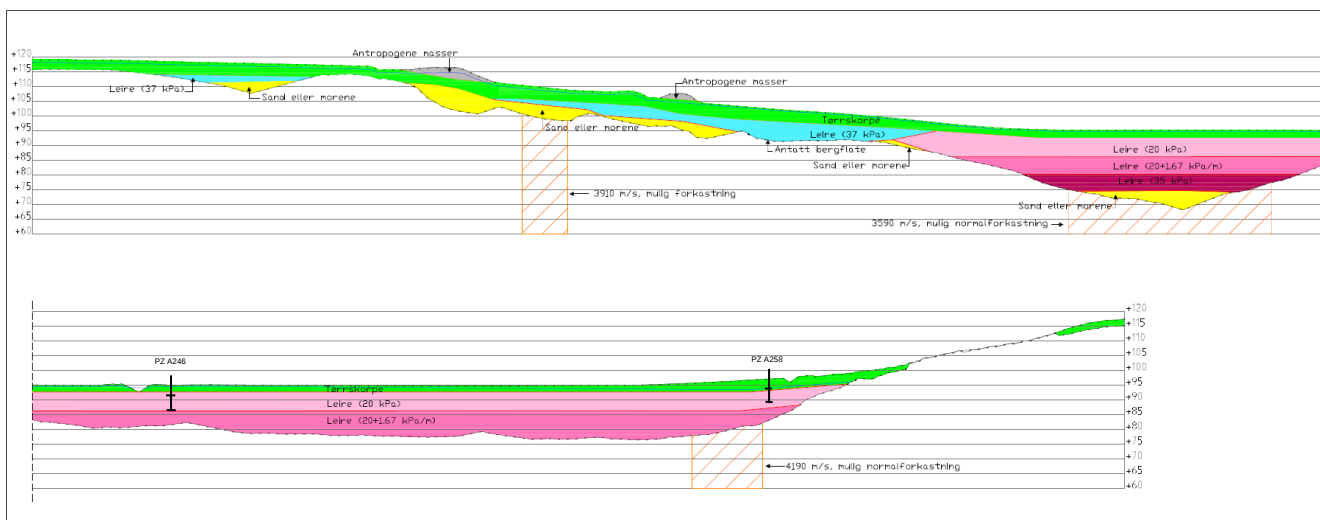
Figur 2.4 viser avleste målinger fra de to poretrykksmålerene i punkt 10PZ. Poretrykksmålerene i PZ10 er plassert i øvre del av skråningen vest for Engsbekken. Målt poretrykk ved 5 meters dyp tilsvarer en stighøyde på rundt 1,5 meter under terreng. For poretrykksmåleren ved 9 meters dyp tilsvarer målt poretrykk en stighøyde på 2,7 meter under terreng. Resultatene fra poretrykksmålerene i de to dybdene i punkt 10PZ tyder på at målingene er utført i to forskjellige akviferer.

Figur 2.5 viser avleste målinger fra PZ A246 i tidsperioden 07.08.2020 til 03.06.2021. Resultatene tyder på en grunnvannstand på mellom 0,1 og 1 meter under terreng og et poreovertrykk på 15 kPa ved 15 meters dyp (dersom en GVS på 0,5 meters dyp er antatt). Resultatene fra poretrykksmålerene i borpunkt A258 tyder også på en GVS på mellom 0,1 og 1 meter under terreng, men noe høyere poreovertrykk ved 10 meters dyp (rundt 25 kPa). Alle 4 poretrykksmålerne er plassert i leire.

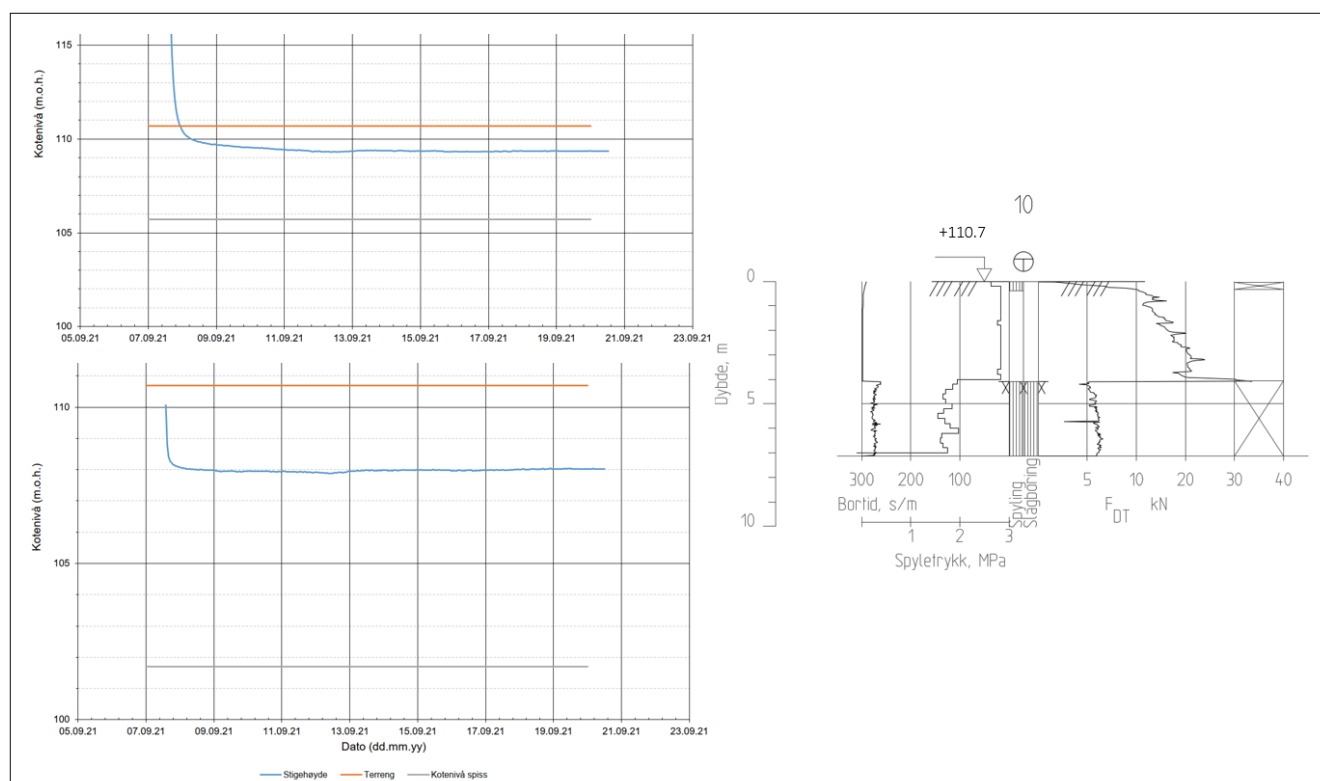
For stabilitetsberegninger og CPTu-tolkninger har det blitt antatt en GVS ved 0,5 meter under terreng i de lavtliggende områdene og en GVS ved 1 meter under terreng i toppen av skråningen vest i delområde O2.



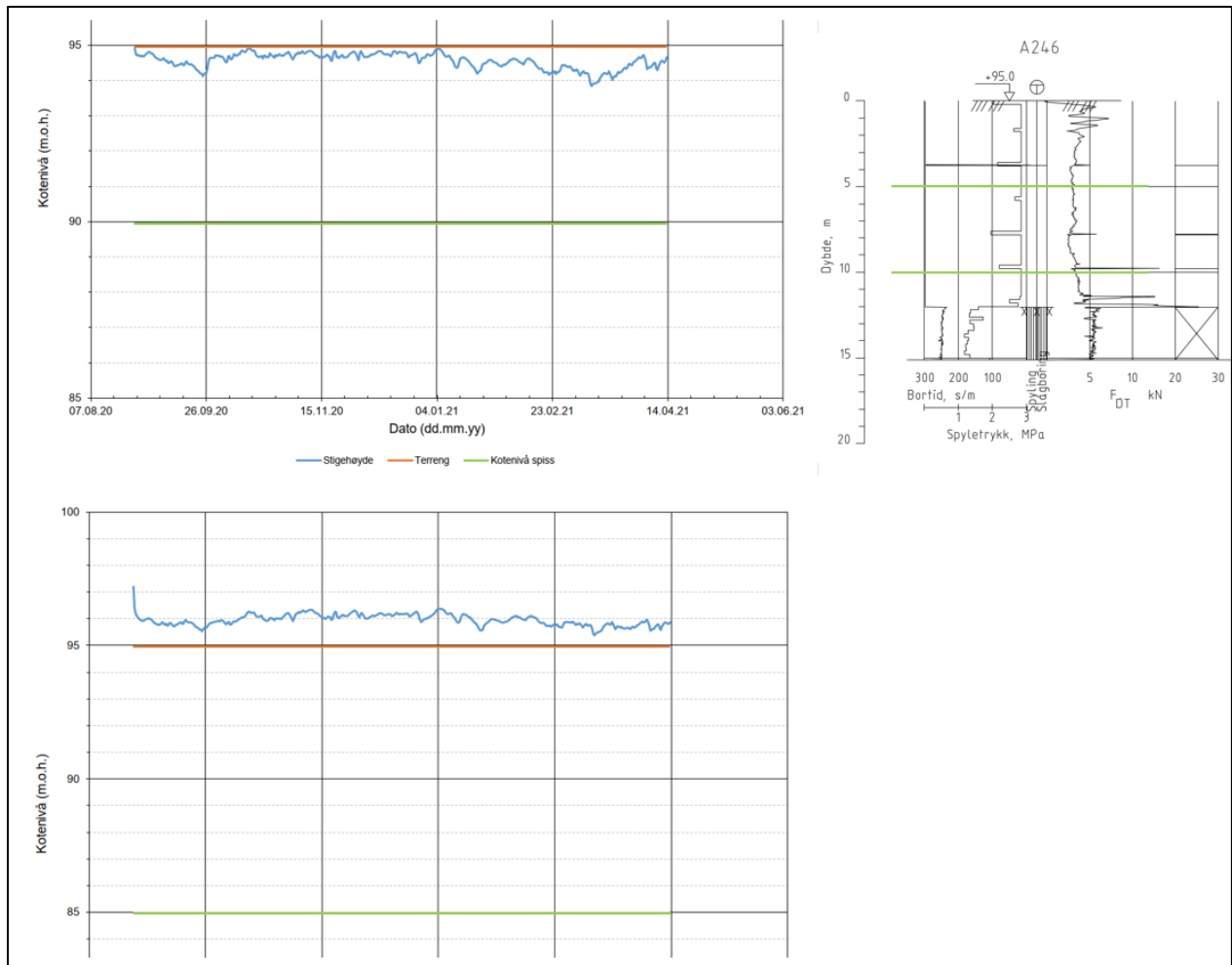
Figur 2.2 Løsmassemekktighetskart over delområde O2.



Figur 2.3 Tolket lagdeling i dalføret i delområde O2 med påviste forkastninger fra seismikk.



Figur 2.4 Grafene viser målt poretrykk i punkt 10PZ i to nivå (dybde 5 og 9 meter under terreng). Nærmeste totalsondering er vist til høyre



Figur 2.5 Grafene viser målt poretrykk i borpunkt A246 i tidsperioden 07.08.20-03.06.21, 5 meter under terreng (vist øverst) og ved 10 meters dyp (vist nederst).

2.2 Fyllinger og skjæringer for jernbane og veg

2.2.1 Stabilitet

Stabiliteten til fyllingen ved det vestlige landkaret til K004 har blitt undersøkt langs profil O2-A og E (vist på side D6 og D7 i vedlegg D). Stabiliteten er undersøkt i permanent situasjon og for en midlertidig situasjon der utgravningsforholdene har blitt undersøkt.

Det er regnet med styrkeparametere som angitt på tverrprofilene som er vist i vedlegg D.

Vedlagte beregninger (side E10-E12 i vedlegg E) viser permanent situasjon uten tiltak og permanent situasjon der det er benyttet lettfyll som en del av jernbanefyllingen vest for K004. Beregningene viser at stabilitetsforhold er oppfylt med EPS for tverrsnitt O2-A. Alternativt må det benyttes permanent avstivning, f.eks spunt. Tverrsnitt O2-E viser at det ikke er tilstrekkelig sikkerhet ved utgravning for fundament og det er ikke mulig å med slakere utgravninger uten å komme i konflikt med nærliggende bygg. Midlertidig avstivning for utgravning er derfor nødvendig. Det er sannsynlig at bygget som ligger nær den planlagte utgravningen står på en sprengsteinsfylling, i såfall må det benyttes boret rørsputt som midlertidig avstivning. Beregningene er vist på side E13-E15 i vedlegg E.

Anvendt metode for stabilitetsberegninger er beskrevet i kap. 4.1 i UNA-00-A-10025 [1]. Metodikk for modellering av ADP-faktorer i SLIDE2 er nøye beskrevet i vedlegg A til UNA-00-A-10025 [1]. I beregningene er det anvendt ADP-faktorer som angitt i kap. 2.8.

Tabell 2.1 Resultater av stabilitetsberegninger for O2.

Vedlegg	Tilstand	Last*	Vannstand**	SF***	Merknad/tiltak****
[-]	[-]	[kN/m ²]	[m u.t.]	[-]	[-]
Tverrprofil O2-01-A, jernbanefylling					
E10	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m, fylling antatt tør	1,12	Brudd i leire
E11	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m, fylling antatt tør	1,14	2,5 m EPS i ny del av fylling
E12	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m, fylling antatt tør	1,69	2,5 m EPS i 12,0 m ekst. fylling, brudd i tørrskorpe
Tverrprofil O2-01-E, graveprofil for fundamentering av vestlige landkar (K004)					
E13	Total	I/R	1 m, vann 1:4 ekst. fylling	1,52	Brudd i tørrskorpe
E14	Total	I/R	1 m, vann 1:4 fra før utgravning	0,65	Skråningshelning 1:1, Brudd i tørrskorpe
E15	Total	I/R	1 m, vann 1:4 fra før utgravning	1,12	Skråningshelning 1:2, Brudd i tørrskorpe
* «B1» angir primære flatelast på bane, «B2» sekundære flatelast på bane, «A1» angir anleggslast og «I/R» angir ikke relevant. ** Angir vannstand i meter under terreng. *** Rød farge angir beregning med utilstrekkelig stabilitet og grønn farge angir beregning med tilfredsstillende stabilitet. **** «5,0 m EPS» betyr at det er brukt 5,0 m EPS som lettfyll i fyllingen. Merknad: Resultatene i tabellen er basert på stabilitetsberegninger med idealisert geometri. Antatt vannstand må verifiseres. Det er for beregningene antatt tilfredsstillende områdestabilitet.					

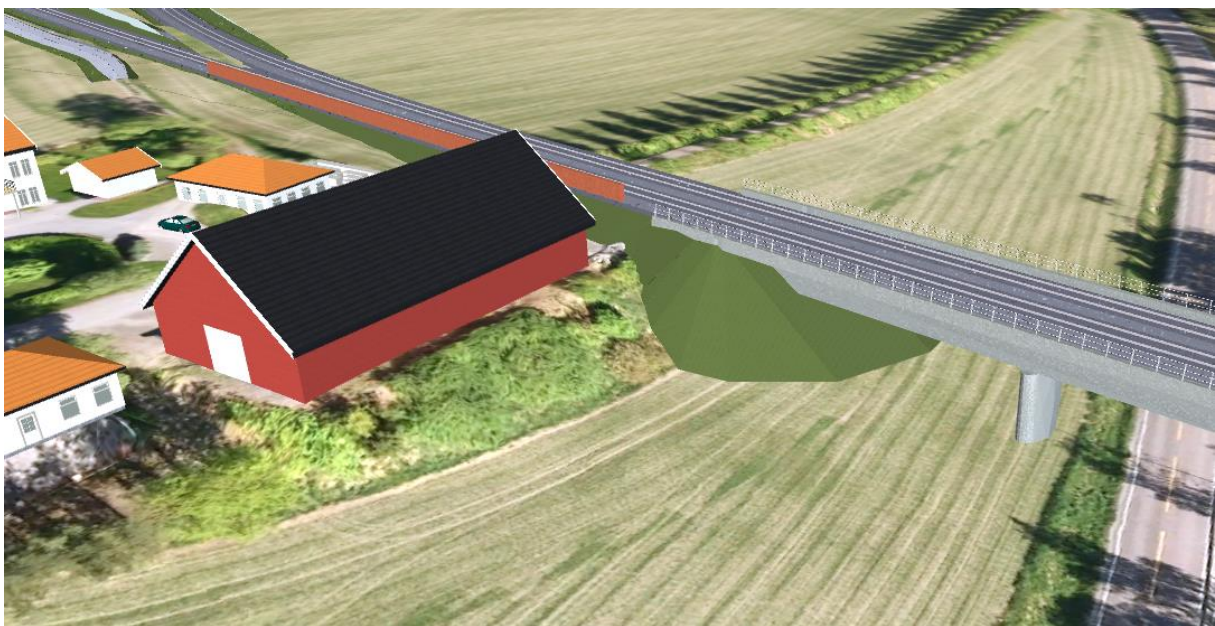
2.2.2 Setninger

Mesteparten av Østre linje går i delområde O2 over bruene K004. K004 vil bli fundamentert i berg og det er derfor ikke forventet setningsproblematikk langs denne strekningen. Østre linje går imidlertid på en fylling vest for K004. Løsmassemekktigheten ved denne fyllingen er stedvis liten og der løsmassemekktigheten øker forventes det ikke setningsgivende masser. Det vurderes derfor at setningene i delområde O2 lever opp til kravene til Bane NORs Tekniske regelverk [21].

2.2.3 Geoteknisk vurdering

2.2.3.1 Etablering av fylling

Den planlagte fylling ved vestre landkar etableres tett opp til eksisterende fylling. For at oppnå tilstrekkelig stabilitet anbefales det å anvende lettfyll som EPS. Lettfyllet må innbygges i den eksisterende fylling (viser til vedlegg E, side E12).



Figur 2.6 Illustrasjonsbilde av fylling for det vestlige landkaret til dalbru (K004) sett fra sørsiden.

Fyllingen bygges opp av sprengstein og skal ha ferdig skråningshelning 1:2. Utlegging og komprimering av sprengstein utføres i henhold til NS 3458, ref. [28].

2.2.4 Anleggsgjennomføring

2.2.4.1 Fylling omkring det vestlige landkaret

Fyllingen utføres på faste løsmasser og forventes å kunne legges ut direkte på terreng, når eventuell overjord er fjernet. Bemerk at det må graves i den eksisterende skråning for å bygge inn lettfyll.

Fyllingen etableres etter at fundamentering for landkar og brukonstruksjon er utført. Utgravingen og påfyllingen av masser skal planlegges og kravet for lokal- og områdestabilitet må ivaretas.

2.3 Konstruksjoner

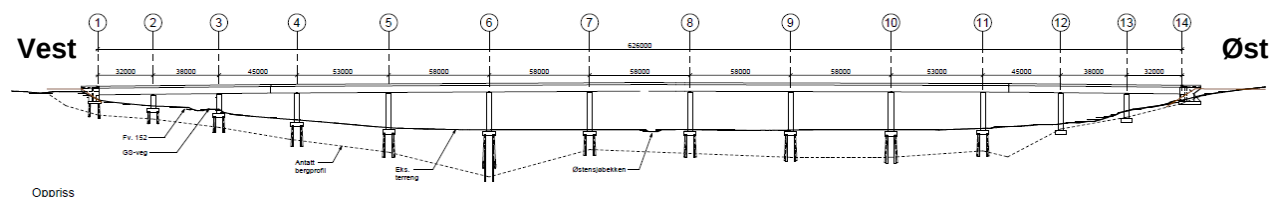
2.3.1 Fundamentering K004 (Dalbru)

Dette kapittelet omfatter en gjennomgang av de geotekniske input-data som har blitt benyttet for design av stålørspeler for fundamentering av dalbru K004. Metodikken som benyttes er i henhold til NGF sin peleveileder fra 2019 [31]. Det henvises til fagrapport for konstruksjoner UNA-00-A-10051 [29] for mer informasjon om de planlagte konstruksjonene i prosjektet.

Stålørspeler føres til berg og er dominert av aksiale laster. Prinsipp for fundamentering fremgår av Figur 2.8. Det forutsettes peler med diameter Ø813 mm.



Figur 2.7 Illustrasjonsbilde av K004 sett fra sørøst.



Figur 2.8 Lengdesnitt. Fundamenteringsprinsipp for K004 (Dalbru)

Pelene modelleres i samvirkning med fundamentene i den strukturelle modell for bruene. I den forbindelse skal pelenes stivhet og jordens betydning modelleres.

For hver brupilar etableres et profil for *bedding* basert på dybde til berg og terrengnivå. Bergflaten er modellert ut ifra refraksjonsseismikk og totalsonderinger. Anvendte forutsetninger fremgår av Tabell 2.2.

Tabell 2.2 Bedding profil for de ulike pilarer (modullinje-nummerering i samsvar med Figur 2.8)

Modullinje	Borpunkter i nærheten	Terreng nivå		Berg nivå ^{*1}		Dybde til berg
		Kote [m]		Kote [m]		[m]
		Min	Maks	Min	Maks	
1	A220, A221, A222, A223	+111,5	+114,2	+100,3	+103,2	11,6
2	A224, A225	+108,4	+108,7	+99,7	+100,9	8,6
3	10, A227	+104,4	+106,5	+90,5	+96,1	9,5
4	A227, A231 ^{*2}	+100,8	+101,3	+91,0	+91,8	9,8
5	A231, A234 ^{*2}	+96,0	+96,5	+82,8	+84,2	12,7
6	A238, A239, (A229, A237, A241 ^{*3})	+95,0	+95,2	+69,7	+72,4	25,2
7	12, A242, A243, (A229, A241 ³)	+95,0	+95,1	+79,3	+83,0	14,4
8	A246, A247, (A244, A251 ³)	+95,0	+95,2	+79,2	+81,0	15,6
9	A249, A250, A252, A253 ^{*2}	+94,7	+94,9	+77,6	+77,8	17,1
10	A252, A253, A255, A256 ^{*2}	+94,8	+94,8	+76,4	+76,7	18,3
11	A255, A256, 14, A257, A258, E115 ^{*2}	+95,7	+96,1	+77,8	+79,2	17,5
12	A257, A258, E115 ^{*2}					
13	Ingen					
14	ingen					

*1: Bergnivå er fra modellen av bergflaten og uttrykker variasjon innenfor et areal på 20 x 15 m (B x L) omkring bru pilar. Lengden (L) refererer til bruens lengderetning og bredde (B) til tverretning

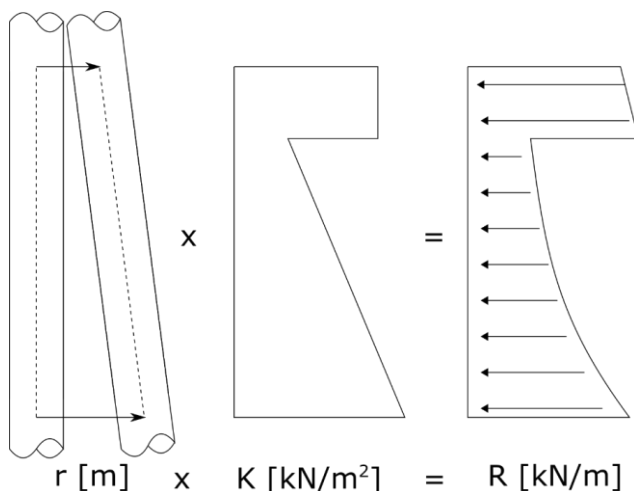
*2: Langt til nærmeste boring i lengderetningen av bru

*3: Borpunkter i parentes er plassert i avstand av bru i tverretningen.

2.3.1.1 Tverrlast

Lineær stivhet

Sidestøtten modelleres med fjærer, basert på en lineær stivhet i det enkelte nivå, men med varierende stivhet med dybden.



For første iterasjon av stivhet brukes verdien:

$$K = 200 \cdot c_{uDSS}(z)$$

der c_{uDSS} er karakteristisk udrenert DSS skjærfasthet i dybden z [31].

Ved det dypeste sted (modullinje 6) brukes fjærstivheter som vist her.

- Tørrskorpe er normalt ikke relevant, da undersiden av fundamentene er under dette laget. Ellers antas det friksjonsmateriale – noe som gir lav stivhet.
- Ved modullinje 6 er det faste masser i bunnen av totalsonderingen, og det antas at det treffes ca. 20 meter under terreng. De faste massene antas som friksjonsmateriale. Stivheten i tabellen for de faste masser er initialstivhet, idet det antas at spissen ikke flytter seg vesentlig.
- Bergflaten ligger dypt her. Dybde på 27 m er antatt.

For de andre modullinje 7 – 11 kan det benyttes samme verdier som gitt i Tabell 2.3.

Tabell 2.3 Lagdeling og fjærstivheter for modullinje 6

K004 Dalbru – modullinje 6			K = K0+DK/m, fra dybden z1 til z2				
Omtrent	Kote	Dybde	z1	z2	K0	DK	Lag
			m	m	kN/m2	kN/m2/m	-
Terreng	+95,0	0	0	2.3	0	1000	Tørrskorpe
Bergflate	+68,0	27	2.3	9.0	2400	0	Leire
			9.0	15.0	2400	300	Leire
			15.0	20.0	4200	0	Leire
			20.0	27.0	250000	15000	Faste masser

Initialstivheten, K0 (k-z iht. API terminologi), for de faste masser baseres på anbefalinger gitt i API-RP2A. For å komme frem til tallet på K0 = 250 000 kN/m2 forutsettes det, at de faste masser fra 20 m under terreng består av sand under vannspeilet med en friksjonsvinkel på 35 grader (K0 = 35 MPa/m · 20 m = 700 000 kPa). Stivheten er da etter hvert redusert for å ta høyde for at påvirkningen av pelene er syklisk samt for å korrigere for pelenes diameter.

I peleveiledningens [31] kapittel 4.3.2 vises til API-RP2A. Angitt stigningstall, k, i peleveiledningens tabell 4-8 tilsvarer her angitt K0/dybde, svarende til 250 000 kN/m2 / 20 m = 12500 kN/m3. Valgt initialstivhet tilsvarer således løs-middelsfast sand under vannspeilet.

Flytningsavhengig stivhet

For detaljert beregning av sekant stivhet brukes flytningen av pelen imot jorden. Dette implementeres i en detaljert fase av prosjektet.

For en gitt dybde z beregnes jordreaksjonens kapasitet per lengdeenhet av:

$$q_{trk} = (N_{ru} \cdot c_{uDSS} \cdot d) / \xi$$

Der;

d = pelens tverrmål (diameter)
 N_{ru} = reaksjonstallet (se Tabell 2.4)
 ξ = antas 1,45

Tabell 2.4 Reaksjonstallet N_{ru} som funksjon av dybde (z) og pelediameter (d)

z/d	N_{ru}
<4	5
4 til 8	$1,25 \cdot z/d$
>8	10

$\varepsilon_{50} = 0,003$ legges til grunn for bestemmelse av stivhet.

Da er forskyvning $\delta_{50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot d$

For peler med diameter 0,813 m er $\delta_{50} = 6,09 \text{ mm}$

2.3.1.2 Spissmotstand

Pelene føres til berg, og det legges til grunn at pelene er understøttet i spissen. Som en simpelt understøttet pel.

Dimensjonerende bæreevne på berg beregnes som følger:

$$q_{bd} = \frac{N_s \cdot \sigma_{tf}}{\gamma_t \cdot \xi}$$

Der;

σ_{tf} = Bergets målte enaksiale trykkfasthet
 N_s = Bæreevnefaktor for spiss på eller i berg (min 4, tabell 4.5 i peleveiledningen [31])
 γ_t = Partialkoeffisient for motstand (=1.1)
 ξ = Korrelasjonsfaktor (antatt 1.45 inntil videre)

For berg med trykkfasthet $\geq 25 \text{ MPa}$ blir bæreevnen da minst 62 MPa. Dette vil ikke være dimensjonsgivende for peler med diameter over 0,5 m og antatt maksimal aksiallast.

2.3.1.3 Knekkning

Ved knekking ses det bort fra stålets virkning, og alene kjernen av betong tas i regning. Stivheten til bruk for knekking er antatt en forsiktig verdi av jordens reaksjonsmodul C , hvor $C = 50 \overline{c_{ud}}$ og $\overline{c_{ud}}$ er en midlere karakteristisk verdi av den udrenerte DSS skjærfasthet over knekk lengden.

Knekklast bestemmes av:

$$R_{Kcal} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_p^2} + \frac{C \cdot l_p^2}{\pi^2}$$

for en rett pele i jord med flyteledd i begge ender. Det er på den sikre side å anta dette selv om peler er innspent i toppen.

Maksimal lengde er knekkklengden L_k :

$$L_k = \pi \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{C}}$$

Dimensjonerende knekkklengde er da:

$$R_{kd} = \frac{R_{Kcal}}{\gamma_t \cdot \xi_3}$$

der $\xi_3 = 1.45$ og $\gamma_t = 1.1$ (Peleveiledningen [31] avsnitt 1.10.8)

2.3.2 Geoteknisk vurdering

2.3.2.1 Fundamentering av bru (K004)

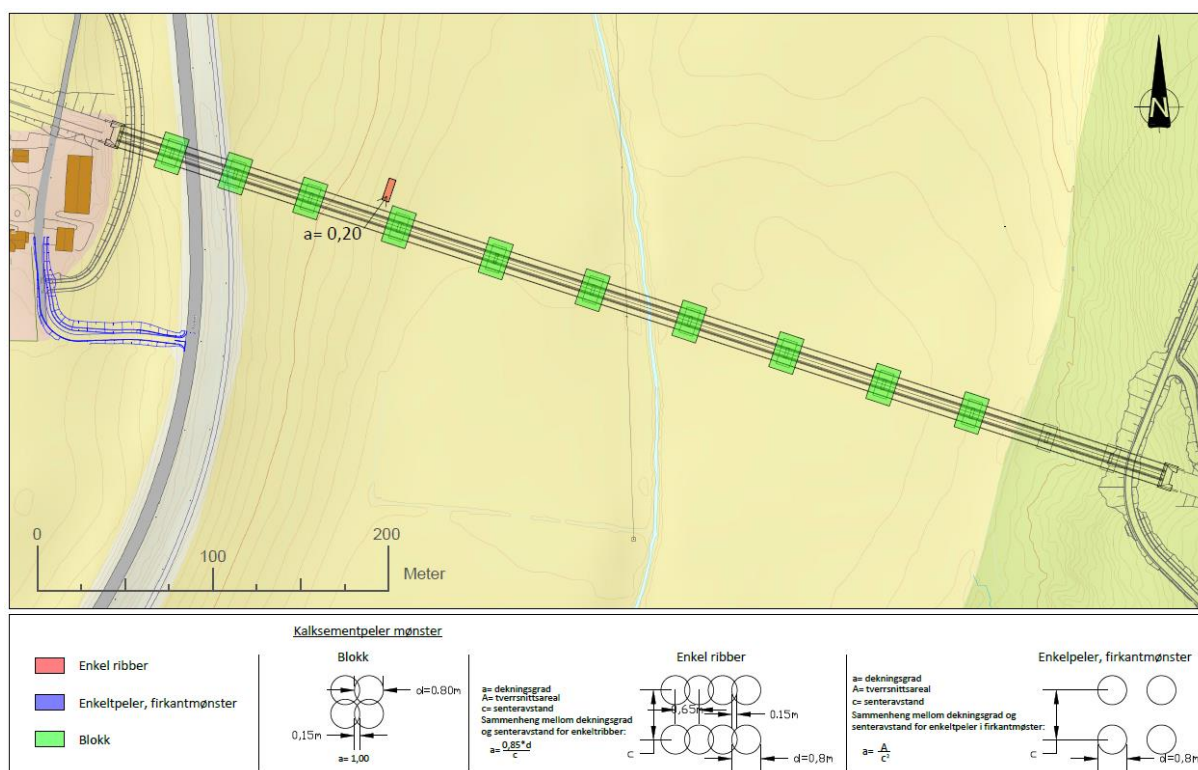
Fundamentering av bru utført som stålørspeler til berg. I området hvor bruene (K004) er plassert er det registrert en løsmassemektighet mellom 15 og 25 meter. Med utgangspunkt i NGU sitt berggrunnskart skal berget i området bestå av granittisk øyegneis, som kan forventes å ha en enaksial trykkfasthet på mellom 100 og 200 MPa. Øyegneisen som har blitt kartlagt er lite oppsprukket og av god kvalitet. Med den antatte bergmassekvaliteten samt den antatte trykkfastheten vurderes bergmassen generelt som egnet for pelefundamentering som direkte fundamentering. Ut fra de seismiske grunnundersøkelsene og DTM-kart har det blitt kartlagt en forkastning i området rundt der søyle nr. 6 er planlagt plassert. Bergmassekvalitet ved forkastninger kan være betraktelig dårligere enn kvaliteten som er observert i felt. Ut fra strøket til forkastningen og den geografiske beliggenheten er det mest sannsynlig en normalforkastning dannet i forbindelse med Osloriften. Normalforkastninger har typisk et fall på rundt 60 grader. Det bør vurderes å øke innboringsslengden av stålørskjernene for søyle nr. 6 for å sikre fundamentering i intakt berg. Det henvises til UNA-00-A-10027 Ingeniørgeologisk vurderingsrapport [4] for mer informasjon om berggrunnen i prosjektområdet.

2.3.2.2 Utgravning

Der utgravning for fundamentering av endeopplegg for bru skjer nær bebyggelse og skråningshelning ikke kan etableres tilstrekkelig bratt med tanke på lokalstabilitet, må det påregnes midlertidig avstivning for nå planlagt fundamenteringsnivå. Avstivning vurderes utført mest hensiktsmessig ved bruk av spunt. Viser til Tabell 2.1.

Etablering av brufundamentering krever spuntbyggegropen med innvendig avstivning som kan ta opp høydeforskjeller på inntil 4 m, samt et differensvanntrykk på rundt 3 m. For å kunne håndtere de sensitive leirene som skal utgraves og for å oppnå tilstrekkelig innvendig motstand til spunt må det lokalt kalksementstabiliseres til noen meter under planlagt utgravningsnivå innen spunt etableres. Omfang av kalksementplassering i delområde O2 er vist i Figur 2.9.

Det skal etableres fundamenter for K004 innenfor en faresone for løsneområde. Det henvises til rapport for utredning av områdestabilitet ref. [2] for vurderinger rundt fundamenteringsarbeider innenfor faresone for løsneområde.



Figur 2.9 Omfang av kalk-sement stabilisering for delområde O2

2.3.2.3 Anleggsvei for fundamentering i dalen

Planlagt anleggsvei vil krysse en faresone for løснеområde. For å sikre tilstrekkelig områdestabilitet for anleggsvei er det nødvendig med stabiliserende tiltak. Stabiliserende tiltak for anleggsveien kan både være i form av motfylling eller KS-stabilisering. For nåværende er det forutsatt en løsning med KS-stabilisering som vist i Figur 2.9 (i rødt). Det henvises til rapport for utredning av områdestabilitet ref. [2] for nærmere vurderinger rundt områdestabilitet og etablering av midlertidig anleggsvei.

2.3.3 Anleggsgjennomføring

2.3.3.1 Arbeidsbeskrivelse, rekkefølge

Brukonstruksjoner i dalen

- Etablere kalksmentpeler
- Vente til skjærstyrken til kalksmentpelene er tilstrekkelig (for nå er det antatt 28 døgn)
- Etablere utgravning med avstivning, stabilisering eller en kombinasjon
- Etablere stålrørspeler, fundamentering

Viser for øvrig til beskrivelsen i kap. 7.1.

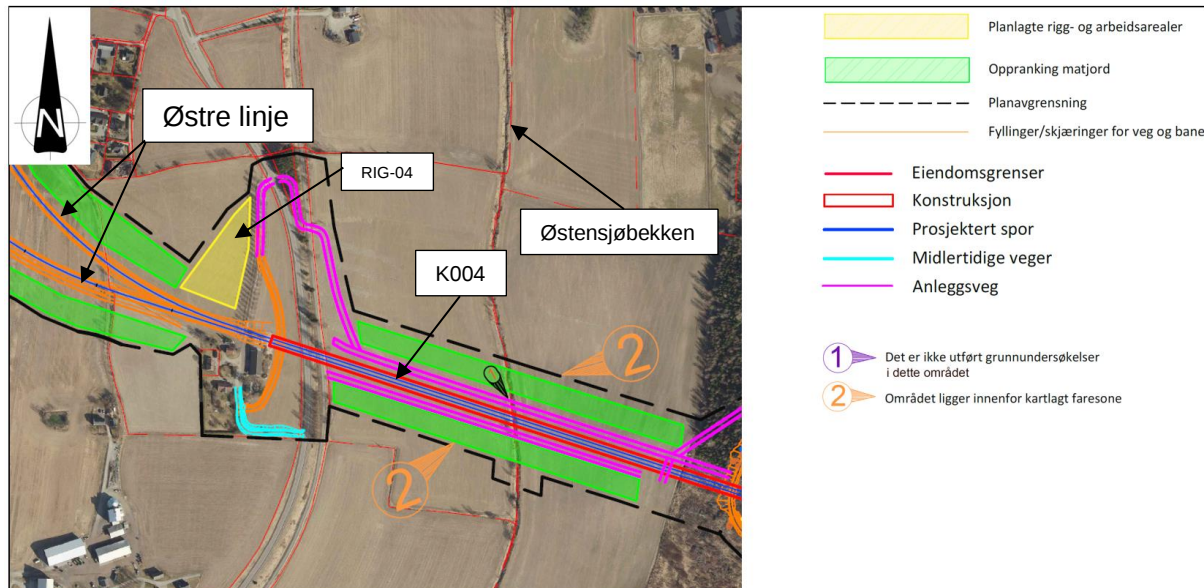
Endeopplegg

- Etablere avstivning (spunt) og utgravning
- Etablere brukonstruksjoner
- Etablere fylling
- Etablere overbygning

2.4 Deponi og riggplass

Det er planlagt ett riggområde (RIG-04) nordvest for dalbruen (K004) i delområde O2. Figur 2.10 viser utstrekning og plassering av riggområdet. Området har en helning på 1:15 og heller mot øst ned mot Østensjøbekken. Det forventes en løsmassemektighet på rundt 3 meter, men enkelte borpunkt tyder på at løsmassemektigheten kan øke brått i dette området. Det har blitt antatt at grunnen består av tørrskorpeleire over berg i området der riggområdet er planlagt plassert.

Det er ingen planlagte deponier i delområde O2.



Figur 2.10 Kartet viser område (markert i gul) som vurderes brukt som riggområde/arbeidsplass.

2.4.1 Stabilitet

Det planlagte riggområde RIG-04 er rett vest for dagens Fv.152 og nordvest for dalbruen (K004). Plasseringen av riggområdet er vist i Figur 2.10. Området har en helning på rundt 1:15 mot dalen. Stabiliteten av riggområde RIG-04 er ikke undersøkt med stabilitetsberegninger. Det forventes at stabiliteten er tilfredsstillende grunnet lav helning på området og gode grunnforhold. Tolket lagdeling ved RIG-04 er vist helt til venstre i lengdesnittet som er vist i Figur 2.3. Det er ikke påvist sprøbruddmateriale ved RIG-04.

2.4.2 Setninger

Det må forventes noe setninger. Setningsomfang vil være proporsjonel med påførte laster og har ikke blitt vurdert nærmere.

Plassering av eventuelt setningsømfintlige bygg/konstruksjoner innom RIG-04 bør vurderes særskilt.

2.4.3 Geoteknisk vurdering

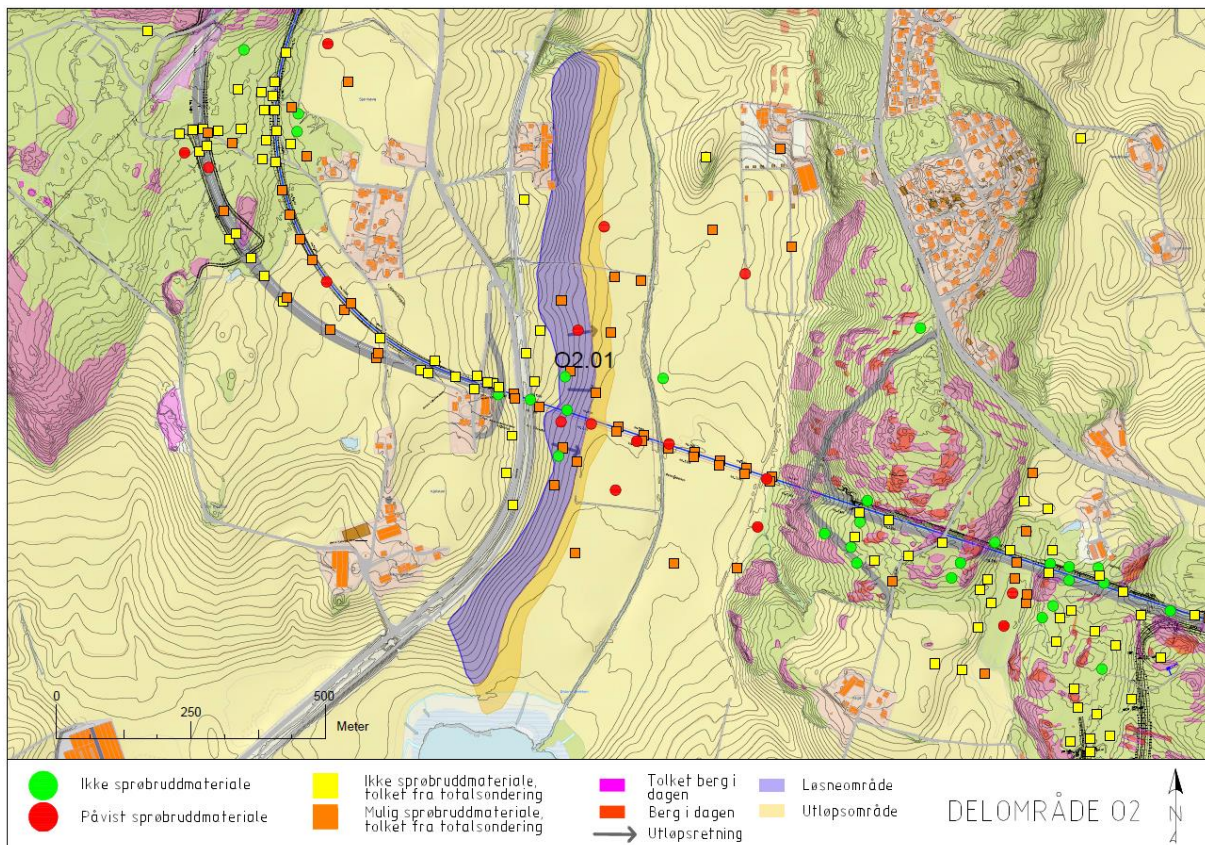
Den planlagte plassering vurderes å være egnet som riggområde/arbeidsplass. Det bemerkes, at løsmassemektigheten øker ned mot dalen og grunnforhold kan variere. Grunnforholdene er antatt til å være tilnærmet like som nærliggende utførte grunnundersøkelser.

2.4.4 Anleggsgjennomføring

Utgraving og påfylling av masser skal planlegges og ivareta krav til lokalstabilitet.

2.5 Områdestabilitet

Det er identifisert én faresone for områdeskred som kan få konsekvens for planlagte tiltak i delområde O2. Faresonen ligger langs skråningen vest for Kråkstadbekken. Det skal utføres fundamenteringsarbeider i forbindelse med konstruksjon K004 og etableres anleggsvei innenfor faresonen. Det skal sikres at områdestabilitet i faresonen er ivarettatt i henhold til NVE veileder 1/2019 [11] for alt arbeid som kan påvirke stabiliteten til faresonen. Det henvises rapport for utredning av områdestabilitet ref. [2] for nærmere beskrivelser og vurderinger rundt områdestabilitet i delområde O2.



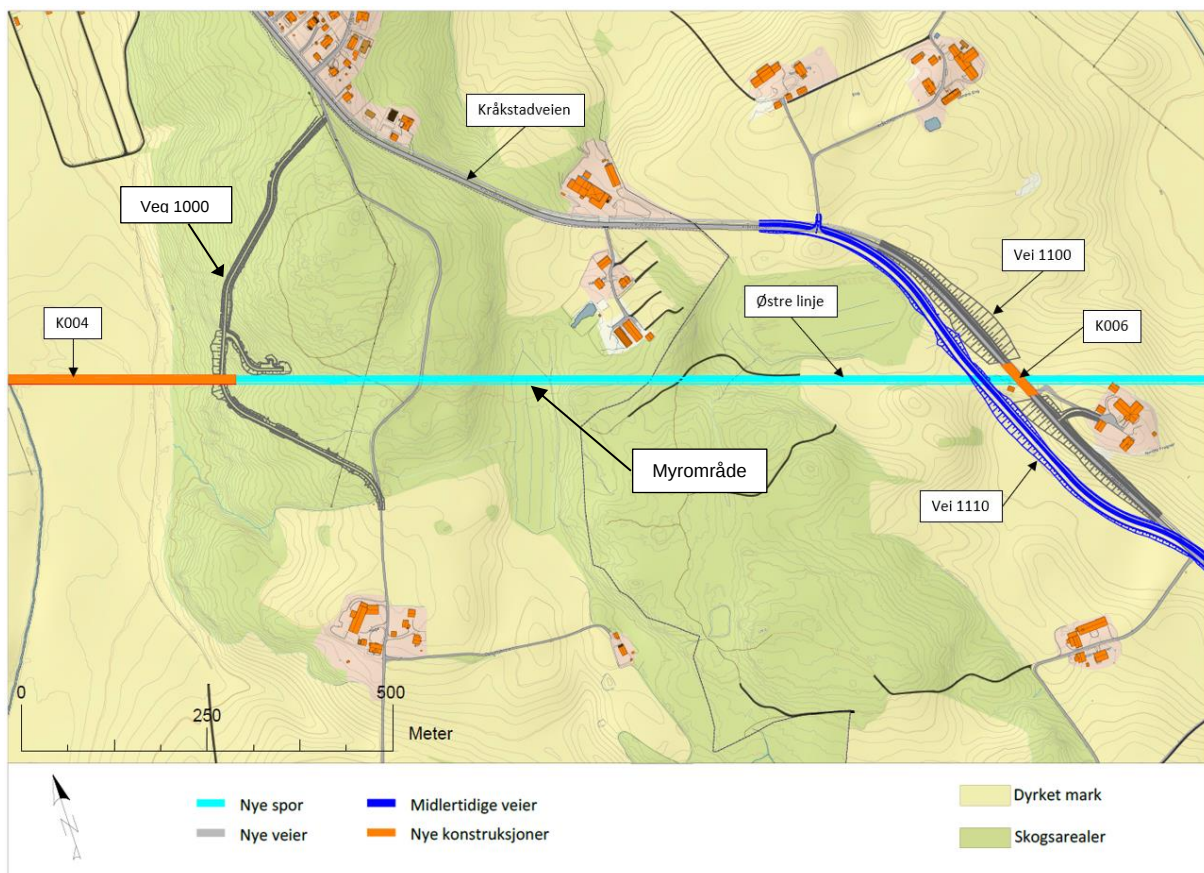
Figur 2.11 Faresoner for områdestabilitet i delområde O2

3 OMRÅDE O3

Figur 3.1 viser et oversiktskart over de planlagte tiltakene i delområde O3. Helt vest i delområde O3 skal det etableres en jernbanefylling med høyde i overkant av 4 meter opp mot det østlige landkaret til K004. 50 meter øst for landkaret til K004 vil Østre linje gå i en strekning med bergskjæring. Strekningen med bergskjæring er i underkant av 300 meter. Videre mot øst krysser Østre linje et myrområde som ligger i en forsenkning i terrenget. Østre linje vil ligge i en lavere høyde enn terrenget ved kryssingen av det 80 meter brede myrområdet. Etter passeringen av myrområdet vil Østre linje bli etablert i en rundt 220 meter lang bergskjæring. Det henvises til ingeniørgeologisk vurderingsrapport for nærmere beskrivelse av bergskjæringene i prosjektområdet og ingeniørgeologiske vurderinger. Videre øst i delområde O3 vil Østre linje hovedsakelig bli etablert i en strekke med løsmasseskjæring med kun en mindre fylling med høyde på rundt 1,5 meter.

Det skal kun etableres en vei i delområde O3 (vei 1000). Vei 1000 skal erstatte Østensjøveien og vil gå fra Kråkstadveien nord i O3 og sørover under K004. Veien vil bli etablert i mindre berg- og løsmasseskjæring og en 5 meter høy fylling i skrående terreng under K004.

Det planlegges å etablere 2 riggplasser i delområde O3. Riggplassene er nærmere beskrevet i kap. 3.3.

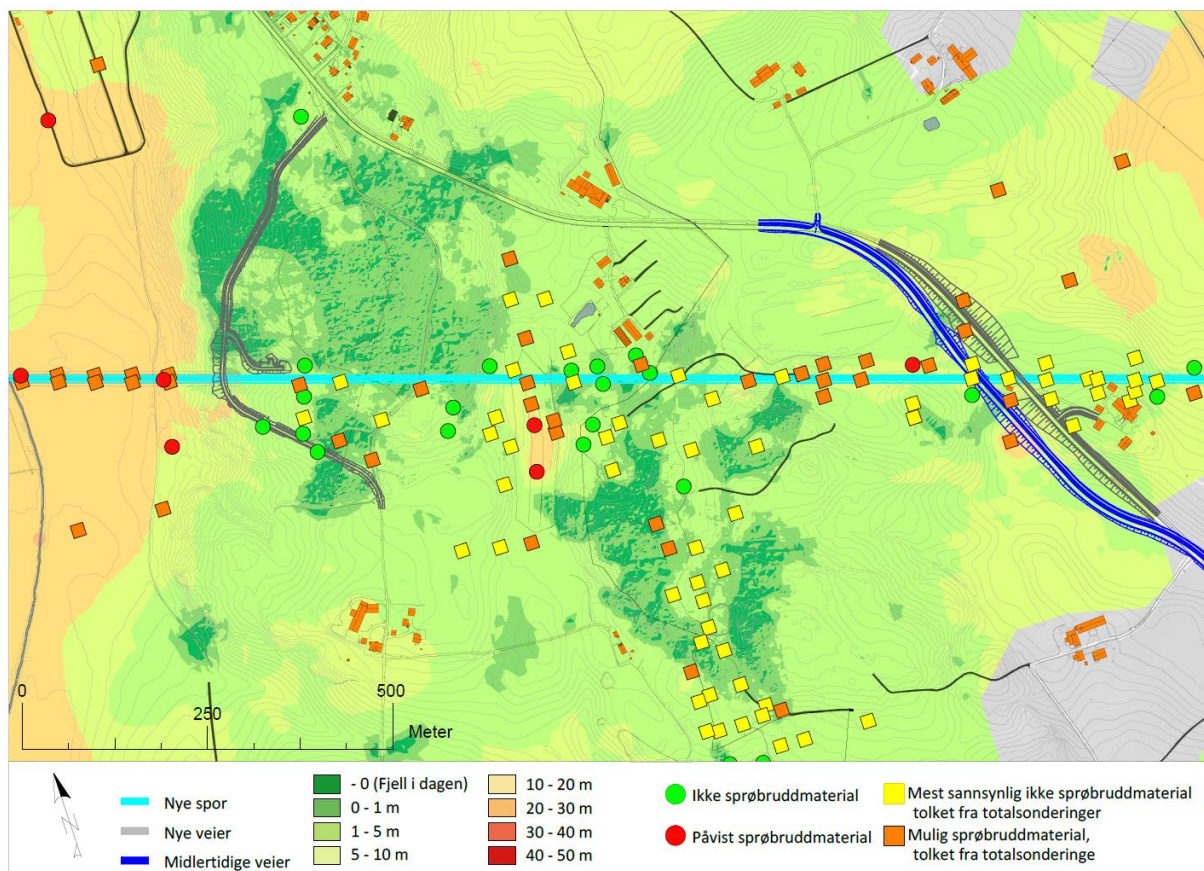


Figur 3.1 Kartet viser en oversikt over planlagte tiltak og eksisterende infrastruktur i delområde O3.

3.1 Grunnforhold og grunnvannstand

Det er berg i dagen og liten løsmassemektighet (typisk 0-3 meter) i store deler av delområde O3. I et myrområde er det imidlertid påvist høyere løsmassemektighet (opptil 15,5 meter) og det er påvist leire med sprøbruddsegenskaper under torv. I den østligste delen av delområde O3 er løsmassemektighet typisk 3-6 meter. Løsmassene i denne delen består av et øvre lag med tørrskorpeleire med typisk tykkelse på 3 meter over bløtere leirer.

Figur 3.2 viser et løsmassemekteighetskart over delområde O3, samt tolkede resultater av totalsonderinger. For mer detaljert informasjon om løsmassene i delområde O3 henvises det til Datarapport grunnundersøkelser (detaljplan) UNA-00-A-10020 [19] og Datarapport grunnundersøkelser (hovedplan) MIP-00-V-00048 [6].

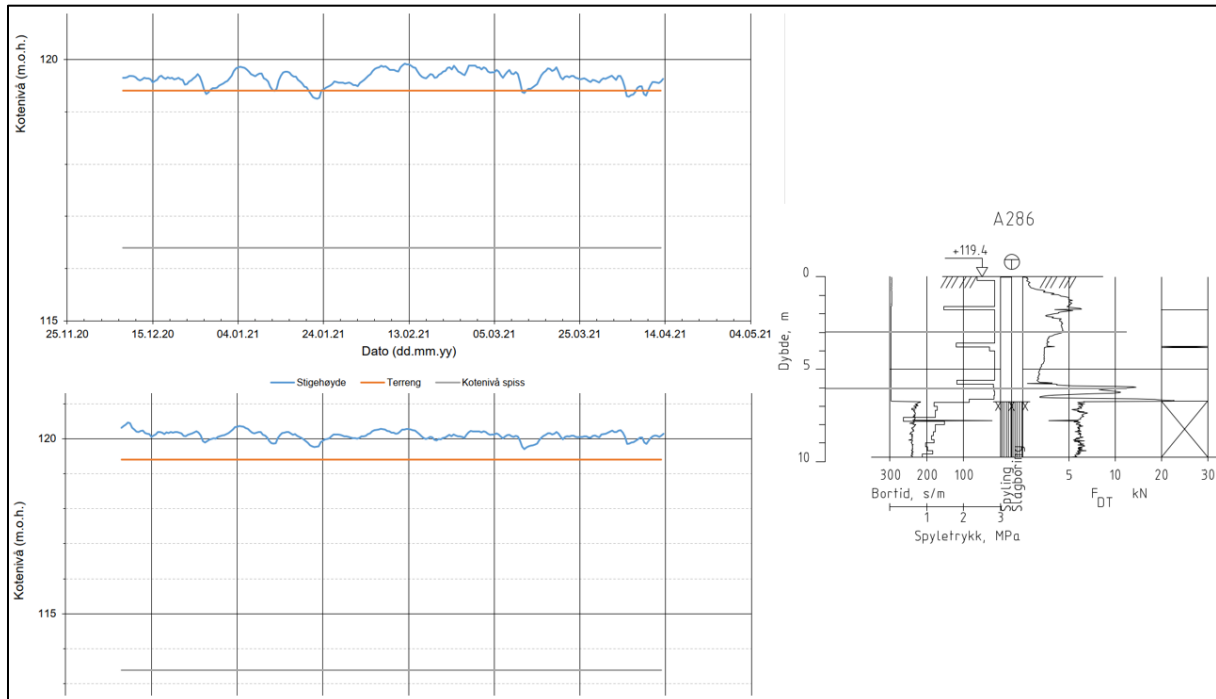


Figur 3.2 Løsmassemekteighetskart over delområde O3.

Det er plassert 4 poretrykksmålere fordelt på to borpunkter i delområde O3 (H113-1 og A286). Figur 8.1 viser omtrentlig plassering til alle poretrykksmålere i prosjektområdet. Poretrykksmålerne i borpunkt A286 er satt 3 og 6 meter under terreng i henholdsvis leire og antatt morene. Figur 3.3 viser resultater fra poretrykksmålerne i tidsrommet 25.11.2020 til 14.04.2021. Resultatene tyder på en grunnvannstand på typisk 0,5 meter over terreng. Målingene tyder på et poreovertrykk på rundt 4 kPa ved 6 meters dyp. Under befaring i forbindelse med kartlegging av berg i dagen ble det observert vann i terreng i dette området.

Poretrykksmålerne i borpunkt H113-1 er satt i dybde 5 og 14 meter under terreng. Begge poretrykksmålerne er satt i leire. Resultatene fra poretrykksmåleren satt i 5 meters dyp tyder i likhet med resultatene fra A286 på en GVS 0,5 meter over terreng. Dataen fra poretrykksmåleren ved 14 meter dyp viser i midlertid et overtrykk i området 17-25 kPa.

Poretrykksmålerne er satt i et søkk i terrenget i myrområdet. Målt poretrykk antas ikke å være representabelt for områder som er mer høytliggende. For disse områdene har det blitt antatt en GVS på 1 meter under terreng og hydrostatisk trykktilvekst med dybden.



Figur 3.3 Resultater fra avlesning av poretrykksmålere (3 og 6 meter under terreng) i borpunkt A286 i tidsrommet 25.11.20 - 14.04.21.

3.2 Fyllinger og skjæringer for jernbane og veg

3.2.1 Stabilitet

Kombinasjonen av torv og sprøbruddmateriale i myrområdet i delområde O3 fører til stabilitetsproblematikk og utfordringer med tanke på anleggsgjennomføring. Stabilitet og stabiliserende tiltak ved myrområdet er vurdert i vedlegg H.

Stabiliteten til jernbanefylling og -skjæring i den østlige delen av O3 er undersøkt med stabilitetsberegninger for snitt O3-04-A og snitt O3-04-B. Plassering av snitt og tolket lagdeling og styrkeparametere i snittene er vist i vedlegg D, side D8. Utførte stabilitetsberegninger for snitt O3-04-A og snitt O3-04-B er vist i vedlegg E, side E16-E22. Utførte stabilitetsberegninger for snitt O3-04-A viser tilstrekkelig stabilitet for jernbanefyllingen med tolket lagdeling og styrkeparametere. Beregning vist i vedlegg E side E20 viser tilstrekkelig stabilitet dersom det etableres en 3 meter tykk sone med enkeltribber med dekningsgrad på 30% på nordsiden av spor.

Anvendt metode for stabilitetsberegninger er beskrevet i kap. 4.1 i UNA-00-A-10025 [1]. Metodikk for modellering av ADP-faktorer i SLIDE2 er nøye beskrevet i vedlegg A til UNA-00-A-10025 [1]. I beregningene er det anvendt ADP-faktorer som angitt i kap. 2.8.

Tabell 3.1 Resultater av stabilitetsberegninger for delområde O3.

Vedlegg	Tilstand	Last*	Vannstand**	SF***	Merknad/tiltak****
[-]	[-]	[kN/m ²]	[m u.t.]	[-]	[-]
Tverrprofil O3-04-A, fylling for jernbane					
E16	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	0,63	Brudd i leire, tiltak R2L
E17	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	2,01	Brudd i fylling, tiltak L2R
E18	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	Overgang tørrskorpe berg	0,99	Brudd i Tørrskorpe, tiltak R2L
E19	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,21	Brudd i leire, ca 2 m av skjæring er gravet ut Tiltak R2L
E20	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,66	Brudd i leire, 30% KS-enkeltribber. Tiltak R2L
Tverrprofil O3-04-B, jernbaneskjæring					
E21	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,45	Brudd i tørrskorpe
E22	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	2,03	Brudd i fylling
* «B1» angir primær flatelast på bane, «B2» sekundær flatelast på bane og «B3» angir primære flatelast på sporforgrening. ** Angir vannstand i meter under terreng. I skjæringer har det blitt antatt en helning på grunnvannsspeilet på 1:7 i tørrskorpeleire. *** Rød farge angir beregning med utilstrekkelig stabilitet og grønn farge angir beregning med tilfredsstillende stabilitet. Merknad: Resultatene i tabellen er basert på stabilitetsberegninger med idealisert geometri. Det er for beregningene antatt tilfredsstillende områdestabilitet.					

3.2.2 Setninger

Med unntak av fyllingen opp mot østre landkar til K004 og fyllingen ved snitt O3-04-A går Østre linje kun i berg- eller løsmasseskjæringer. Det forventes ingen setninger der Østre linje går i skjæring ettersom effektivspenningene ikke vil øke. Det forutsettes at alle organiske masser bort graves eller utskiftes. I området der fyllingen opp mot K004 skal etableres forventes det at løsmassemektheten er lav (rundt 0,5 - 2 meter). Det antas her at løsmassene graves bort og at fyllingen etableres på berg. I området rundt snitt O3-04-A er det påvist en løsmassemekthet på 6,4 og 1,3 meter i borpunkt A308 og A311. Løsmassene består av et øvre lag med tørrskorpeleire til rundt 3 meters dyp over leire.

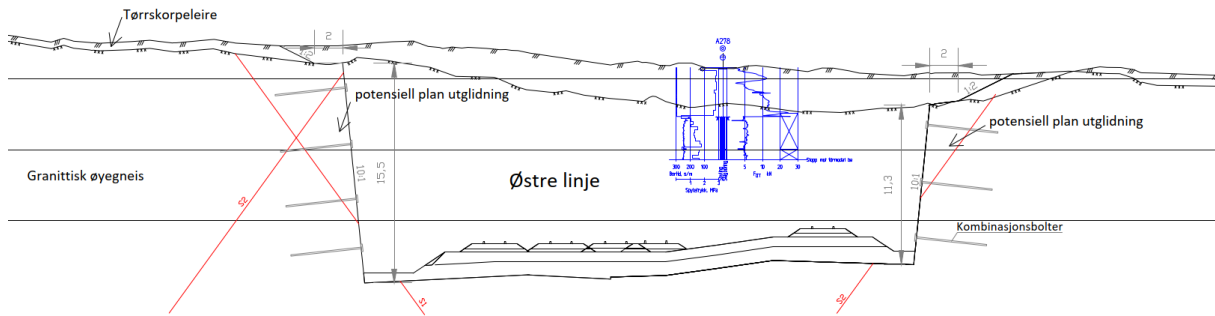
Det har blitt utført en setningsberegning langs snitt O3-04-A for å kontrollere om forventede setninger tilfredsstiller krav om skjevsetninger og differansesetninger for jernbanespor ettersom den sørlige delen av jernbanespolet skal etableres i skjæring og den nordlige delen skal etableres på fyllingen med høyde på 1,7 meter. Antatt lagdeling er vist i vedlegg D, side D8. I setningsberegningen har det blitt benyttet tolkede deformasjonsparametere fra utført ødometerforsøk på intakt sylinderprøve fra borpunkt A367, som er det nærmeste borpunktet der det er utført ødometerforsøk. Tolkede deformasjonsparametere er oppsummert i Tabell 2.2. Lasten fra planlagt fylling antas å være 33 kPa. Det har blitt antatt en lastspredning på 2:1 i setningsberegningen. Det har kun blitt sett på primærsetningene fra leirelaget. Primærsetningene ble beregnet til å være 1 cm. I tillegg til primærsetninger må det også regnes med noe sekundærsetninger.

Med bakgrunn i betraktningene over og utført setningsberegning i snitt O3-04-A vurderes det at forventede setninger oppfyller alle setningskrav til jernbanespor.

3.2.3 Geoteknisk vurdering

3.2.3.1 Etablering av skjæring

En stor andel av skjæringene i delområde O3 er bergskjæring med løsmasseskjæring over. Løsmassemekktigheten der bergskjæring planlegges i O3 er typisk 0-3 meter og består av tørrskorpe. Løsmasseskjæringene over bergskjæringene skal utformes med en helning på 1:2, 2 meter bak prosjektert bergskjæringstopp som vist i Figur 3.4.



Figur 3.4 Prinsippskisse for utforming av løsmasseskjæring over bergskjæring i delområde O3. Figuren er hentet fra ingeniørgeologisk vurderingsrapport [UNA-00-A-10027] [4]. Vist spormodell er utgått men prinsipp for utforming av bergskjæring er lik.

Løsmassemekktigheten på sørsiden av Østre linje er antagelig lavere enn det som er vist i beregning E16 ettersom området der skjæringen planlegges etablert er tolket til å være berg i dagen fra laserdata fra Høydedata.no. Dersom det skulle vise seg at løsmassemekktigheten er høyere enn antatt, viser beregningen på side E16 at løsmasseskjæringen ikke står med tilstrekkelig stabilitet. Nedplanering som vist i beregning i vedlegg E side E19 kan da gjennomføres for å oppnå tilstrekkelig stabilitet.

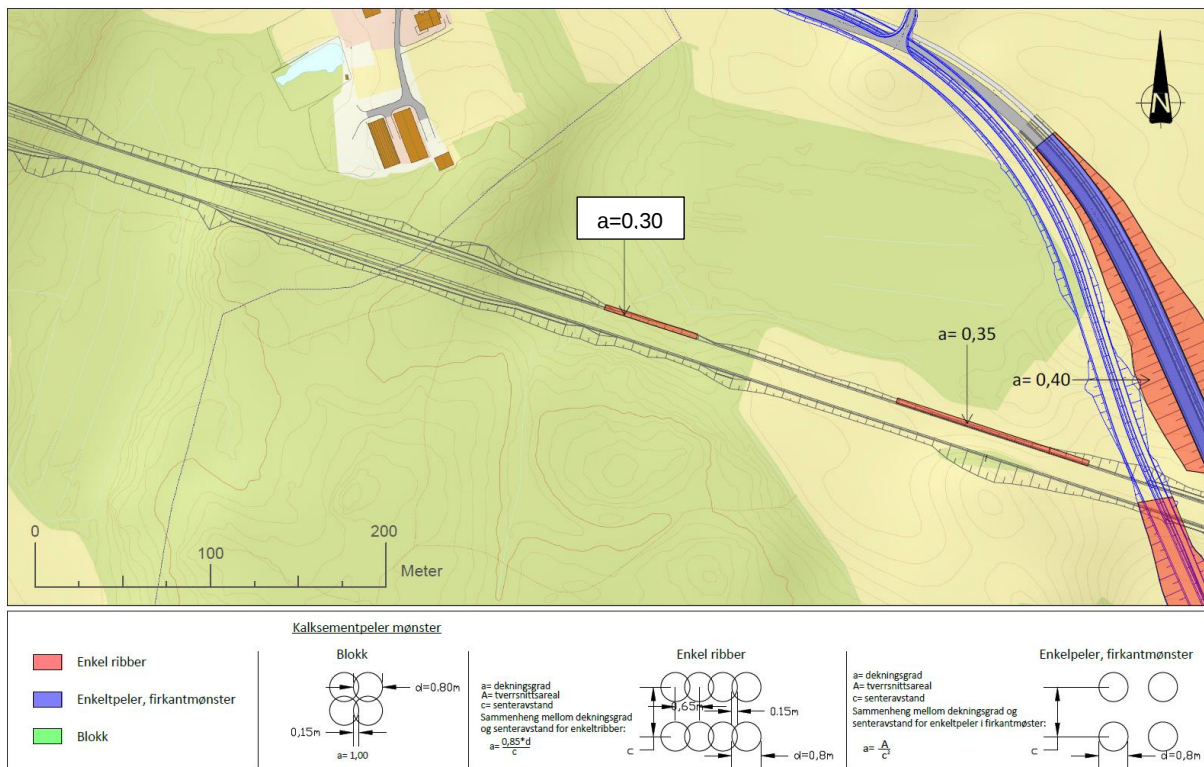
Midlertidige skjæring i tørrskorpeleirene kan etableres med helning 1:1,5 ved utgravning over grunnvannstand.

Skjæring med helning 1:2 eller brattere i siltige og finsandige masser kan erfaringsmessig være utsatt for overflateglidninger. Dersom skjæringene er vannmettet og det påtreffes lag av finsand eller silt, må det påregnes å sikre overflatestabilitet av midlertidige skjæring ved utslakning til helning til 1:2 eller slakere, plastring med 0,5 – 1,0 m sprengstein/pukk, eller etablering av pukkfylte grøfter i skjæringen. Det må også påregnes drenering og vannpumping i skjæringsfot.

3.2.3.2 Etablering av fylling

Stabilitetsberegningen vist i vedlegg E side E19 viser at planlagt jernbanefylling i snitt O3-04-A ikke oppfyller krav om stabilitet uten stabiliserende tiltak med antatt lagdeling og styrkeparametere. Beregning vist i vedlegg E side E20 viser tilstrekkelig stabilitet dersom det etableres en 3 meter tykk sone med enkeltribber med dekningsgrad på 30% på nordsiden av spor. Alternativt kan man utføre masseutskifting til berg i dette området for å unngå KS-stabilisering. Løsmassemekktigheten i borpunkt A308 er 6,4 meter. KS-stabilisering som stabiliserende tiltak (vist i Figur 3.5) er per dags dato lagt til grunn.

Det har blitt antatt at styrkeparametere fra utførte konus og enaksforsøk fra borpunkt A321 er representativ for leiren i snitt O3-04-A. Det bemerkes at borpunkt A321 ligger over 200 meter øst for snitt O3-04-A. Det anbefales å utføre en totalsondering og ta sylinderprøver i kritisk leirlag 20 m nord for borpunkt A308. Dette for å undersøke om valgt lagdeling og styrkeparametere i snitt O3-04-A er satt for konservativt.

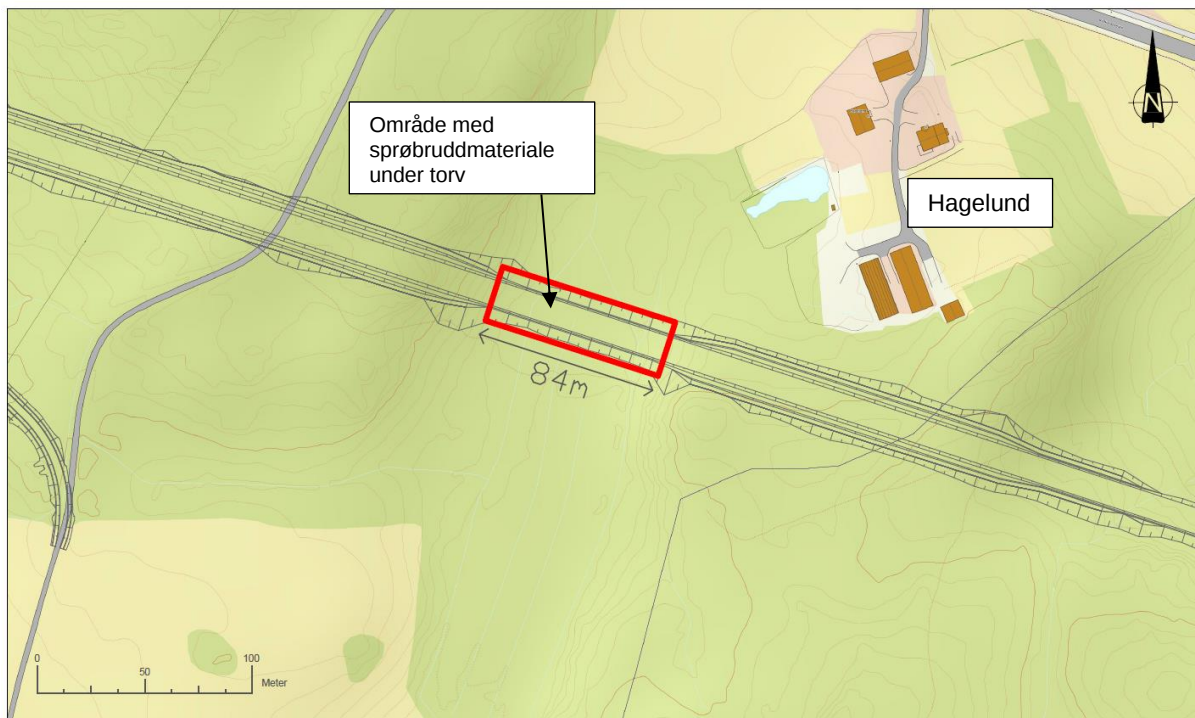


Figur 3.5 Utkast til omfang av kalk-sementstabilisering i delområde O3.

3.2.3.3 Myrområdet

Østre linje vil gå i skjæring over et søkk i terrenget der det er høy løsmassemektighet med torv over bløt leire og vann i terrenget. Området er vist i Figur 3.6. Det er registrert omtrent 2-3 m torv over sprøbruddmateriale med en dybde til berg på inntil 10-15 m dyp. Valg av maskiner (totalvekt og marktrykk) vil ha stor betydning for mulig anleggsgjennomføringen. Det er mulig at en annen bestemt sammensetning av maskinell og løsningsmetoder kan være gjennomførbare enn den anviste. Ettersom man har kombinasjonen av skjæring, bløt leire og torv vurderes den sikreste løsningen å være sikring av sideterrenget i form av permanent rørspunt til berg. Løsningen vil kreve innvendig avstivning i et eller flere nivåer samt stabilisering av de bløte masser som skal graves ut mellom veggene. Se nærmere beskrivelse videre i kapittel 3.2.4.

Utgravede torvmasser vurderes som uegnet for videre bruk i prosjektet.



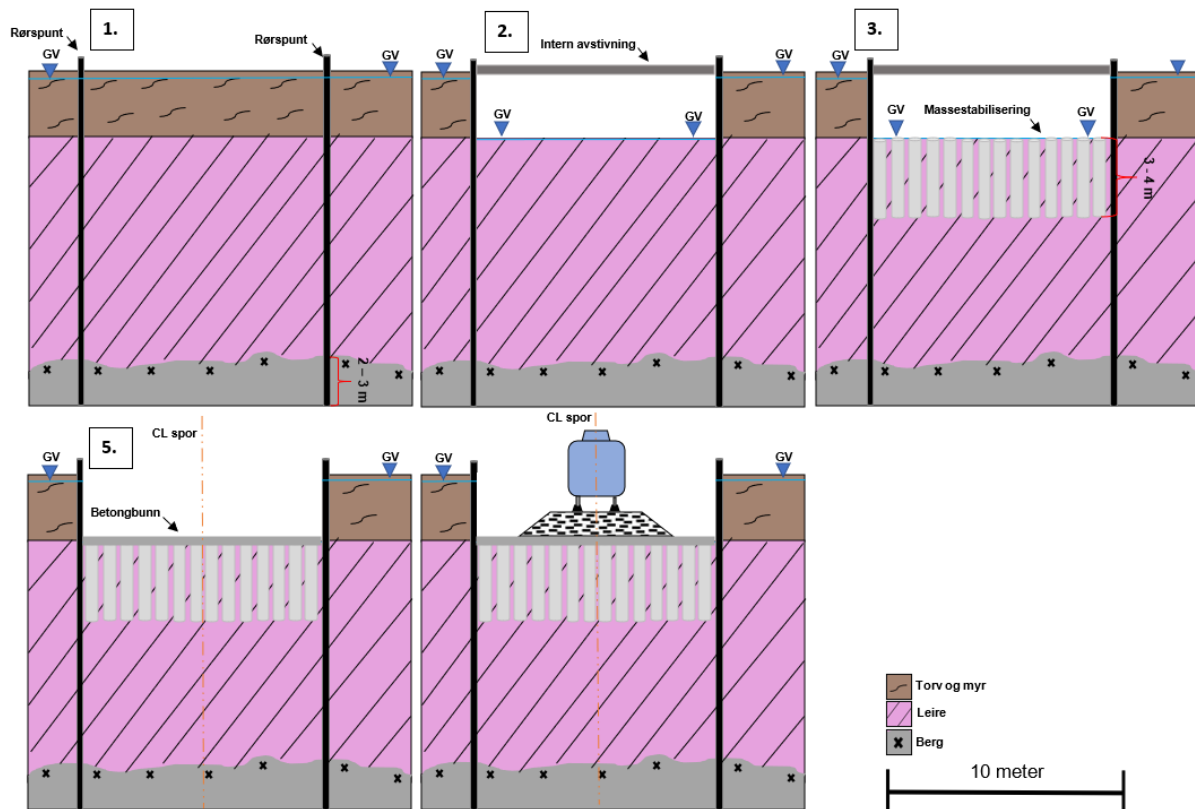
Figur 3.6 Kartet viser område der det er planlagt å massestabilisere og etablere permanent rørsput.

3.2.4 Anleggsgjennomføring

Det er stedvis funnet torv over bløt og sprø leire. Dette i kombinasjon med potensielt høytstående og mye tilstrømmende vann kan vanskeliggjøre anleggsgjennomføringen betydelig. Følgende løsning med etablering av permanent rørsput er forutsatt for anleggsgjennomføringen:

1. Rørsput innstalleres til berg på begge sider av sporet. Rørsputen etableres vanntett og bores 2-3 m i intakt berg. Adkomst for borerigg må vurderes nærmere, men det vurderes mulig å ta seg ut i området om det legges ut fiberduk og 0,5 - 1,0 m pukklag / samfengt sprengstein. Å gjøre det på vinterstid med frost i bakken kan også være et alternativ.
2. Innvendig avstivning etableres (eventuelt i flere nivåer) og torv graves deretter bort seksjonsvis, ved vanninnstrømning må vann bortledes.
3. Første seksjon massestabiliseres (grunnen mellom spuntveggene) til 3-4 m dybde som vist i Figur 3.7.
4. Når jordvolumet som er massestabilisert har herdet tilstrekkelig slik at grunnen er kjørbær, kan torv graves bort for neste seksjon.
5. Rørsputveggene skal avstives i permanent situasjon. Dette kan gjøres ved å støpe en plate med betong som vist i prinsippskissen i Figur 3.7. Uten ytterligere tiltak som f.eks. endring av sideterreng og etablering av effektiv drenering, må det forventes stor trykkraft. Dersom det etableres en permanent avstivning av rørsputen skal denne dimensjoneres for nedoverrettede krefter og setninger. Alternativt må det regnes med ca. 8 m frihøyde over sporskinne.

Det forutsettes, at tilstrømmende grunnvann og nedbør i midlertidig fase håndteres ved pumping fra utlagt pukklag med 0,5 m tykkelse. Rørsputen vil være tilnærmet vanntett og tilstrømning fra leirelagene vil trolig være liten grunnet lav permeabilitet. I permanent fase bør det etableres dreneringsløsning med selvfall for å håndtere tilstrømmende grunnvann og nedbør.



Figur 3.7 Prinsippskisse for anleggsgjennomføring ved områder med torv over sprø og bløt leire.

Veggen er en permanent konstruksjon og skal designes så den har tilstrekkelig kapasitet og stivhet gjennom hele konstruksjonens levetid. Mulige tiltak for en rørspunt kan være armering og utstøpning med betong eller overflatebehandling med sprøytebetong.

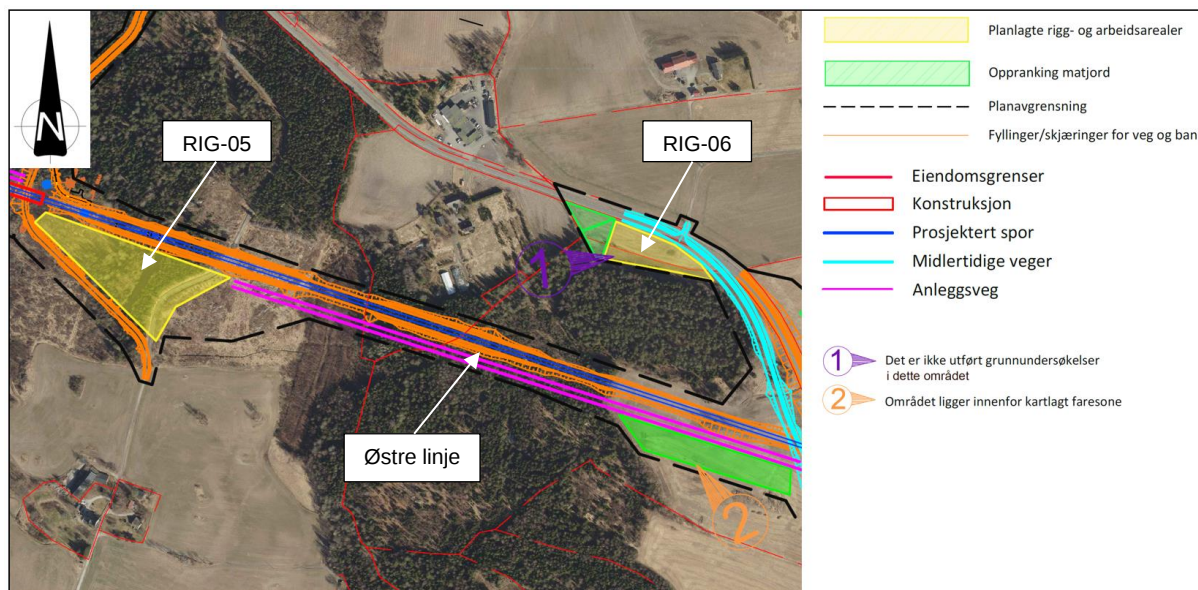
Det poengteres at metoden som er foreslått er avhengig av frost i bakken og arbeidet må utføres seksjonsvis. Dette kan få stor innflytelse på planlegningen av anleggsgjennomføringen og prosjektets tidsplan. I tillegg må det påregnes tid for herding av kalksementstabiliserte masser for hver seksjon for å forsikre seg om at grunnen alltid er fast nok for å kjøres på.

De innledende beregninger er utført i Plaxis, hvor byggetrinnene er modellert. Beregningene viser at stivheten av jorden i byggegroppen er meget viktig. Beregningene er gjort med flere avstivningsnivåer som installeres og fjernes suksessivt. I den endelige situasjon er toglasten ettervist på et 3 m jordlag av massestabilisert leire med en dekningsgrad på 60 % og en 0,5 m tykk betongplate. Beregningene er vist i Vedlegg H.

3.3 Deponi og riggplass

Det er planlagt to riggområder i delområde O3. Plassering og utstrekning er vist i Figur 3.8. Det har blitt observert berg i dagen innenfor deler av riggområde RIG-05 og grunnundersøkelsene viser typisk 1-3 meter løsmassemekthet, med unntak av sørspissen av RIG-05 der det har blitt påvist en løsmassemekthet på 7,2 meter i borpunkt E122. Terrenget faller mot vest i den vestlige delen av RIG-05 med en helning på 1:8. Den østlige delen av RIG-05 er nærmest helt flatt. Det er ikke utført grunnundersøkelser ved RIG-06. Basert på AEM-skanningen forventes det en løsmassemekthet på rundt 5 meter. Det påpekes at det er stor usikkerhet rundt tolket løsmassemekthet fra AEM-skanningen.

Det er ingen planlagte deponier i delområde O3.



Figur 3.8 Kartet viser område (markert i gul) som vurderes brukt som riggområde/arbeidsplass.

3.3.1 Stabilitet

Det er ikke utført stabilitetsberegninger for riggområde/arbeidsplass RIG-05. Det forventes ikke stabilitetsproblemer grunnet lav løsmassemekthet og begrenset helning på terrenget.

3.3.2 Setninger

Om organiske masser graves bort ved RIG-05 er setningspotensiale lite på grunn av liten løsmassemekthet.

Plassering av eventuelt setningsømfintlige bygg/konstruksjoner innom riggområder bør vurderes særskilt.

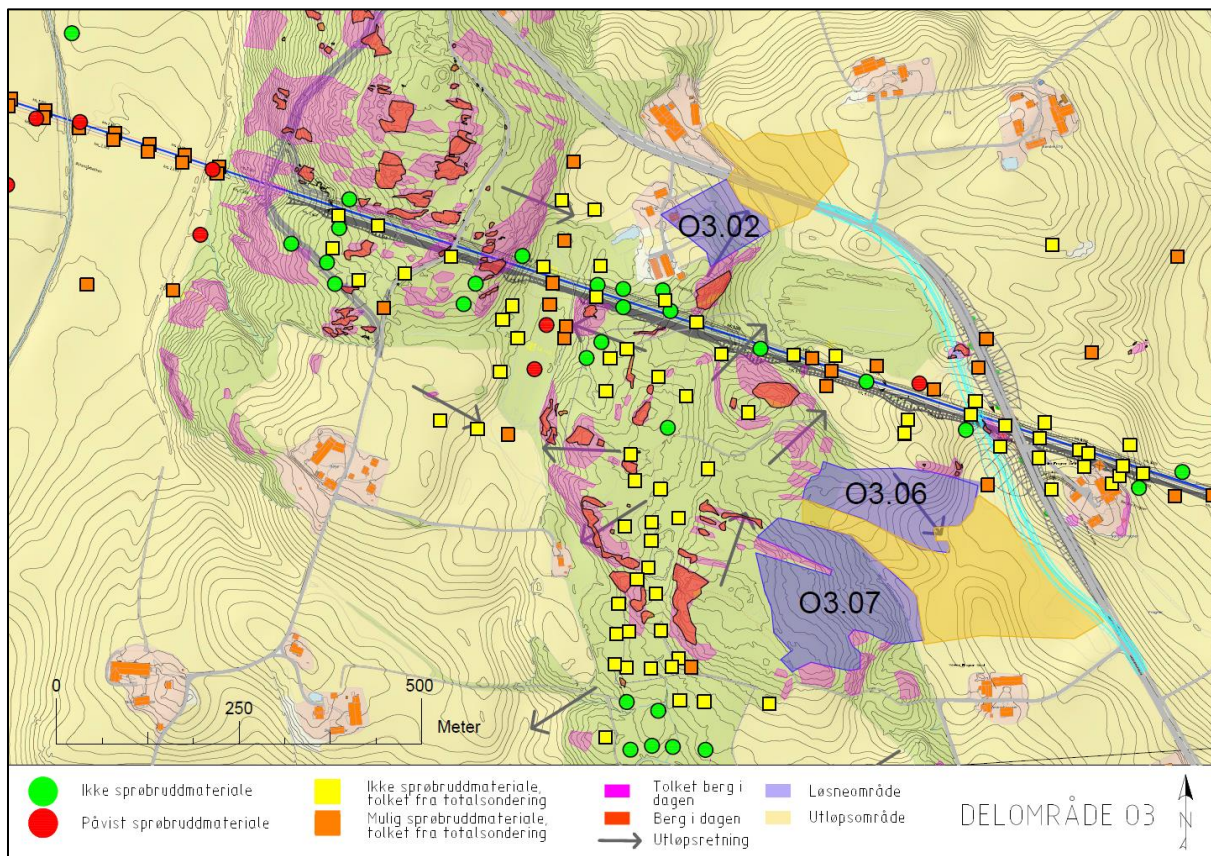
3.3.3 Geoteknisk vurdering

Riggområde RIG-05 vurderes som egnet for riggplass grunnet lav løsmassemekthet og liten helning på terrenget. Løsmassene i området antas i all hovedsak å bestå av humus og organiskholdige masser som anbefales å grave bort/ned til fjell hvis det skal tas hensyn til setninger (særlig differenssetninger) i forbindelse med eventuell tung produksjon. Med planlagt plassering forventes ingen særlige tiltak i tillegg hva som oftest må forventes ved avskoging, planering etc.

For å vurdere grunnforholdene ved RIG-06 er det behov for supplerende grunnundersøkelser. 3-4 borpunkt bør være tilstrekkelig.

3.4 Områdestabilitet

Det er identifisert tre potensielle faresoner for områdeskred i delområde O3. Det er ikke planlagt tiltak innenfor faresone for løснеområde. Dersom det skal benyttes arealer innenfor løснеområde for områdeskred skal det sikres at områdestabilitet i faresonen er ivarettatt i henhold til NVE veileder 1/2019 [11]. Det henvises til rapport for utredning av områdestabilitet ref. [2] for nærmere beskrivelser og vurderinger rundt områdestabilitet i delområde O3.



Figur 3.9 Faresoner for områdestabilitet i delområde O3

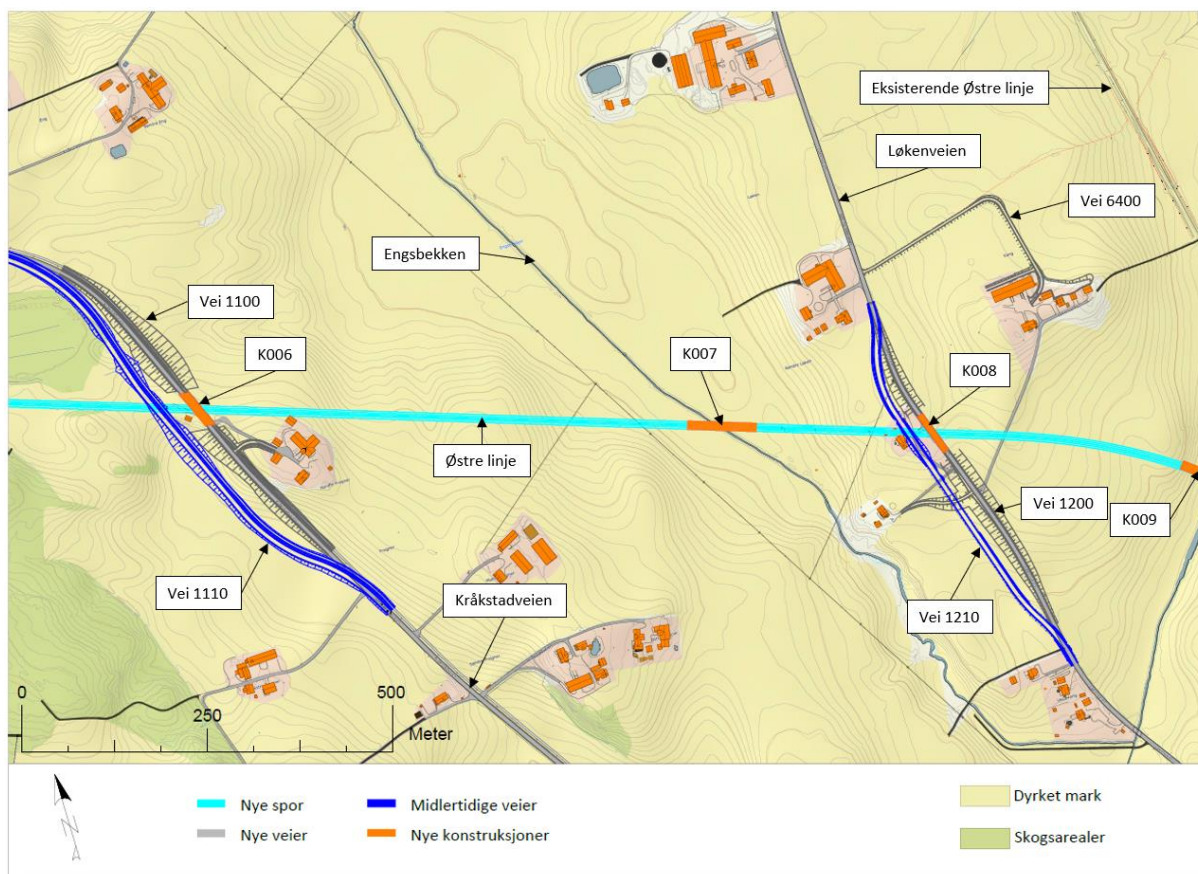
4 OMRÅDE O4

I delområde O4 vil Østre linje gå i skjæring i mesteparten av strekningen. I det lavtliggende området rundt Engsbekken vil Østre linje etableres på fylling og vil krysse Engsbekken med en 69 meter lang spennarmert betongbjelkebru (K007). Fyllingen vil på det høyeste være rundt 8 meter høy. Figur 4.1 viser et oversiktskart over de planlagte tiltakene.

For at Østre linje skal krysse Kråkstadveien og Løkenveien planfritt skal veiene bygges opp og legges over platebruene (henholdsvis K006 og K008). I forbindelse med omleggingen av Kråkstadveien vil det bli etablert to veifyllinger på hver side av K006. Den høyeste fyllingen er 10 meter høy på det høyeste. Det samme vil bli gjort ved kryssingen for Løkenveien. Største fyllingshøyde er 6 meter ved K008. Illustrasjonsbilde av de planlagte konstruksjonene er vist i Figur 4.8, Figur 4.10 og Figur 4.12. Det skal også etableres midlertidige veier (vei 1110 og vei 1210) ved kryssingen av Østre linje.

Det er planlagt ett riggområde i delområde O4. Riggområde er nærmere beskrevet i kap. 4.4.

Det henvises til UNA-00-A-10025 [1], kap. 1.2, for nærmere beskrivelse av de planlagte tiltakene som blir behandlet i dette kapittelet.

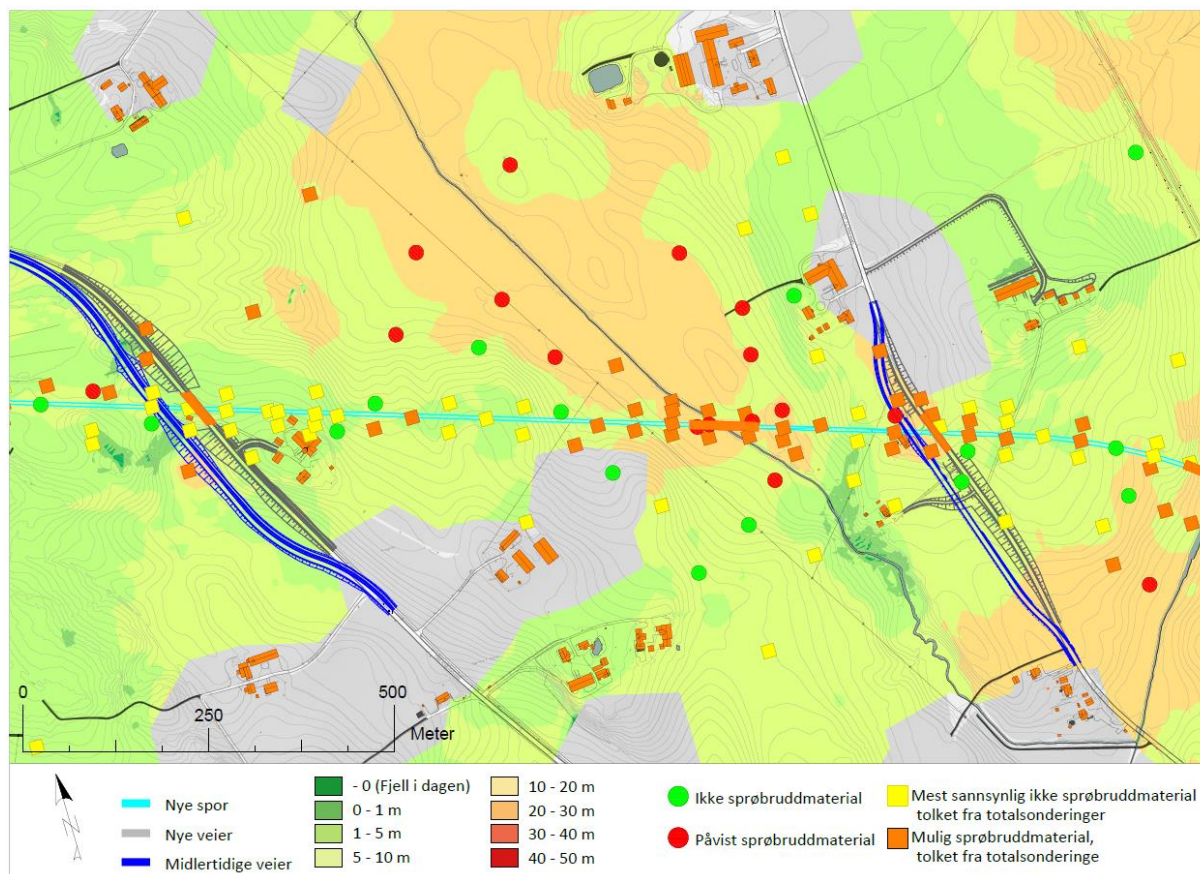


Figur 4.1 Kartet viser planlagte tiltak og eksisterende infrastruktur i delområde O4.

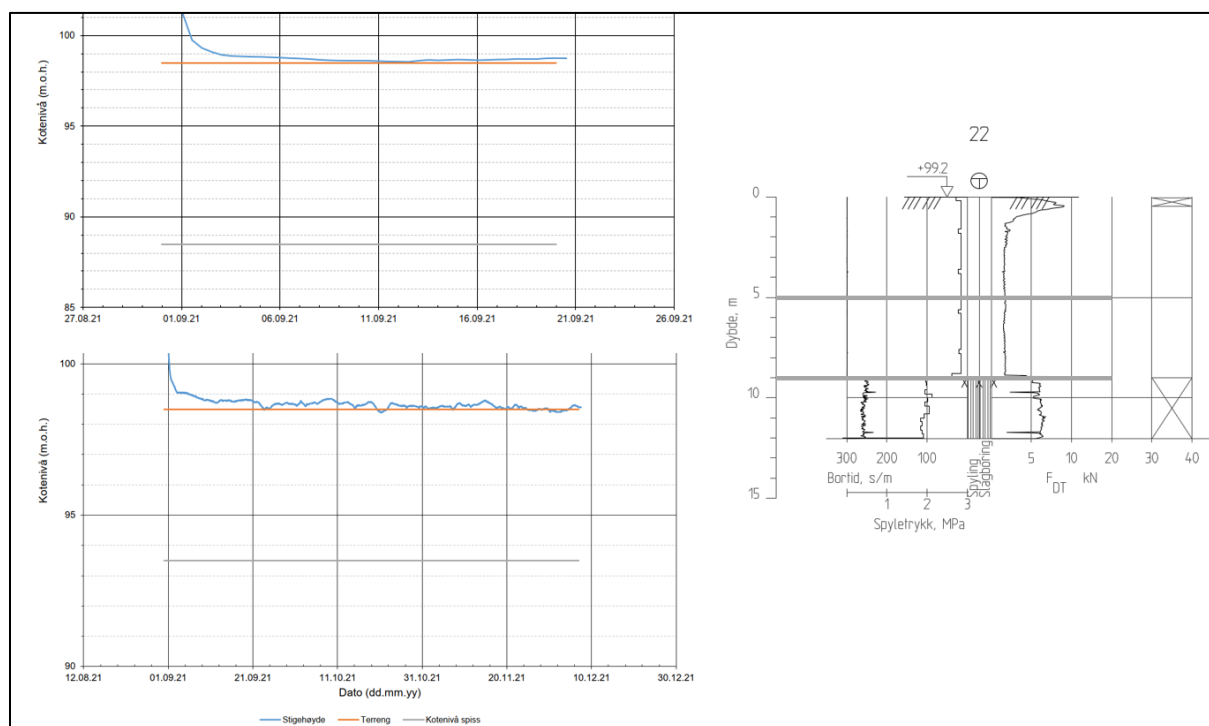
4.1 Grunnforhold og grunnvannstand

I den østlige delen av O4 er løsmassemekktigheten mellom 1-6 m og øker i områder der terrenget heller ned mot Engsbekken. Grunnen består av et lag med tørrskorpe over leire og enkelte steder tyder grunnundersøkelsene på at det befinner seg sand eller morene over berg. Leiren er bløt og sprø i områdene rundt Engsbekken og blir fastere høyere opp i terrenget. Det er også påvist sprøbruddmateriale enkelte steder i den østlige delen av delområde O4.

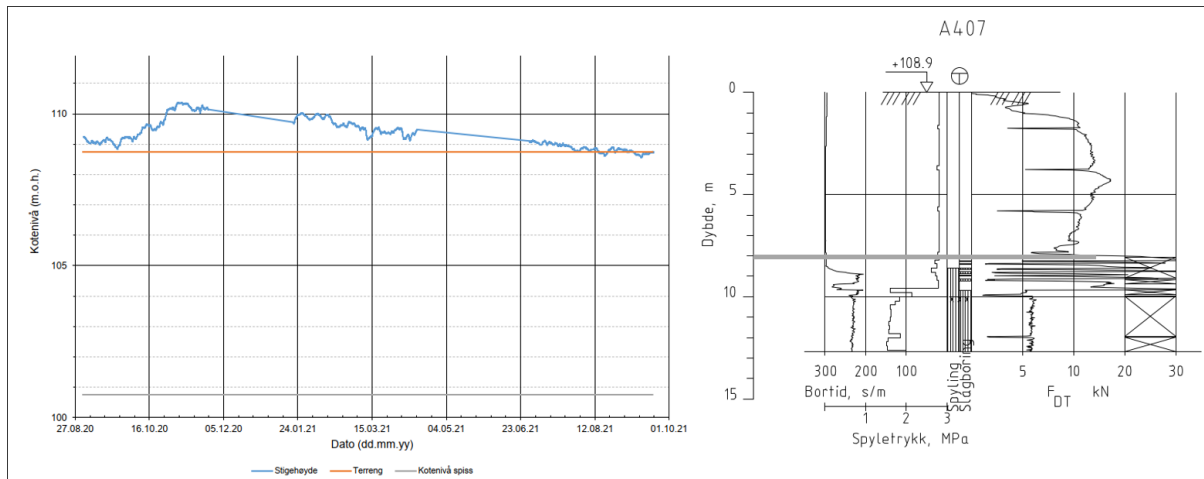
I delområde O4 er det satt ut en poretrykksmåler i borpunkt A407 ved 8 meters dyp og 2 poretrykksmålere i borpunkt 22 i ulikt dyp. Figur 8.1 viser omtrentlig plassering til alle poretrykksmålerene i prosjektområdet. Poretrykksmålerene i borpunkt 22 er plassert i bunnen av den vestlige skråningen ned mot Engsbekken. Poretrykksmålerene i borpunkt 22 er satt i leirige masser. Målingene viser at poretrykket i dybde 5 og 10 meter under terreng tilsvarer en stigehøyde tilsvarende nivå til terreng. Det har blitt antatt en GVS på rundt 0,5 meter under terreng i de lavtliggende områdene rundt Engsbekken. Det har blitt antatt et poreovertrykk på 7 kPa ved tolkning av CPTu-sonderingene ved Engsbekken. CPTu-tolkningene er vist i vedlegg A. Resultatene fra avlesning av poretrykksmåleren i borpunkt A407 tyder på artesisk overtrykk på rundt 15 kPa ved 8 meters dyp, dersom man antar en GVS på 1 meter under terreng. Poretrykksmåleren er satt i masser som antas å være morene. Poretrykksmåleren er satt i kote +109 som er i det flate partiet på skråningen vest for Engsbekken.



Figur 4.2 Løsmassemektighetskart over delområde O4.



Figur 4.3 Resultater fra avlesning av poretrykksmålere PZ1_BH22 og PZ2_BH22 i borpunkt 22



Figur 4.4 Resultater fra avlesning av poretrykksmålere i borpunkt A407

4.2 Fyllinger og skjæringer for jernbane og veg

Langs Østre linje på strekningen innenfor delområde O4 er det tatt ut en rekke profiler for å kunne vurdere de planlagte tiltak opp imot de påviste grunnforhold. Profilene fremgår av plan- og profiltegningene i vedlegg D, side D9-D14. Profilene gjengir snitt i prosjektets 3D Novapoint modell som i tillegg til de planlagte tiltak (spor, veg, konstruksjoner, VA) inneholder grunnlagsdata i form av en terrengmodell, en bergflatemodell og geotekniske sonderingsprofiler fra Geosuite. Angitte laggrenser er modellert i 2D og anses som «konservative» med tanke på stabilitetsproblemer. Angitte styrkeparametere samsvarer med SuA designprofilene gitt i vedlegg A.

4.2.1 Stabilitet

Det er utført stabilitetsberegninger på profil O4-01-A, O4-01-B, O4-01-C, O4-01-F, O4-02-A, O4-02-B, O4-02-C, O4-02-D, O4-02-G, O4-02-K og O5-Q for å undersøke stabiliteten for Østre linje og planlagte veier i O4. Plan- og profiltegninger i vedlegg D side D9-D14, viser snitt av planlagte tiltak og tolkede grunnforhold i delområde O4. Stabilitetsberegninger for snittene fremgår i vedlegg E, side E23-E72 og E103-E107.

Vedlagte beregninger viser permanent situasjon for jernbanefylling og veifylling uten stabiliserende tiltak. Samtlige beregninger viser tilstrekkelig stabilitet. For beregninger med kalk-sementpeler er dekningsgraden under skråningene justert inntil det er oppnådd kravet med stabilitetsforhold på 1,6 for brudd i kohesjonsjord og 1,4 for brudd i friksjonsjord. En oppsummering av resultatene fra stabilitetsberegningene for delområde O4 er vist i Tabell 4.1. Områdene som må kalk-sementstabiliseres, samt type stabilisering og nødvendig dekningsgrad er vist i Figur 4.5 og Figur 4.6. Utførte setningsberegninger og stabilitetsberegninger langs snittene i vedlegg D side D9-D14 er lagt til grunn for anbefaling av utstrekning av KS-stabilisering og dekningsgrad.

Last, lagdeling, anvendte styrkeparametere og kritiske bruddfigurer fremgår i sin helhet i vedlegg E (side E23-E72 og E103-E107).

En nærmere beskrivelse av anvendte laster fremgår av kap. 3.2.2 i UNA-00-A-10025 [1], mens den anvendte lagdeling fremgår sammen med det geotekniske grunnlaget i vedlegg D. Anvendte styrkeparametere er beskrevet på generell basis i kapittel 2.9, mens de spesifikke SuA-designprofiler for de enkelte borpunkter fremgår av vedlegg A.

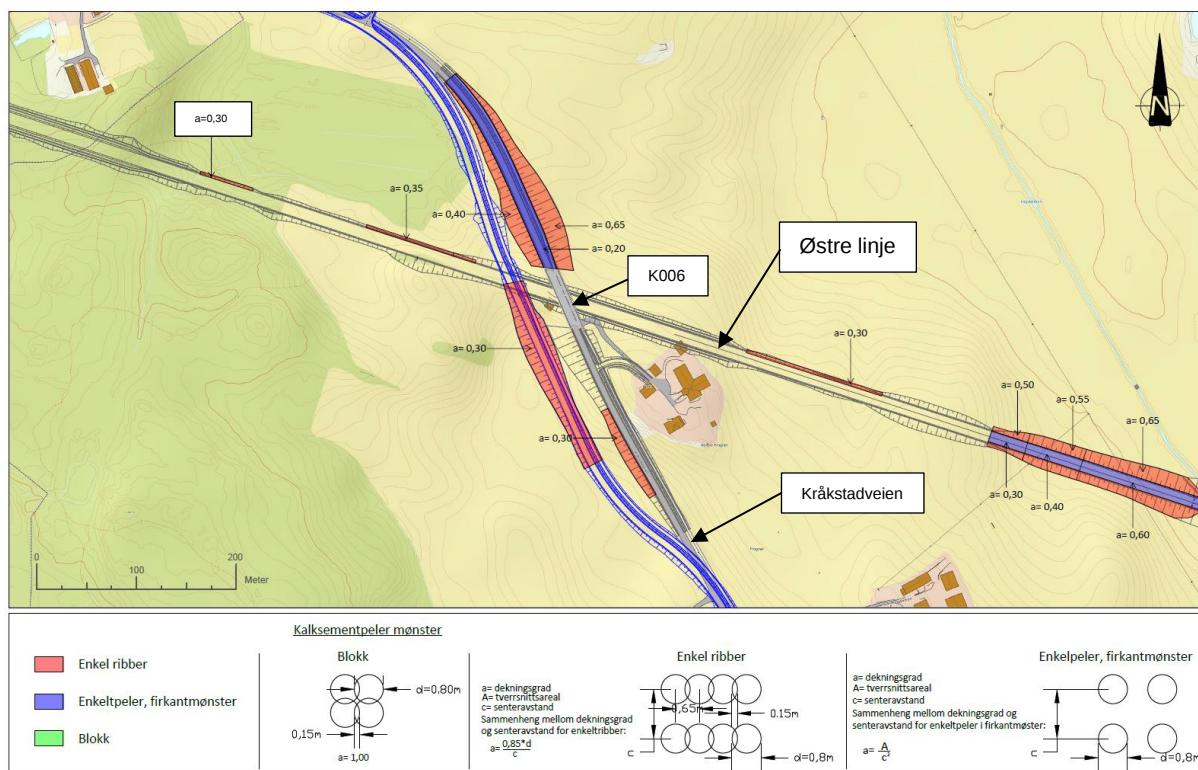
Anvendt metode for stabilitetsberegninger er beskrevet i kap. 4.1 i UNA-00-A-10025 [1]. Metodikk for modellering av ADP-faktorer i SLIDE2 er nøye beskrevet i vedlegg A til UNA-00-A-10025 [1]. I beregningene er det anvendt ADP-faktorer som angitt i kap. 2.8.

Tabell 4.1 Resultater av stabilitetsberegninger for skjæringer og fyllinger i område O4.

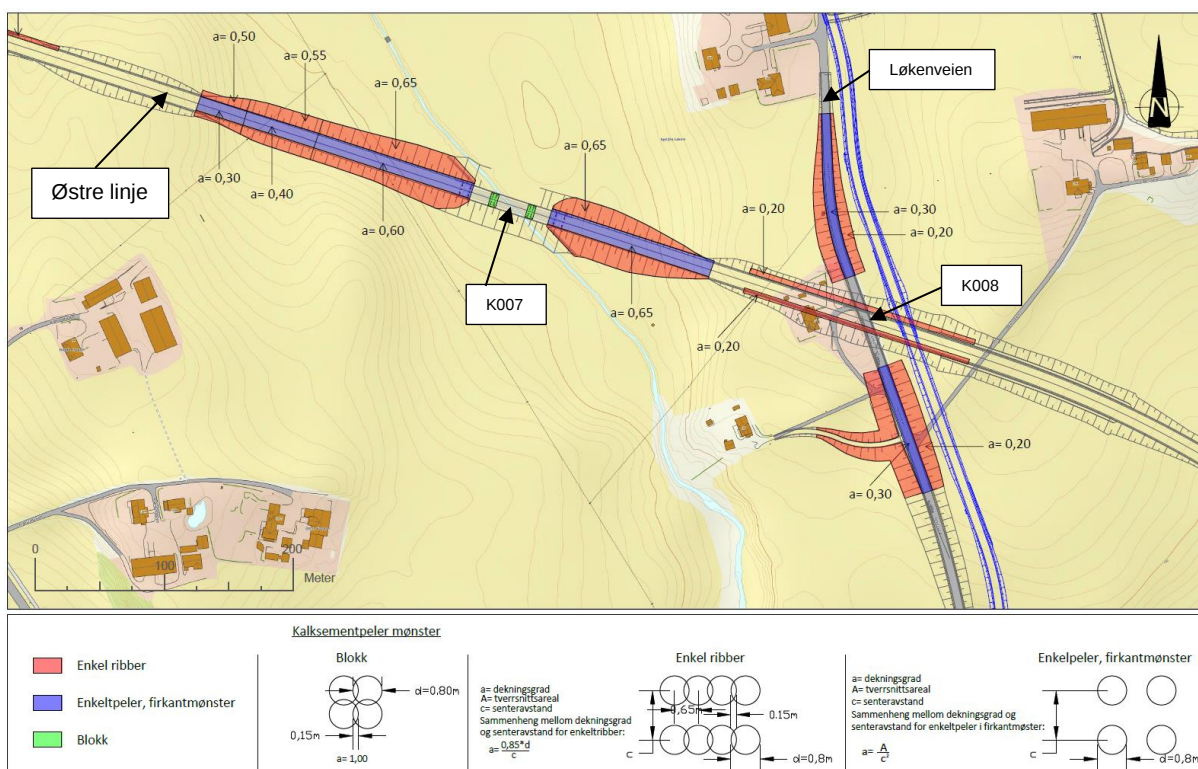
Vedlegg	Tilstand	Last*	Vannstand**	SF***	Merknad/tiltak****
[-]	[-]	[kN/m ²]	[m u.t.]	[-]	[-]
Tverrprofil O4-01-A, skjæring for jernbane					
E23	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,12	Brudd i leire, tiltak R2L
E24	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,47	Brudd i leire, tiltak L2R
E25	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	Overgang tørrskorpe berg	1,65	Brudd i leire sprengstein langs skjæring, tiltak R2L
E26	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	Overgang tørrskorpe berg	1,71	Brudd i leire sprengstein langs skjæring, tiltak L2R
Tverrprofil O4-01-B, fylling for kun midlertidig veg					
E27	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	1,72	Brudd i leire, uten stab. Tiltak R2L
E28	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	1,97	Brudd i leire, uten stab. Tiltak L2R
Tverrprofil O4-01-B, fylling for midlertidig og permanent veg					
E29	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	0,76	Brudd i leire, uten stab. Tiltak R2L
E30	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	1,11	Brudd i leire, uten stab. Tiltak L2R
E31	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	1,62	Brudd i leire, 65% KS-enkeltribber på venstre og 40% på høyre. 20%-KS peler.
E32	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	1,73	Brudd i leire, 65% KS-enkeltribber på venstre og 40% på høyre. 20%-KS peler.
Tverrprofil O4-01-B, veifylling permanent situasjon					
E33	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	0,76	Brudd i leire, uten stab. Tiltak R2L
E34	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	1,09	Brudd i leire, uten stab. Tiltak L2R
E35	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	1,64	Brudd i leire, 65% KS-enkeltribber på venstre og 40% på høyre. 20% enkeltpeler. Tiltak R2L
E36	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	1,79	Brudd i leire, 65% KS-enkeltribber på venstre og 40% på høyre. 20% enkeltpeler. Tiltak L2R
E37	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	1,70	Brudd i leire, 65% enkeltribber på venstre og 40% på høyre. 20% enkeltpeler. Tiltak L2R
Tverrprofil O4-01-C, fylling for kun midlertidig veg					
E38	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m opp på skråningen og 0,5 m ned i bunnen	1,88	Brudd i tørrskorpe, uten stab. Tiltak R2L
E39	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m opp på skråningen og 0,5 m ned i bunnen	0,81	Brudd i leire, uten stab. Tiltak L2R
E40	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m opp på skråningen og 0,5 m ned i bunnen	1,39	Brudd i tørrskorpe, 30% enkeltribber under hele fylling. Tiltak L2R
E41	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	Overgang tørrskorpe og berg opp på skråning og 0,5 m ned i bunnen	1,56	Brudd i tørrskorpe, 30% enkeltribber under hele fylling. Tiltak L2R

Tverrprofil O4-01-C, fylling for midlertidig og permanent veg					
E42	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m opp på skråningen og 0,5 m ned i bunnen	0,81	Brudd i leire, uten stab. Tiltak L2R
E43	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m opp på skråningen og 0,5 m ned i bunnen	1,38	Brudd i tørrskorpe, 30% enkeltribber under hele fylling. Tiltak L2R
E44	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	Overgang tørrskorpe og berg opp på skråning og 0,5 m ned i bunnen	1,57	Brudd i tørrskorpe, 30% enkeltribber under hele fylling. Tiltak L2R
Tverrprofil O4-01-C, fylling for kun permanent veg					
E45	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m opp på skråningen og 0,5 m ned i bunnen	1,29	Brudd i leire, uten stab. Tiltak L2R
E46	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m opp på skråningen og 0,5 m ned i bunnen	1,38	Brudd i tørrskorpe, 30% enkeltribber under hele fylling. Tiltak L2R
E47	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	Overgang tørrskorpe og berg opp på skråning og 0,5 m ned i bunnen	1,56	Brudd i tørrskorpe, 30% enkeltribber under hele fylling. Tiltak L2R
Tverrprofil O4-01-F, jernbanefylling					
E48	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,21	Brudd i leire. Tiltak R2L
E49	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,51	Brudd i tørrskorpe, 30%% enkeltribber. Tiltak R2L
E50	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,80	Brudd i fylling. Tiltak L2R
Tverrprofil O4-02-A, jernbanefylling					
E51	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,04	Brudd i leire. Tiltak R2L
E52	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	2,19	Brudd i fylling. Tiltak L2R
E53	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,63	Brudd i tørrskorpe, 30% enkeltribber. 20% enkeltperler.
Tverrprofil O4-02-B, jernbanefylling					
E54	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	0,57	Brudd i leire. Tiltak R2L
E55	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	0,78	Brudd i leire. Tiltak L2R
E56	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,48	Brudd i tørrskorpe, 50% enkeltribber. 20% enkeltperler. Tiltak R2L
E57	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,63	Brudd i tørrskorpe, 50% enkeltribber. 20% enkeltperler. Tiltak L2R
Tverrprofil O4-02-C, jernbanefylling					
E58	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	0,68	Brudd i leire, Tiltak R2L
E59	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,00	Brudd i leire, Tiltak L2R
E60	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,45	Brudd i tørrskorpe, 55% enkeltribber. 40% enkeltperler. Tiltak R2L
E61	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,63	Brudd i tørrskorpe, 55% enkeltribber. 40% enkeltperler. Tiltak L2R
Tverrprofil O4-02-D, jernbanefylling.					
E62	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	0,42	Brudd i leire, Tiltak R2L
E63	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	0,65	Brudd i leire, Tiltak L2R
E64	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,60	Brudd i tørrskorpe, 65% enkeltribber. 60% enkeltperler. Tiltak R2L
E65	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,79	Brudd i tørrskorpe, 65% enkeltribber. 60% enkeltperler. Tiltak L2R
Tverrprofil O4-02-G, jernbanefylling					
E66	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	0,55	Brudd i leire, Tiltak R2L

E67	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	0,52	Brudd i leire, Tiltak L2R
	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,67	Brudd i tørrskorpe, 65% enkeltribber. 65% enkeltpeler. Tiltak R2L
E68					
	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,62	Brudd i tørrskorpe, 65% enkeltribber. 65% enkeltpeler. Tiltak L2R
E69					
Tverrprofil O4-02-K, skjæring for jernbane					
E70	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,42	Brudd i leire, Tiltak R2L
E71	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,60	Brudd i leire, Tiltak L2R
	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,60	Brudd i leire, 3,8 m brede 20% enkeltribber på høyre siden. Tiltak R2L
E72					
Tverrprofil O5-Q, Veifylling og midlertidig vei					
	Total	19,5 (V) + 19,5 (V)	1 m	1,16	Uten stabiliserende tiltak, bruddretning R2L, brudd i leire.
E103					
	Total	19,5 (V)	1 m	1,09	Uten stabiliserende tiltak, bruddretning L2R, brudd i leire.
E104					
	Total	19,5 (V) + 19,5 (V)	1 m	1,71	Stabilisert med enkeltribber (a=0,2). Bruddretning R2L. Brudd i leire
E105					
	Total	19,5 (V)	1 m	1,61	Stabilisert med enkeltribber (a=0,2). Bruddretning L2R. Brudd i leire
E106					
	Total	19,5 (V) + 13,0 (SV)	1 m	2,09	Stabilitet av midlertidig vei. Brudd i tørrskorpe
E107					
* «B1» angir primær flatelast på bane, «B2» sekundær flatelast på bane og «V» angir flatelast på vegstykke. «SV» gir flatelast for gang- og sykkelvei. ** Angir vannstand i meter under terreng. *** Rød farge angir beregning med utilstrekkelig stabilitet og grønn farge angir beregning med tilfredsstillende stabilitet. **** «5,0 m EPS» betyr at det er brukt 5,0 m EPS som lettfyll i fyllingen. «80% ribber og 30% peler» betyr at det er brukt enkeltribber med dekningsgrad 80% under kantene av fyllingen og enkeltpeler i firkantmønster med dekningsgrad 30% under senter av fyllingen. □ Sikkerhet lokalt omkring varetatt (> 1,6 leire og > 1,4 for sprengstein/tørrskorpe). Antatt at områdestabilitet varetager brudd utenfor skjæring. Merknad: Resultatene i denne tabell er basert på stabilitetsberegninger med idealisert geometri, herunder bergflate.					



Figur 4.5 Utkast til omfang av kalk-sementstabilisering for vestre del av delområde O4. Enkelpeler i midten av fylling og ribber på sidene. Enkeltribber er vist i rødt og enkelpeler er vist i blått. a: dekningsgrad.



Figur 4.6 Utkast til omfang av kalk-sement stabilisering for østre del av delområde O4. Enkelpeler i midten av fylling og ribber på sidene. Enkeltribber er vist i rødt og enkelpeler er vist i blått. a: dekningsgrad.

4.2.2 Setninger

Det er planlagt kun to jernbanefyllinger i delområde O4. Den største fyllingen vil ligge der Østre linje krysser Engsbekken. Det er potensielle for betydelige setninger langs denne fyllingen på grunn av fyllingens størrelse og tilstedeværelse av bløt leire. Som setningsreduserende tiltak anbefales det å etablere enkeltpeler under fyllingen som vist i Figur 4.6. Det henvises til vedlegg B i rapport for geotekniske prosjektforutsetninger [UNA-00-A-10025] [1] for nærmere beskrivelse av metode for setningsberegninger for kalksementstabiliserte fyllinger. Den andre jernbanefyllingen er ved snitt O4-01-F og har en fyllingshøyde på rundt 1,5 meter.

Største beregnede differensialsetning for den planlagte fyllingen ved Engsbekken (forutsatt den blir stabilisert som vist i Figur 4.6) er på 5 cm og er beregnet mellom snitt O4-02-B og overgangen fra skjæring til fylling. Avstanden mellom overgangen fra skjæring til fylling og til snitt O4-02-B er rundt 30 meter. Største beregnede setning for enkeltprofil var ved snitt O4-02-G og var på 6 cm. I setningsberegningen ved snitt O4-02-G ble det antatt stabilisering med enkeltpeler med dekningsgrad på 0,65. Kun primærsetninger har blitt beregnet i setningsberegningene, og det må forventes noe sekundærsetninger i tillegg til primærsetningene. Det har blitt sett bort fra setningsbidrag fra tørrskorpen og egensetninger fra fyllingen. Egensetninger må regnes med å være opptil 0,5% av total fyllingshøyde og mesteparten av setningene vil avslutte etter 6 måneder [18]. Setningsbidrag fra tørrskorpe og samt egensetninger i fyllingene vurderes til å være uten betydning med tanke på TRV sine krav til setninger, ettersom disse setninger vil være skjedd innen spor tas i bruk.

Det har blitt utført en setningsberegning langs snitt O4-01-F for å kontrollere om forventede setninger tilfredsstiller krav om skjevsetninger og differansesetninger for jernbanespor. Fyllingen er rundt 1,5 meter høy ved snitt O4-01-F. Antatt lagdeling er vist i vedlegg D, side D11. I setningsberegningene har blitt benyttet tolkede deformasjonsparametere fra utført ødometerforsøk på intakt sylindertest fra borpunkt A367 som er det nærmeste borpunktet der det er utført ødometerforsøk. Tolkede deformasjonsparametere er oppsummert i Tabell 2.2. Lasten fra planlagt fylling antas å være 33 kPa. Det har blitt antatt en lastspredning på 2:1 i setningsberegningen. Det har kun blitt sett på primærsetningene fra leirelaget. Primærsetningene ble beregnet til å være 1 cm. I tillegg til primærsetninger må det også regnes med noe sekundærsetninger.

Sett bort fra de to fyllingene ved Engsbekken vil Østre linje bli etablert i skjæringer i O4, og det forventes derfor ikke setninger langs andre strekninger i delområde O4.

Basert på utførte setningsberegninger og betraktninger vurderes det at setningskravene til Bane NORs Tekniske regelverk [21] er overholdt for Østre linje i delområde O4. Dette forutsetter at det blir utført KS-stabilisering ved fyllingen rundt Engsbekken som vist i Figur 4.5.

For fyllingen opp mot bruen K006 (snitt O4-01-B) og K008 (snitt O5-Q) er det beregnet setninger < 5 cm og med en beregnet 90% konsolidering innen 3 måneder. Forventede setninger vurderes å ikke utgjøre noe problem. Det er forutsatt enkeltpeler med dekningsgrad på 20% for fyllingene opp mot K006 og enkeltpeler med dekningsgrad på 30% for fyllingene opp mot K008. Setningsberegninger etterses, når endelig peleplan er fastlagt. For ytterligere å imøtegå differenssetninger mellom bru og fyllinger anbefales det setningsplate ved overgang mellom bru og fylling.

4.2.3 Geoteknisk vurdering

4.2.3.1 Fylling

Fyllingen for banen bygges opp av sprengstein og skal ha ferdig skråningshelning 1:2. Utlegging og komprimering av sprengstein utføres i henhold til NS 3458, ref. [28].

Beregning av stabilitet for flere kombinasjoner av fyllingshøyde og undergrunn med laster for dobbeltspor tilsier at stabilitet for fyllingene er tilstrekkelig, se delkapittel 4.2.1 samt vedlegg E. Det er varierende dybde til berg eller friksjonsmasser, og eventuelle lag av fyll eller overjord med organisk innhold er forutsatt masseutskiftet. Sideterrenget er flere steder skrånende både ned mot og vekk fra sporet. Det er her antatt at områdestabiliteten ivaretas.

Med tanke på henholdsvis egensetninger til fyllingen og setninger i de underliggende massene anbefales det ikke å etablere bane på toppen av fyllingen tidligere enn 3 måneder etter etablering av fylling. Dette må tilpasses endelig plan for kalksementstabilisering.

Det vil bli nødvendig å fjerne eksisterende vei for å kunne etablere enkeltpeler for veg 1100 og 1210. Alternativt kan man benytte forbelastning som setningsreducerende metode. Forbelastning er en tidkrevende metode og det er derfor viktig at det blir satt av tilstrekkelig med tid under utførelsen dersom man velger forbelastning som setningsreducerende tiltak.

Viser øvrig til beskrivelsen av anleggsgjennomføring i kap. 7 der det bl.a. finnes en beskrivelse av etablering av kalksementpeler innen etablering av fylling.

Det er kun utført en totalsondering (A331) i søkket som er vist langs snitt O4-01-C. Ut fra resultatene fra totalsonderingen ser det ut til å være bløte leirmasser i området. Det er valgt å anta en c_u lik SHANSEP NC-linjen som tilsvarer en skjærstyrke på 10+2,4 kPa/m for dette leirlaget. Det påpekes at valg av skjærstyrke for leiren i snitt O4-01-C er svært konservativt. Styrken på dette leirlaget har stor betydning for stabiliteten for veg 1110 og 1100. Det anbefales å utføre 4-5 totalsonderinger, CPTu-sonderinger og prøvetakning for å bedre kunne vurdere styrkeparametere og lagdeling der veg 1110 og veg 1100 skal etableres sør for jernbanen. Bedre kunnskap om lagdeling og styrkeparametere for leiren i området kan ha stor betydning for behov for KS-stabilisering av veg 1110 og veg 1100.

Det anbefales også å utføre 2-3 totalsonderinger i tillegg til opptak av sylindrerprøver fra relevante dyp i sørenden av veg 1200 for å bedre kunne vurdere utstrekning av KS-stabilisering under vegen.

4.2.3.2 Skjæring

Permanente skjæringer er vist med helning 1:2 og består av 0,5-1,0 m tykt lag av sprengstein inntil den midlertidige løsmasseskjæringen i stedlige masser. Stabilitet av de permanente skråningene er dokumentert i vedlegg E. Det er grunnet terrengnært bløt leire nødvendig med kalksementstabilisering for at oppnå tilfredsstillende lokalstabilitet (O4-02-K). Viser til vedlegg E. For utførelse og sikring av bergskjæringer vises det til ingeniørgeologisk vurderingsrapport [4].

Midlertidige skjæringer i tørrskorpeleirene kan etableres med helning 1:1,5 ved utgravning over grunnvannstand.

Skjæringer med helning 1:2 eller brattere i siltige og finsandige masser kan erfaringsmessig være utsatt for overflateglidninger. Dersom skjæringene er vannmettet og det påtreffes lag av finsand eller silt, må det påregnes å sikre overflatestabilitet av midlertidige skjæringer ved utslakning til helning til 1:2 eller slakere, plastring med 0,5 – 1,0 m sprengstein/pukk, eller etablering av pukkfylte grøfter i skjæringen. Det må også påregnes drenering og vannpumping i skjæringsfot. Hvis det ikke er plass til å slake ut midlertidige skjæringer uten å komme i konflikt med tilgrensende konstruksjoner, bygninger eller andre grenser, må det anvendes midlertidig avstivning, f.eks. rørspunt.

4.2.4 Anleggsgjennomføring

4.2.4.1 Rekkefølge for fyllinger og brukonstruksjoner

Det forutsettes at arbeidene med fyllinger/brukonstruksjoner og etableringen av spor i vid utstrekning kan forløpe samtidig.

- Etablering kalksementpeler / utgravning fundamentering
- Vente til skjærstyrken til kalksementpeler er tilstrekkelig (antatt 28 døgn) / utføre fundamentering
- Etablere brukonstruksjoner
- Etablere fyllinger
- Vente 3 måneder med henblikk på å konsolidere underliggende masser
- Etablere overbygning til veg/spor

Dagens vei må fjernes slik at det er mulig å etablere enkeltpelene under veifyllingene til veg 1100 og 1210.

4.2.4.2 Peleplan, kalk-sement peler

Viser til utkast peleplan i Figur 4.5 og Figur 4.6. Dekningsandel og pelemønster tilpasset slik at setninger og stabilitet ivaretas på de ulike fyllinger/skjæringer. Det henvises til rapport for utredning av områdestabilitet ref. [2] for nærmere beskrivelser av kalksementstabilisering i og i nærheten av faresoner for områdestabilitet.

Viser øvrig til kap. 7.1

4.3 Konstruksjoner

I område O4 ligger 3 konstruksjoner:

- K006 Bru for Kråkstadvegen (planlegges direktefundamentert på berg)
- K007 Bru for Engsbekken (planlegges pelefundamentert til berg)
- K008 Bru for Løkkenveien (planlegges en kombinasjon mellom direktefundamentering til berg og pelefundamentering til berg)

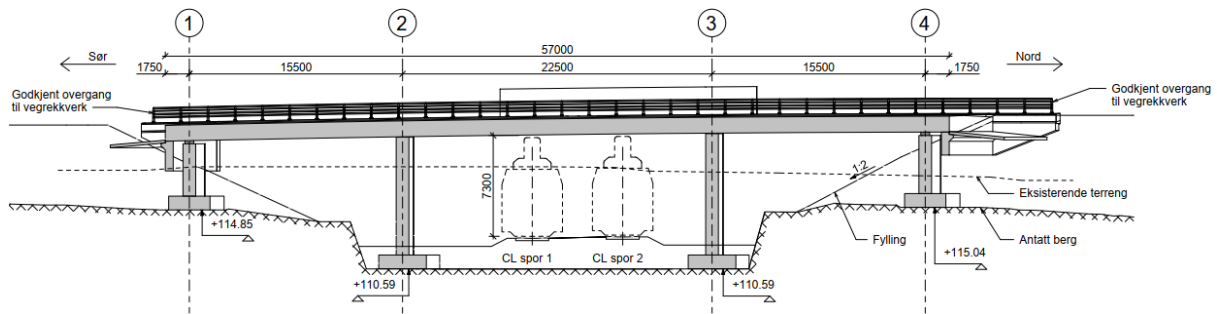
Det henvises til fagrapport for konstruksjoner UNA-00-A-10051 [29] for mer informasjon om de planlagte konstruksjonene i prosjektet.

4.3.1 Fundamentering

4.3.1.1 Bru for Kråkstadvegen (K006)

Bru for Kråkstadvegen (K006) planlegges å fundamenteres direkte på utsprenget berg. Fundamentene er antatt å ha målene 5,6 x 3,0 m og lasten under fundamentet er opp til 530 kN/m².

I området der bru for Kråkstadvegen (K006) er plassert er det registrert en løsmassemekktighet på rundt 2-3 m. Med utgangspunkt i NGU sitt berggrunnskart skal berget i området bestå av granittisk øyegneis som kan forventes å ha en enaksial trykkfasthet på mellom 100 og 200 MPa. Med den antatte bergmassekvaliteten samt den antatte trykkfastheten vurderes bergmassen som egnet for direkte fundamentering. Med den forventede styrken til berget er den planlagte fundamenteringen tilstrekkelig. Det henvises til UNA-00-A-10027 Ingeniørgeologisk vurderingsrapport [4] for mer informasjon om berggrunnen i prosjektområdet.



Figur 4.7 Lengdesnitt langs K006. Tegningen er hentet fra UNA-00-K-10005.

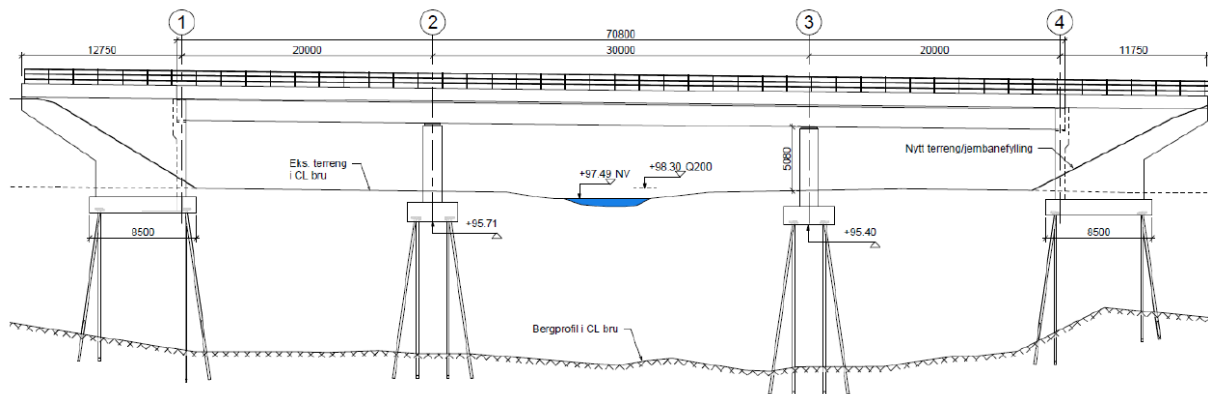


Figur 4.8 Illustrasjonsbilde av bru for Kråkstadvengen (K006) sett fra vestsiden.

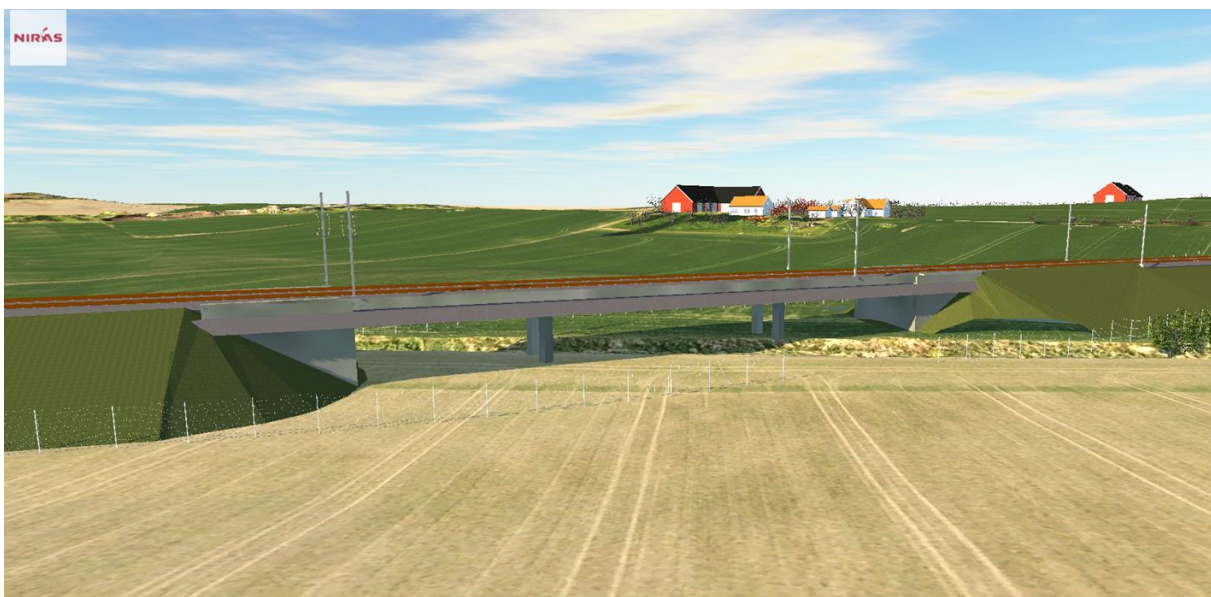
4.3.1.2 Bru for Engsbekken (K007)

Bruløsningen over Engsbekken er planlagt pelefundamentert til berg med stålkernepeler som vist i Figur 4.9. Med utgangspunkt i NGU sitt berggrunnskart skal berget i området bestå av granittisk øyegneis som kan forventes å ha en enaksial trykkfasthet på mellom 100 og 200 MPa. Med den antatte bergmassekvaliteten samt den antatte trykkfastheten vurderes bergmassen som egnet for pelefundamentering. Med den forventede styrken til berget er den planlagte fundamenteringen tilstrekkelig. Det henvises til UNA-00-A-10027 Ingeniørgeologisk vurderingsrapport [4] for mer informasjon om berggrunnen i prosjektområdet.

For fylling mot K007 (snitt O4-02-G) er det funnet setninger < 10 cm og med en beregnet 90% konsolidering innen 4 uker forventes det at setningene ikke utgjøre noe problem. Det er forutsatt en dekningsgrad på 0,65 for enkeltpeleler. Setningsberegninger etterses, når endelig peleplan er fastlagt.



Figur 4.9 Lengdesnitt langs K007. Tegningen er hentet fra UNA-00-K-10009.

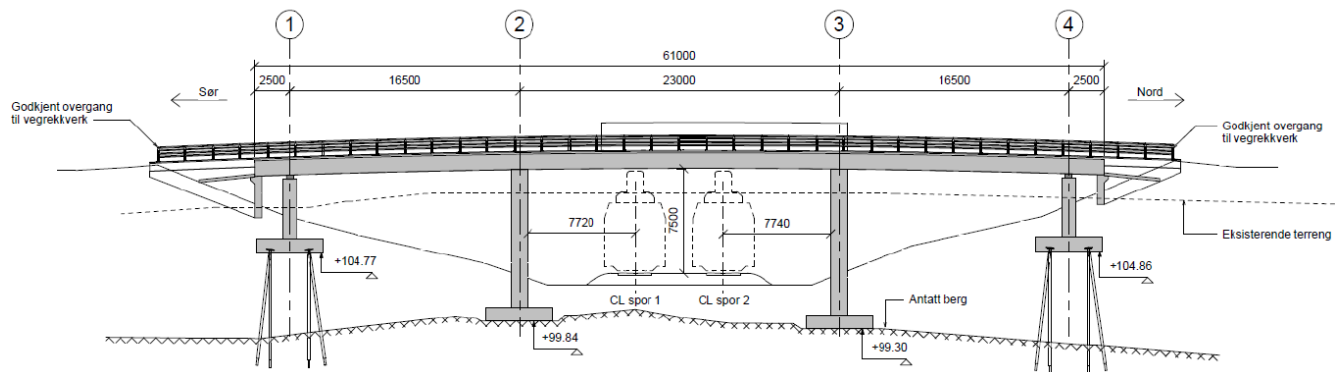


Figur 4.10 Illustrasjonsbilde av bruløsning (K007) over Engsbekken sett fra sørsiden.

4.3.1.3 Fundamentering av bru K008

Som vist i Figur 4.11 planlegges søyle nr. 1 og 4 i bru for Løkenveien (K008) å fundamenteres med ståljernepeler. Fundamentsålen til søyle nr. 2 og 3 planlegges å fundamenteres direkte på berg som vist i Figur 4.11. I området der bru for Løkkeveien (K008) er plassert er det registrert en løsmassemekktighet på rundt 10-15 m, men siden det uansett skal graves ut for nytt banespor vurderes det som fordelaktig med direktefundamentering på berg. Pelefundamentene bygges på 8 utstøpte stålørspeler med største last på enkeltpelene på 4.500 kN. Platefundamenter planlegges å ha mål på 4,5 x 4,5 m og lasten under platen er 325 kN/m². Lasterne er regningsmessige (ULS). Med den forventede styrken til berget er den planlagte fundamenteringen tilstrekkelig. Det henvises til UNA-00-A-10027 Ingeniørgeologisk vurderingsrapport [4] for mer informasjon om berggrunnen i prosjektområdet.

Det skal sikres at setningsdifferansen mellom bru og fylling kan aksepteres. Fyllingen må regnes med å ha egensetninger på opp til 0,5% av den samlede fyllingshøyden og størstedelen av setningene vil være avsluttet etter 6 måneder [18].



Figur 4.11 Lengdesnitt langs K008. Tegningen er hentet fra UNA-00-K-10006.



Figur 4.12 Illustrasjonsbilde av bru for Løkkeveien (K008) sett fra vestsiden.

4.3.2 Geoteknisk vurdering

4.3.2.1 Bru for Kråkstadvegen (K006)

Fundamenteringen av broen utføres direkte til berg. Det planlegges utgraving i tørrskorpe samt utsprengning av berg for de to midtsøylene.

Det er i området registrert en løsmassemekthet på ca. 2 m. For utgravning til fundamentene kan midlertidige graveskråninger etableres med skråningshelning 1:2 i tørrskorpe.

Det må påregnes håndtering av tilstrømmende vann.

4.3.2.2 Bru for Engsbekken (K007)

Bruen fundamenteres på stålkernepeler til berg.

Det er i området registrert varierende løsmassemekthet, 7 til 16 m. Registrert tørrskorpe-tykkelse varierer fra 1 til 4 m, og grunnvannsstanden ligger ca. 1 m under eksisterende terreng. Utgravning for fundamentene forventes ført til ca. 2 m under terreng.

Utgravning for etablering av fundamentsplate anbefales utført som spuntbyggegrope med innvendig avstivning for at redusere omfang av gravearbeider og gi en enklest mulig håndtering av grunnvann. For at kunne håndtere de sensitive leirene som skal utgraves og for å oppnå tilstrekkelig innvendig mothold til spunten må der lokalt kalksementstabiliseres til noen meter under planlagt utgravingsnivå innen spunten etableres. Med tanke på å unngå en svekkelse av de sensitive leirer skal det legges til rette for en løsning med små deformasjoner.

Utgraving for etablering av fundamentering for landkar kan vurderes gjennomført som fri utgraving. Det kan i så fall forutsettes skråningshelning 1:2 og stabilisering av skråninger med samfengt sprengstein. Denne løsningen forutsetter at innstrømmende vann håndteres i utgravingen og at bunn utgraving har god margin til overside av eventuelle sensitive masser.

Det anbefales å utføre arbeidet i en tørr periode med lav vannstrømning i bekken.

Det forutsettes, at områdestabiliteten er i varetatt og at lokalstabiliteten i forhold til bekken skal ivaretas under planleggingen.

4.3.2.3 Bru for Løkenveien (K008)

Fundamenteringen av broen for Løkenveien føres til berg. For søylene i endene skal det benyttes stålkjernepeler og for de to midterste søylene direkte på berg.

For utgravning til fundamentering kan midlertidige graveskråninger etableres med skråningshelning 1:2 i tørrskorpe og stabilisering av skråninger med samfengt sprengstein (snitt O4-02-K). Det kan bli nødvendig med tiltak av hensyn til lokalstabiliteten (e.g. samfengt sprengstein eller kalksement), samtidig som bunnen av utgravningen med stor sannsynlighet også vil bli under grunnvannstanden. Avstivning kan bli nødvendig for at begrense utgravningen.

4.3.3 Anleggsgjennomføring

4.3.3.1 Arbeidsbeskrivelse, rekkefølge

Brukonstruksjoner

- Etablere utgravning med avstivning, stabilisering eller en kombinasjon
- Etablere fundamentering

Viser for øvrig til beskrivelsen i kap. 7.1.

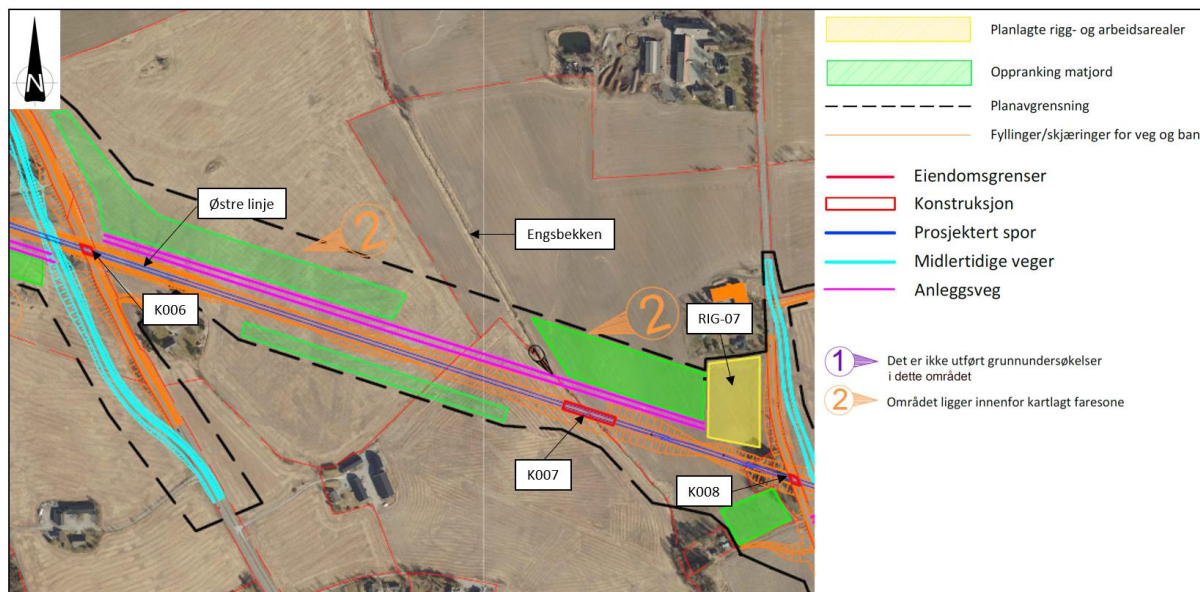
4.3.3.2 Anleggsveger

I forbindelse med det planlagte arbeidet er det behov for å etablere anleggsveger som vil krysse kartlagte faresoner for områdeskred. Det henvises til rapport for utredning av områdestabilitet ref. [2] for vurderinger av stabilitet av anleggsveier og utforming av veiene.

Eventuelt kan det benyttes armert fiberduk eller geonett under et lag med pukk/sprengstein ved mindre terrenghellinger.

4.4 Deponi og riggplass

Det er planlagt å etablere ett riggområde i delområde O4. Plassering av riggområde RIG-07 er vist Figur 4.13. Riggplassen er plassert på toppen av en skråning som heller ned mot Engsbekken. Skråningen har en helning på rundt 1:9. Nærliggende grunnundersøkelser viser varierende løsmassemeknighet (3,7-14,5) og grunnforhold. Resultatene til utførte totalsonderinger i borpunkt 28 og A397 som ligger ved den vestlige delen av RIG-07 tyder på at grunnen består av et øvre lag med tørrskorpe med tykkelse på rundt 2-3 meter over faste masser. Grunnundersøkelser utført i borpunkt A399 og A403 tyder på at grunnen består hovedsakelig av middels fast leire og faste masser over berg fra 10 meters dyp.



Figur 4.13 Kartet viser område (markert i gul) som vurderes brukt som riggområde/arbeidsplass.

Det er ikke planlagt deponi i delområde O4.

4.4.1 Stabilitet

Det er ikke utført stabilitetsberegninger for riggområde RIG-07. Dersom det er ønskelig å benytte dette området til riggplass må tilstrekkelig stabilitet dokumenteres.

4.4.2 Setninger

Setningene er ikke relevant for riggplass så lenge det sikres at det ikke kommer i konflikt med tilgrensende konstruksjoner, bygninger eller andre. Utførte grunnundersøkelser tyder på at det finnes setningsømfintlige masser i deler av RIG-07.

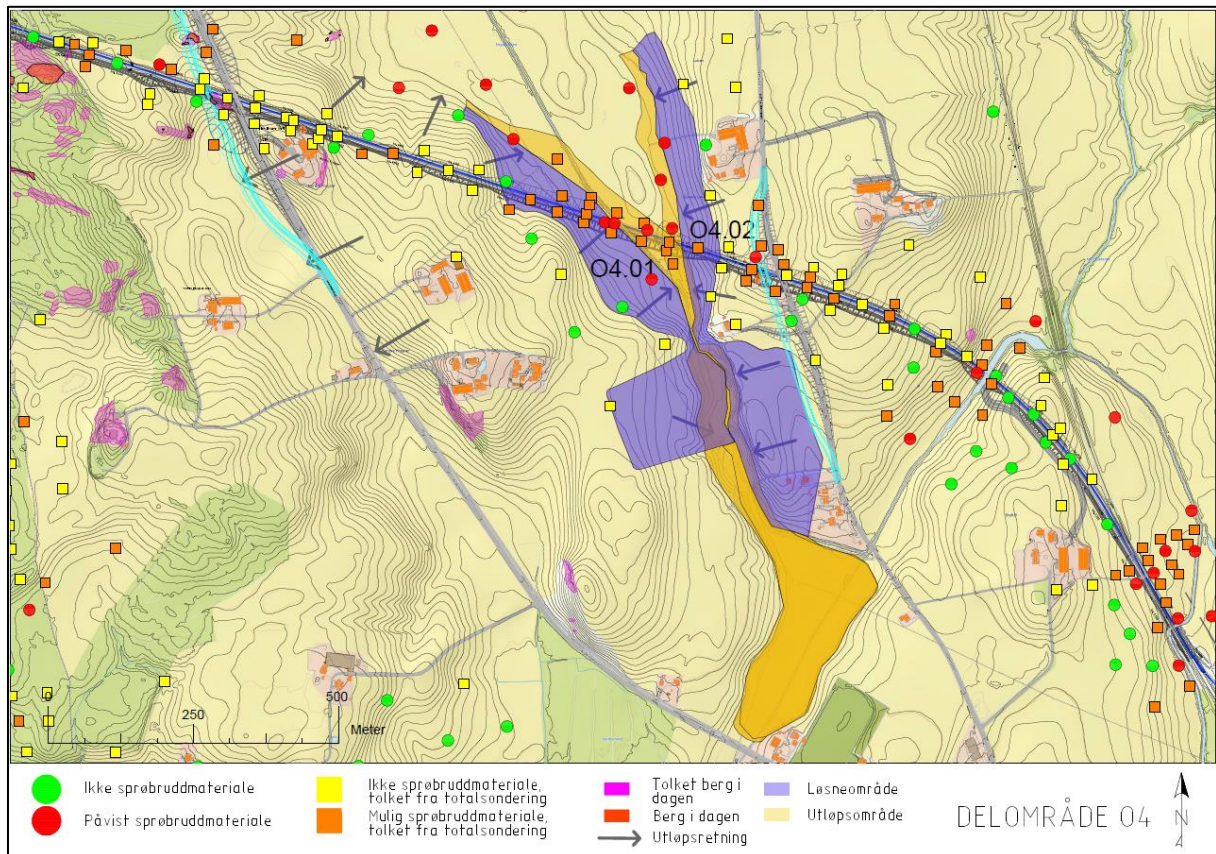
Plassering av eventuelt setningsømfintlige bygg/konstruksjoner innom riggområder bør vurderes særskilt.

4.4.3 Geoteknisk vurdering

Plassering av riggområde vurderes som ugunstig ettersom riggområdet er plassert på toppen av en skråning der det er påvist betydelig mektighet av marin leire. Tilstrekkelig stabilitet skal dokumenteres dersom man ønsker å benytte arealet til riggplass. Det henvises til rapport for utredning av områdestabilitet ref. [2] for vurderinger av arealer for midlertidig lagring av masser og riggområder med tanke på områdestabilitet.

4.5 Områdestabilitet

Det er identifisert 2 faresoner for områdeskred som kan få konsekvens for planlagte tiltak i delområde O4. Faresonene ligger langs skråningene på hver sin side av Engsbekken som vist i Figur 4.14. Det skal etableres jernbanefylling og en konstruksjon delvis innfor kartlagte faresoner i delområde O4. Det skal sikres at områdestabilitet i faresonen er ivarettatt i henhold til NVE veileder 1/2019 [11] for alt arbeid som kan påvirke stabiliteten til faresonene. Det henvises til rapport for utredning av områdestabilitet ref. [2] for nærmere beskrivelser og vurderinger rundt områdestabilitet i delområde O4.



Figur 4.14 Faresoner for områdestabilitet i delområde O4

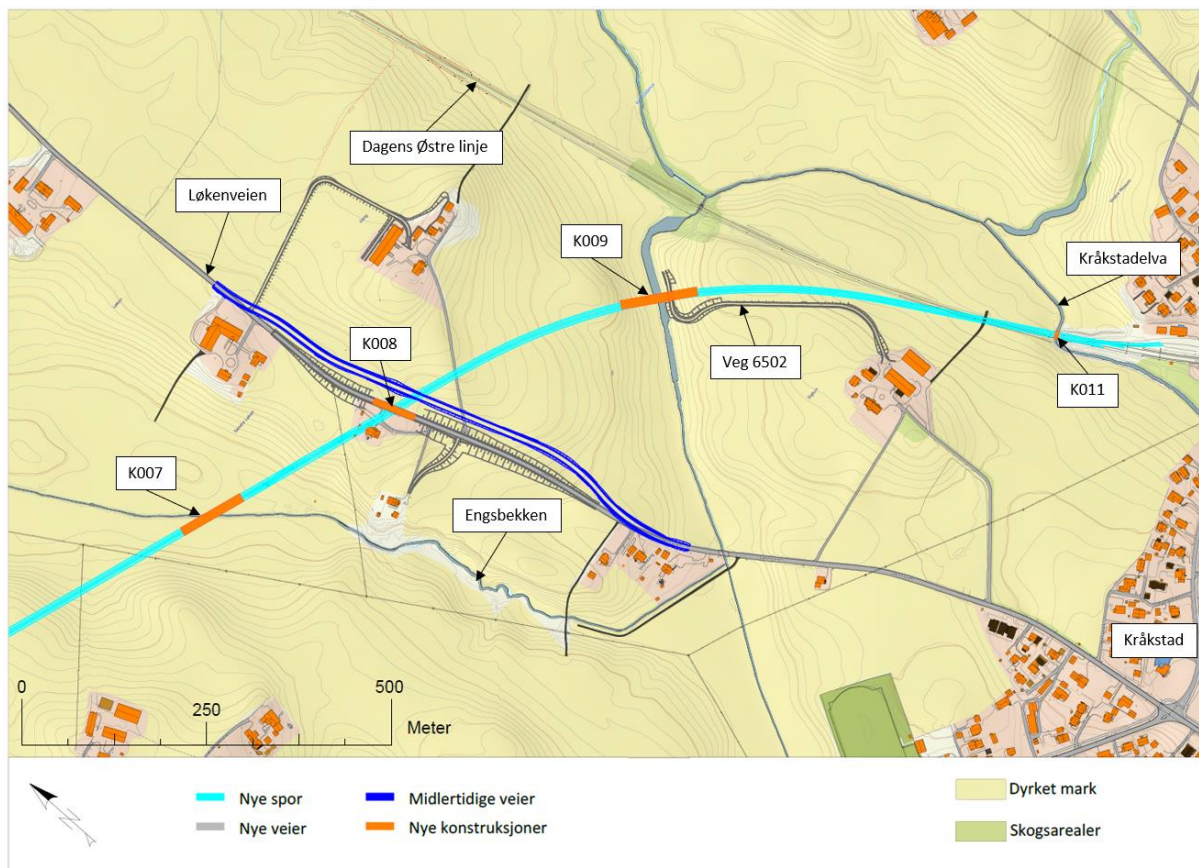
5 OMRÅDE O5

I delområde O5 svinger Østre linje sørover mot Kråkstad stasjon og flettes sammen med dagens Østre linje. Ny Østre linje vil krysse Kråkstadelva to ganger i delområde O5. Først med bro (K009) og deretter ved Kråkstad stasjon vil traséen kysse over kulvert (K011). Jernbanen vil hovedsakelig gå i skjæring, men det vil være nødvendig å legge spor på fylling i området rundt K011 og ved det østlige landkaret til K009. Største fyllingshøyde er her 3 meter ved K011 og rundt 4 meter ved K009.

Det er planer om å etablere en landbruksvei som skal gå i skjæring på sørsiden av Østre linje og deretter krysse under K009 for å få tilgang til arealer nord for Østre linje.

Tre riggområder er planlagt i delområde O5. Riggområdene strekker seg langs hver side av Østre linje. Riggområdene er nærmere beskrevet i kap. 5.4.

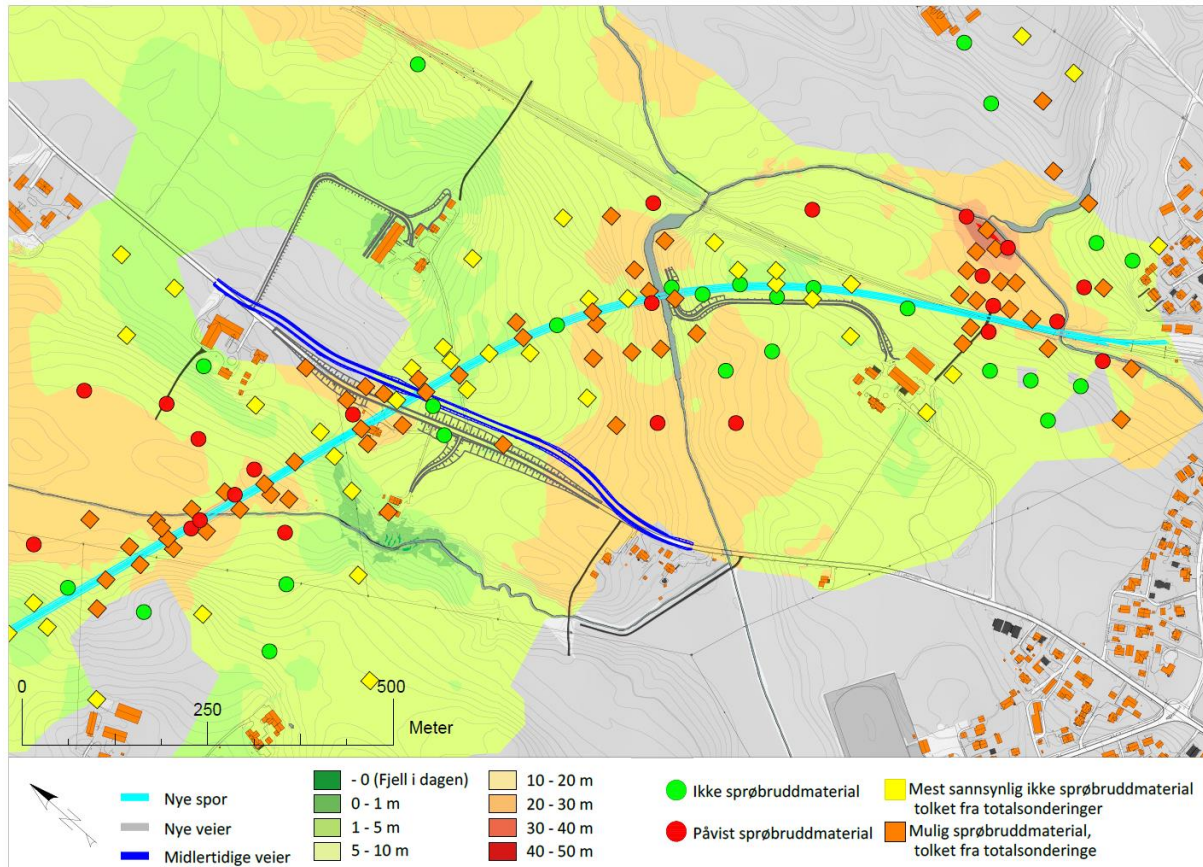
Det henvises til UNA-00-A-10025 [1], kap. 1.2, for nærmere beskrivelse av de planlagte tiltakene som blir behandlet i dette kapittelet.



Figur 5.1 Kartet viser planlagte tiltak og eksisterende infrastruktur i delområde O5.

5.1 Grunnforhold og grunnvannstand

I delområde O5 er det store variasjoner i bergflaten og løsmassemekktigheten øker betraktelig i lavtliggende områder. Grunnen består av et lag med tørrskorpe som er tykkere i høytliggende områder enn i lavtliggende områder. Under tørrskorpen er det leire som er typisk bløt og sprø i de mer lavtliggende områdene og er fastere høyere i terrenget.



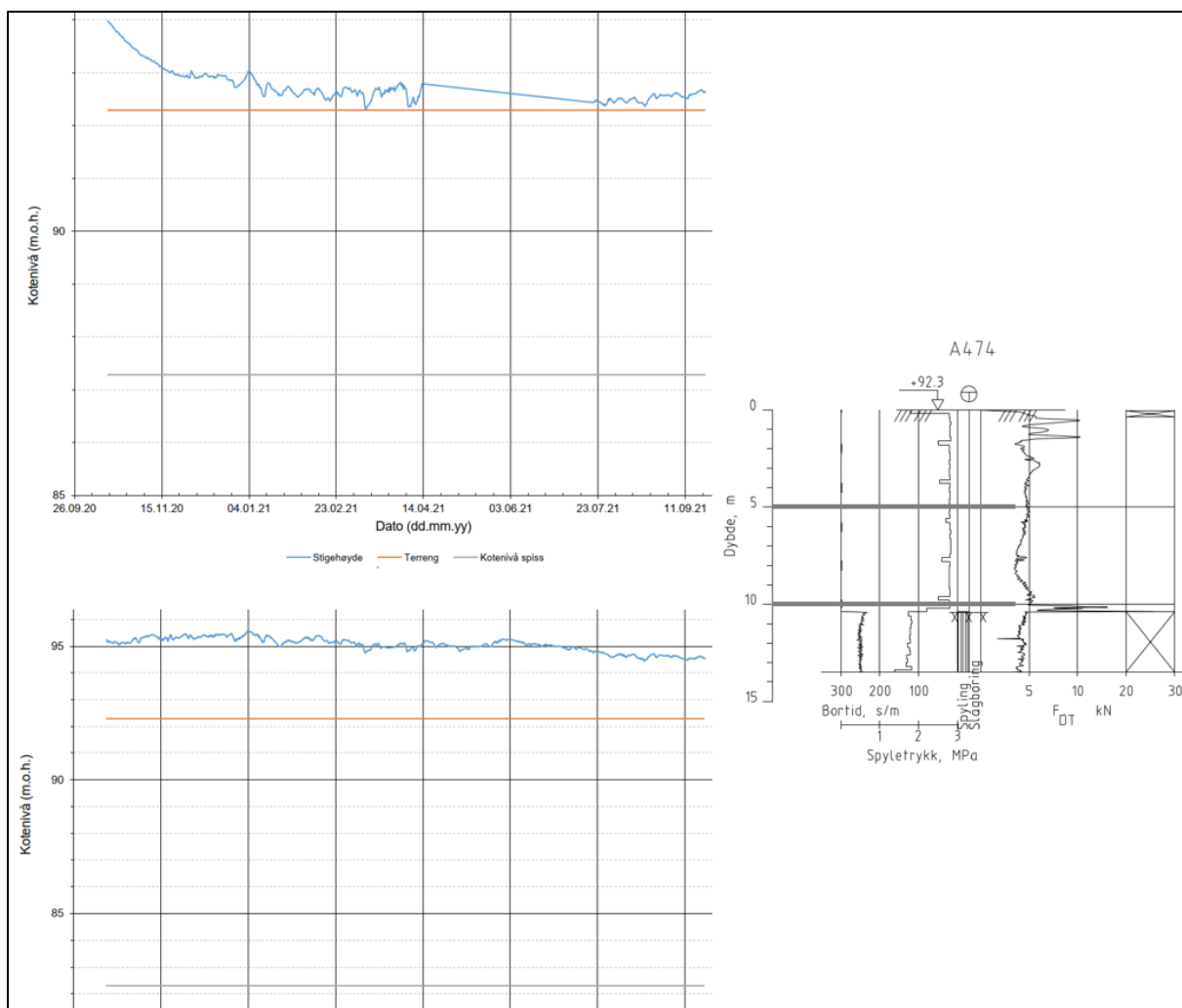
Figur 5.2 Løsmassemekktighetskart over delområde O5.

I delområde O5 er det plassert totalt 5 poretrykksmålere fordelt på borpunkt A440, A474 og 65_PZ. Figur 8.1 viser plassering av alle poretrykksmålere som har blitt satt ut i prosjektområdet. I borpunkt A440 har poretrykksmålerne blitt satt i dybde 3 og 6,5 meter under terreng. Poretrykksmåleren som er satt i 3 meters dyp er satt i leire, mens poretrykksmåleren satt i 6,5 meters dyp er satt i masser som er antatt å være morene. Poretrykksmålerne i borpunkt A474 er satt ved dybde 5 og 10 meters dyp. Poretrykksmåleren som er satt ved 5 meters dyp ligger i leire mens poretrykksmåleren ved 10 meters dyp ligger i masser som er antatt å være morene. Resultater fra poretrykksmålerne i borpunkt A474 og 65_PZ er vist henholdsvis i Figur 5.3 og Figur 5.4.

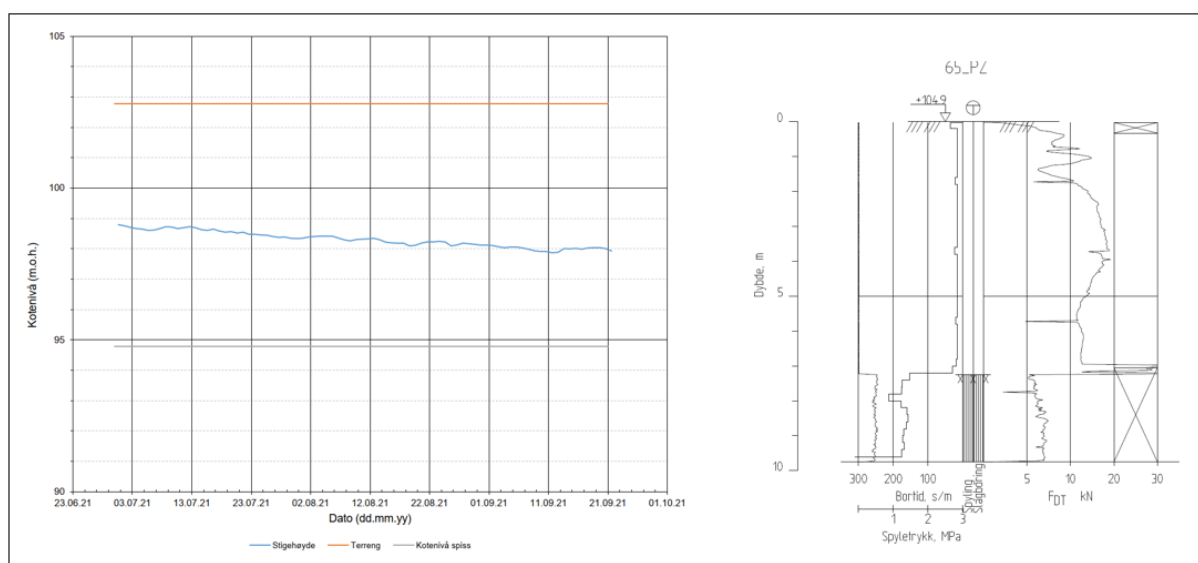
Resultatene til poretrykksmålerne i borpunkt A440 og A474 tyder på artesisk vanntrykk i begge borpunkt. Grunnvannstanden ser ut til å ligge mellom 0,6-1 m under terreng i borpunkt A440. Det ser ut til å være et poreovertrykk på rundt 6 kPa ved 6,5 meters dyp ved borpunkt A440. Avlesning av begge poretrykksmålerne i A474 som er satt i dybde 5 og 10 m, viser at det har blitt målt et vanntrykk tilsvarende GVS over terreng dersom hydrostatisk trykktilvekst ved dybden er antatt. Dersom det antas at GVS ligger 0,5 meter under terreng ved borpunkt A474, så er det

et poreovertrykk på rundt 8 kPa ved 5 meters dyp og et poreovertrykk på 35 kPa ved 10 meters dyp.

Poretrykket som er målt i borpunkt 65_PZ ved 8 meters dyp tilsvarer en GVS rundt 4-5 meter under terreng, forutsatt hydrostatisk poretrykk ved spiss. Poretrykksmåleren er satt ut høyt i terrenget (kote +105) et godt stykke fra planlagte tiltak og er ment for å gi informasjon for vurdering av områdestabilitet. Informasjonen fra poretrykksmåleren i borpunkt 65_PZ er derfor av begrenset betydning ved vurdering av lokalstabilitet, men kan gi en indikasjon på GVS ved de høytliggende områdene.



Figur 5.3 Resultater fra poretrykksmålere i borpunkt A474 i tidsperioden 26.09.20-11.09.21. Øverste graf viser poretrykket ved dybde 5 meters dyp og nederste graf viser poretrykket ved 10 meters dyp.



Figur 5.4 Resultater fra poretrykksmåleren i borpunkt 65_PZ

5.2 Fyllinger og skjæringer for jernbane og veg

5.2.1 Stabilitet

Viser til plan- og profiltegninger for område O5 i vedlegg D (D15-D22). Det er utført stabilitetsberegninger på profil O5-B, O5-C, O5-E, O5-F, O5-G, O5-I, O5-K, O5-L, O5-M, O5-P, O5-R, O5-T og O5-V for å undersøke stabilitet av Østre linje.

Vedlagte beregninger viser permanent situasjon uten stabiliserende tiltak og permanent situasjon der det er benyttet kalksementstabilisering. Profil O5-B, O5-C, O5-I og O5-K viser tilstrekkelig stabilitet for løsmasseskjæring for Østre linje med vannspeil justert til antatt drenforhold. Profilene som viser tilstrekkelig stabilitet er med en mindre skjæring i tørrskorpe etablert med skråningshelning 1:2 eller et profil med dobbeltspor i slakt hellende terreng. For alle øvrige profiler er det funnet behov for kalksementstabilisering. Områder der det er nødvendig med KS-stabilisering er vist i Figur 5.6.

For profil O5-G (se beregning E79) har det blitt identifisert utilstrekkelig stabilitet i sideterrenget nord for planlagte tiltak. Dette behandles nærmere i kapittel 8.7 og 8.8 i UNA-00-A-10021 [2].

Last, lagdeling, anvendte styrkeparametere og kritiske bruddfigurer fremgår i sin helhet av beregningsvedlegg E (E73-E113). En oppsummering av resultatene fremgår av Tabell 5.1

En nærmere beskrivelse av anvendte laster fremgår av kap. 3.2.2 i UNA-00-A-10025 [1], mens den anvendte lagdeling fremgår sammen med det geotekniske grunnlaget i vedlegg D. Anvendte styrkeparametere er beskrevet på generell basis i kapittel 2.9, mens de spesifikke SuA-designprofiler for de enkelte borpunkter fremgår av vedlegg A.

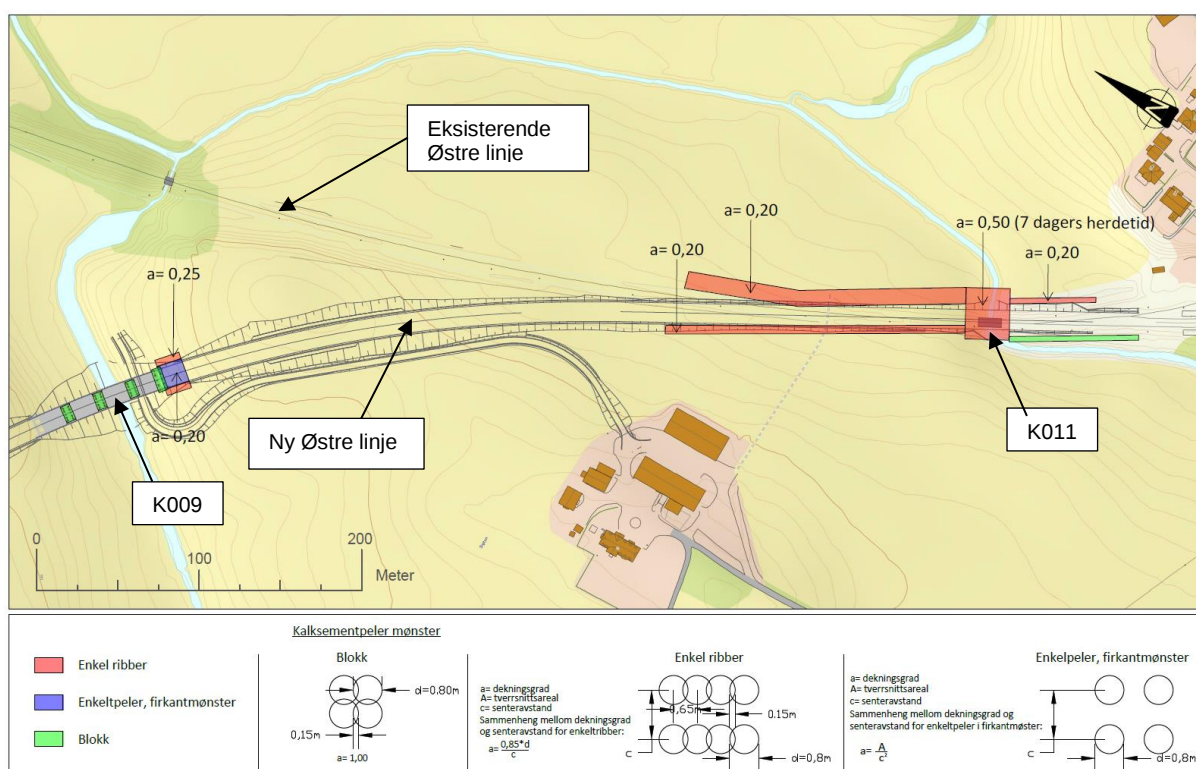
Anvendt metode for stabilitetsberegninger er beskrevet i kap. 4.1 i UNA-00-A-10025 [1]. Metodikk for modellering av ADP-faktorer i SLIDE2 er nøye beskrevet i vedlegg A til UNA-00-A-10025 [1]. I beregningene er det anvendt ADP-faktorer som angitt i kap. 2.8.

Tabell 5.1 Resultater av stabilitetsberegninger for skjæringer og fyllinger i område O5.

Vedlegg	Tilstand	Last*	Vannstand**	SF***	Merknad/tiltak****
[-]	[-]	[kN/m ²]	[m u.t.]	[-]	[-]
Tverrprofil O5-B, skjæring for jernbane					
E73	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,19	Brudd i tørrskorpe, Tiltak R2L
E74	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,20	Brudd i tørrskorpe, Tiltak L2R
E75	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m, lavere og mer naturlig grunnvannstand nær skjæringen	1,41	Brudd i tørrskorpe, Tiltak R2L
E76	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m, lavere og mer naturlig grunnvannstand nær skjæringen	1,44	Brudd i tørrskorpe, Tiltak L2R
Tverrprofil O5-C, skjæring for jernbane					
E77	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,59	Brudd i leire, Tiltak R2L
E78	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,41	Brudd i tørrskorpe, Tiltak L2R
Tverrprofil O5-G, jernbanefylling					
E79	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,03	Brudd i leire, Tiltak R2L
E80	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,33	Brudd i leire, Tiltak L2R
E81	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,44	Brudd i leire, med hovedfokus på jernbanens bidra. Tiltak R2L

E82	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,42	Brudd i leire, med hovedfokus på jernbanens bidra. Tiltak L2R
E83	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,74	Brudd i fylling, 25% enkeltribber. 20% enkeltpeler. Tiltak R2L
E84	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,67	Brudd i leire, 25% enkeltribber. 20% enkeltpeler. Tiltak L2R
Tverrprofil O5-I, skjæring for jernbane					
E85	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2) + 19,5 (V)	0,5 m	1,20	Brudd i tørrskorpe, Tiltak R2L
E86	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2) + 19,5 (V)	0,5 m, grunnvannstand er 1:3 i skjæring	1,59	Brudd i leire, Tiltak R2L
E87	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2) + 19,5 (V)	0,5 m, grunnvannstand er 1:5 i skjæring	1,61	Brudd i tørrskorpe, Tiltak R2L
Tverrprofil O5-K, skjæring for jernbane					
E88	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,29	Brudd i tørrskorpe, Tiltak R2L
E89	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,84	Brudd i fylling, Tiltak L2R
E90	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m, lavere og mer naturlig grunnvannstand nær skjæringen	1,58	Brudd i tørrskorpe, Tiltak R2L
Tverrprofil O5-L, skjæring for jernbane					
E91	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,53	Brudd i leire, Tiltak R2L
E92	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	2,03	Brudd i leire, 20% enkeltribber Tiltak R2L
Tverrprofil O5-M, jernbanefylling					
E93	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,06	Brudd i leire, uten stab. Tiltak R2L
E94	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,29	Brudd i leire, uten stab. Tiltak L2R
E95	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,64	Brudd i tørrskorpe, 10 m brede 20% enkeltribber på venstre og 3m brede 20% på høyre. Tiltak R2L
E96	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,29	Brudd i leire, 10 m brede 20% enkeltribber på venstre og 3m brede 20% på høyre. Tiltak R2L
E97	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	1 m	1,53	Brudd i tørrskorpe, 10 m brede 20% enkeltribber på venstre og 3m brede 20% på høyre. Vanlig leire under eksisterende spor Tiltak R2L
Tverrprofil O5-O, skjæring for jernbane					
E98	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,43	Brudd i leire, Tiltak R2L
E99	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,73	10 m 20% ribber, brudd i leire. Tiltak R2L
E100	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,71	5 m 20% ribber. Brudd i leire. Analyse av Områdestabilitet. Tiltak R2L
Tverrprofil O5-P, skjæring for jernbane					
E101	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,88	Brudd i leire, Tiltak R2L

E102	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	2,06	Brudd i tørrskorpe, Tiltak L2R
Tverrprofil O5-R, jernbanefylling					
E108	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	0,98	Brudd i leire. Tiltak R2L
E109	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	0,93	Brudd i leire. Tiltak L2R
E110	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,64	Brudd i leire, 20% enkeltribber og 100% blokkmønster. 1 m tykk fylling på venstre siden. Tiltak R2L
E111	Total	57,2 (B1) + 46,8 (B2)	0,5 m	1,43	Brudd i tørrskorpe, 20% enkeltribber og 100% blokkmønster. 1 m mot 1,25 m tykk fylling på venstre siden langs bekke-skjæringen. Tiltak L2R
Tverrprofil O5-T, utgravning for K011					
E112	Total	47,5	0,5 m	0,75	Brudd i leire
E113	Total	47,5	0,5 m	1,70	50% ribbe, brudd i leire
* «B1» angir primære flatelast på bane, «B2» sekundære flatelast på bane, «V» angir flatelast på vegstykke, «R» angir last for riggplass og «D» angir flatelast fra deponi (over 20 m). ** Angir vannstand i meter under terreng. *** Rød farge angir beregning med utilstrekkelig stabilitet og grønn farge angir beregning med tilfredsstillende stabilitet. **** «80% ribber og 30% peler» betyr at det er brukt enkeltribber med dekningsgrad 80% under kantene av fyllingen og enkeltpeler i firkantmønster med dekningsgrad 30% under senter av fyllingen. # Leire omtolket som tørrskorpe. ▣ Sikkerhet lokalt omkring varetatt (> 1,6 leire og > 1,4 for sprengstein/tørrskorpe). Forutsatt at brudd utenom influensområde er ivaretatt som områdestabilitet. Merknad: Resultatene i denne tabellen er basert på stabilitetsberegninger med idealisert geometri, herunder bergflate. Det er for beregningene antatt tilfredsstillende områdestabilitet.					



Figur 5.5 Utkast til omfang av kalk-sement stabilisering for delområde O5. Enkeltribber er vist i rødt og enkeltpeler er vist i blått. a: dekningsgrad.

5.2.2 Setninger

Differansesetninger mellom profil O5-O og O5-M er også beregnet med tanke på fyllingen ved profil O5-M. Det forventes ikke noen setninger langs profil O5-O, ettersom snittet er tatt der Østre linje går fra å gå i skjæring til fylling. Setningene i profil O5-M har blitt beregnet til å være 5 cm. Avstanden mellom profil O5-O og M er rundt 85 m. Eventuelle dreneringseffekter av kalksementstabilisering har blitt sett bort fra, ettersom massene rett under fyllingen i O5-M ikke vil bli stabilisert.

Skjevsetninger har blitt kontrollert for profil O5-M og langs et snitt 25 m vest for O5-M. Skjevsetningene har blitt beregnet til å være henholdsvis 11,1 og 4,7 promille for profil O5-M og snittet 25 meter vest for O5-M. Forskjellen i skjevsetning mellom profilene er 6,4 promille.

Det vurderes at kravene til Bane NORs Tekniske regelverk [21] for setninger er overholdt for Østre linje i delområde O5, dersom det blir utført kalksementstabilisering som vist i Figur 5.5.

5.2.3 Geoteknisk vurdering

5.2.3.1 Fylling

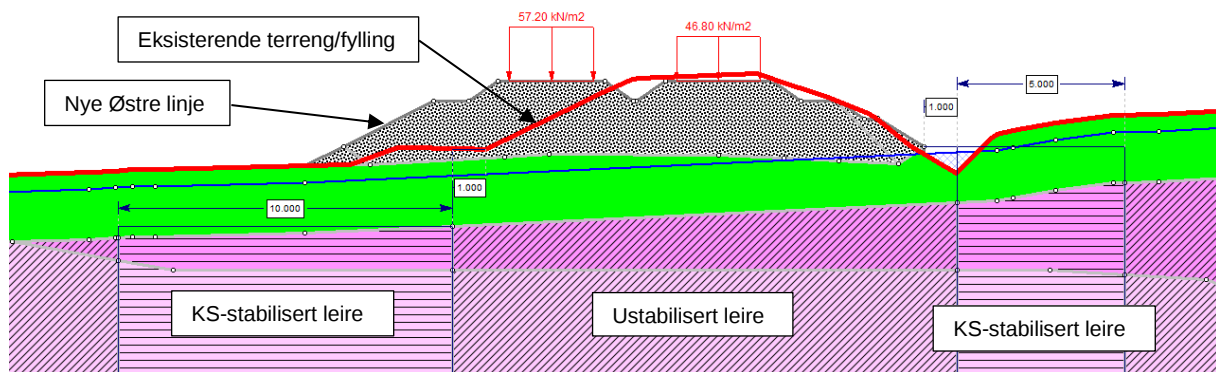
Fyllingene bygges opp av sprengstein og skal ha en ferdig skråningshelning 1:2. Utlegging og komprimering av sprengstein utføres i henhold til NS 3458, ref. [28].

Beregning av stabilitet for flere kombinasjoner av fyllingshøyde og undergrunn med laster for dobbeltspor tilsier at stabilitet for fyllingene er tilstrekkelig når de kalksementstabiliseres, som vist i Figur 5.5. I områdene der nye Østre linje skal flettes sammen med eksisterende Østre linje er det lagt inn KS-stabilisering på sidene av eksisterende jernbanefylling som vist i Figur 5.6. Dette er gjort slik at det skal være mulig å KS-stabilisere mens eksisterende Østre linje er i drift. Det forventes å være et optimaliseringspotensial dersom fylling for eksisterende Østre linje fjernes før man starter med KS-stabilisering, slik at man kan stabilisere under jernbanefyllingen.

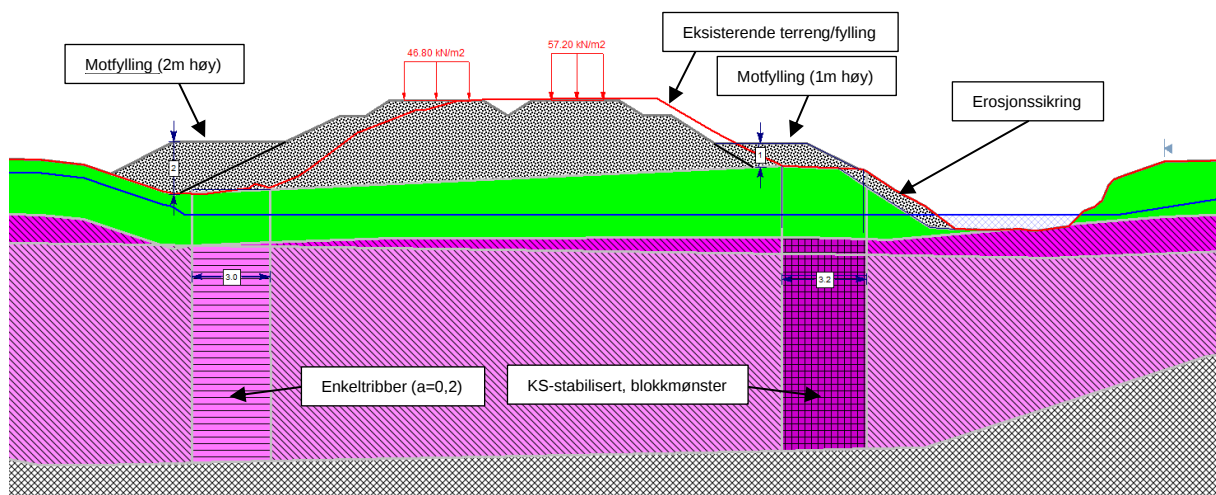
For jernbanefyllingen som skal etableres mellom K011 og Kråkstad stasjon er stabiliteten tilstrekkelig om det KS-stabiliseres i kombinasjon med motfylling på begge sider, som vist i Figur 5.7. Motfyllingene skal etableres slik at de har et tverrfall på 1:20 ut fra sporet.

Sideterrenget er flere steder skrånende både ned mot og bort fra sporet. Spesielt omkring elva og bekken (kulverter K009 og K011) er kalksementstabilisering nødvendig for å oppnå tilstrekkelig stabilitet. Det er her antatt at områdestabiliteten ivaretas.

Viser øvrig til beskrivelsen av anleggsgjennomføring i kap. 7.1 der det bl.a. finnes en beskrivelse av etablering av kalksementpeler innen etablering av fylling.



Figur 5.6 Prinsippskisse for stabilisering rundt eksisterende jernbanefylling ved profil O5-M.



Figur 5.7 Prinsippskisse for stabiliserende tiltak ved profil O5-R.

5.2.3.2 Skjæring

Permanente skjæringer er vist med helning 1:2 og består av 0,5-1,0 m tykt lag av sprengstein inntil den midlertidige løsmasseskjæringen i stedlige masser. Stabilitet av de permanente skråningene er dokumentert i vedlegg E.

I hovedsak er det løsmasseskjæringer over berg som skal utføres med helning 1:2 i delområde O5. For utførelse og sikring av bergskjæringer vises det til ingeniørgeologisk vurderingsrapport [4].

Midlertidige skjæringer kan i hovedsak etableres med helning 1:1,5 ved utgravning over grunnvannstand.

Skjæringer med helning 1:2 eller brattere i siltige og finsandige masser kan erfaringsmessig være utsatt for overflateglidninger. Dersom skjæringene er vannmettet og det påtreffes lag av finsand eller silt, må det påregnes å sikre overflatestabilitet av midlertidige skjæringer ved utslaking til helning til 1:2 eller slakere, plastring med 0,5 – 1,0 m sprengstein/pukk, eller etablering av pukkfylte grøfter i skjæringen. Det må også påregnes drenering og vannpumpning i skjæringsfot. Dersom det ikke er plass til å slake ut midlertidige skjæringer uten å komme i konflikt med tilgrensende konstruksjoner, bygninger eller andre grenser, må det anvendes midlertidig avstivning, f.eks. rørspunt.

Siden grunnvannstanden ligger ca. 1 m under eksisterende terreng, må det sørges for god drenering rundt, og pumpning av vann for å holde byggegrop tørr i anleggsfasen. Nærmere måling av grunnvannstanden anbefales utført.

5.2.4 Anleggsgjennomføring

5.2.4.1 Rekkefølge for fyllinger og brukonstruksjoner

Det forutsettes at arbeidene med fyllinger/brukonstruksjoner og etableringen av kryssingsspor i vid utstrekning kan forløpe samtidig.

- Etablering kalksementpeler / utgravning fundamentering
- Vente til skjærstyrken til kalksementpeler er tilstrekkelig (antatt 28 døgn) / utføre fundamentering
- Etablere brukonstruksjoner
- Etablere fyllinger (der det er aktuelt skal motfyllinger etableres før jernbanefylling)
- Vente 7 dager med henblikk på å konsolidere underliggende masser (antatt kalksement enkeltpeler 25 %)
- Etablere overbygning til veg

5.2.4.2 Peleplan, kalk-sement peler

Viser til utkast peleplan i Figur 5.5. Dekningsandel og pelemønster tilpasset slik at setninger og stabilitet ivaretas på de ulike delene av tilløpsfylling.

Viser øvrig til kap. 7.1

5.3 Konstruksjoner

I område O5 er det planlagt 2 konstruksjoner

- K009 Bru over bekkeløp (planlegges pelefundamentert i berg)
- K011 Kulvert for Kråkstadelva (planlegges direktefundamentert)

Det henvises til fagrapport for konstruksjoner UNA-00-A-10051 [29] for mer informasjon om de planlagte konstruksjonene i prosjektet.

5.3.1 Fundamentering

5.3.1.1 Bruløsning (K009)

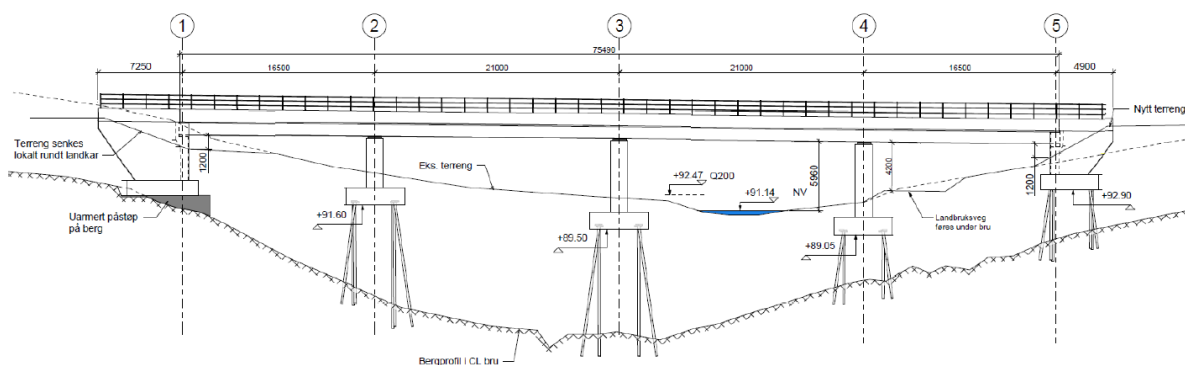
Som vist i Figur 5.9 planlegges broen over Kråkstadselva (K009) å fundamenteres med stålkjernepeler til berg. Vestre landkar betongstøpes på berg. I området broen planlegges plassert er det registrert en løsmassemektighet på rundt 10-15 m rundt bekken. Opp langs skråningene fra bekken er det noe lavere løsmassemektighet, rundt 3-4 meter. Figur 5.9 viser antatt bergflate ved et snitt langs K009.

I følge NGU sitt berggrunnskart skal berget i området bestå av granittisk øyegneis, som kan forventes å ha en enaksial trykkfasthet på mellom 100 og 200 MPa. Øyegneisen som har blitt observert i forbindelse med kartlegging av berg i dagen var lite oppsprukket og av god bergmassekvallitet. Det bemerkes at søkket i bergflaten mest sannsynlig er et resultat av en forkastning. I området ved søkket er det målt en seismisk hastighet på 2400 m/s, som er i kontrast med nærliggende berg som har en seismisk hastighet på rundt 5500 m/s. Man kan derfor regne med relativt sterkt oppsprukket berg i dette området. Generelt kan forvente redusert oppsprekking med økende avstand fra forkastninger. Fundament nr. 3 som er vist i Figur 5.9 vil trolig ha dårligere fundamenteringsforhold enn de andre fundamentene. Det bør vurderes om stålrørspelene bør bores inn dypere for fundament nr. 3.

Setninger forventes ikke å utgjøre et problem. Østre linje ligger før K009 i skjæring, bruene pelefunderes til berg og fyllingen etter K009 er bare rundt 2,2 m høy og etableres på grunnforsterkede masser (enkeltekalksementpeler i firkantmønster).



Figur 5.8 Illustrasjonsbilde av bruløsning (K009) sett fra nordsiden.



Figur 5.9 Oversiktstegning av bruløsning (K009) sett fra sørsiden.

5.3.1.2 Kulvert K011

Kulvert K011 er planlagt fundamentert direkte på KS-stabiliserte leire. Fundamentet har en lengde på 15 meter og en bredde på 6,5 meter. Last på underside av fundament er på 92 kN/m². Bæreevnen er tilstrekkelig for masser med $\phi > 25^\circ / a = 0$ og $c_u > 26$ kN/m². Styrken til leiren er forventet å være godt over 26 kPa, 7 dager etter fullført KS-stabilisering.

Det anbefales å frostsikre fundamentplaten med XPS eller lignende for å unngå utgravning til frostfri dybde (2,0 m).



Figur 5.10 Kulvert for Kråkstadelva (K011) sett fra vestsiden.

5.3.2 Setninger

For fyllingen opp mot kulverten K011 (snitt O5-M) er setningene beregnet til å være på ca. 5 cm. Under kulvert K011 planlegges det å kalksementstabilisere grunnen. Det forventes altså ikke setningsproblemer dersom omkringliggende masser stabiliseres som antatt, se delkapittel 4.3.1.1. For ytterligere å imøtegå differenssetninger mellom kulverter og fyllinger anbefales det setningsplate som overgang mellom kulvert og fylling.

5.3.3 Geoteknisk vurdering

5.3.3.1 Bru over bekkeløp (K009)

Fundamentering av broen skjer ved pelefundamentering til berg med stålkjernerpeleer.

Det er i området registrert varierende løsmassemektheten, 10-15 m. Grunnvannsstanden ligger ca. 1 m under eksisterende terreng. Utgraving for fundamenter forvntes ført til 2-3 m under terreng. Det anbefales å kalksementstabilisere de bløte massene innen det utgraves. Massestabilisering vil forbedre lokalstabiliteten og redusere de destabiliserende kreftene samtidig som at den vil virke som bunn i utgravningen.

Utgraving for etablering av fundamentering av brukse 3 og 4 vil foregå så tett på bekkeløpet, at det vurderes mest hensiktsmessig å etablere en tett gravegrop med stålpunt i lås. På den måten reduseres tilstrømmende vann samtidig med at omfanget av utgravningen begrenses. På grunn av den følsomme leire søkes en løsning med små deformasjoner, dvs. en gjensidig avstivet vegg. Det skal ved detaljberegning vises at det kan etableres tilstrekkelig mothold ved akseptable tøyingsnivåer og at bunnen ikke "skyver opp". Dette vurderes mulig ved først å massestabilisere 3-4 m leire og videre etablere en gjensidig avstivet spuntgrop.

Utgraving for etablering av fundamentering for de resterende brukser kan vurderes gjennomført som fri utgraving. Det kan i så fall forutsettes skråningshelning 1:2 og stabilisering av skråninger med samfengt sprengstein. Denne løsningen forutsetter av innstrømmende vann håndteres i utgravningen og at bunn utgraving har god margin til overside av eventuelle sensitive masser.

Det anbefales uansett valgt løsning å utføre arbeidet i en tørr periode med lav vannstrømning i bekken.

Det bemerkes, at alle tiltak som forverrer stabiliteten innenfor kartlagte faresoner skal tilfredsstillende en stabilitet på minimum $F_{cu} \geq 1,6$ ($1,4 \times f_s$). Det henvises til rapport for områdestabilitet ref. [2].

5.3.3.2 Kulvert for Kråkstadelva (K011)

Stabilitetsberegningen langs profil O5-T viser at det vil bli nødvendig å utføre kalksementstabilisering i forbindelse med utgravningen til konstruksjonen. I beregningen har eksisterende jernbanefylling blitt lagt inn som en flatelast og ikke et løsmasselag. Dette har blitt gjort ettersom jernbanefyllingen har en begrenset bredde og det har derfor ikke vært ønskelig å overvurdere styrkebidraget fra selve jernbanefyllingen.

Stabilitetsberegningene indikerer at dekningsgraden av kalksementribbene potensielt kan reduseres om sidefriksjon (3D effekter) påregnes. Om dekningsgraden skal optimaliseres anbefales det at 3D stabilitetsberegninger blir utført i byggeplanfasen. Slike beregninger har ikke blitt foretatt for nåværende.

I forbindelse med etableringen av K011 må vannet håndteres. Det kan gjøres ved å avskjære bekken og pumpe vannet ut lenger nedstrøms eller ved å etablere et midlertidig bekkeløp. Løsningen med å etablere midlertidig bekkeløp vil sannsynligvis kreve kalksementstabilisering i forbindelse med utgravningen av midlertidig bekkeløp eller bruk av spunt.

Det forutsettes, at områdestabiliteten er ivaretatt.

5.3.4 Anleggsgjennomføring

5.3.4.1 Bru over bekkeløp (K009)

Følgende rekkefølge er forutsatt for etablering av bru over bekkeløp (K009):

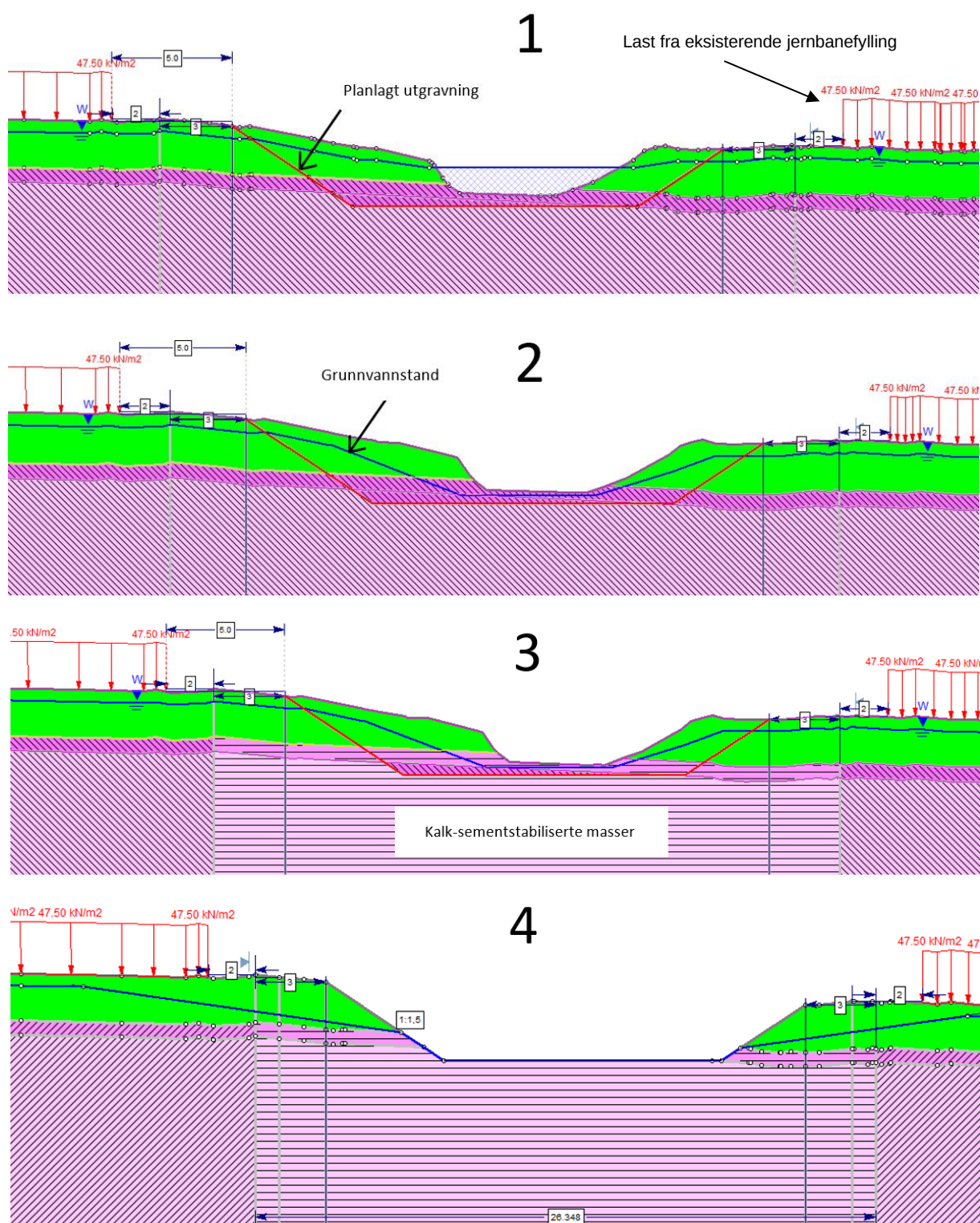
- Etablere utgraving for etablering av fundamentering (som minimum spuntgrop for brukse 3 og 4)
- Etablering av fundamentering
- Etablering av fyllinger og overbygning spor

Vi ser for øvrig til beskrivelsen i kap. 7.1.

5.3.4.2 Kulvert for bekkeløp K011

Arbeidene ved etablering av K011 er planlagt å utføres i følgende rekkefølge:

1. Eksisterende konstruksjon og jernbanefylling rives, 5 meter bak planlagt utgravningstopp, se prinsippskisse i Figur 5.11 nedenfor.
 2. Vann fra bekken håndteres, enten ved å etablere et midlertidig bekkeløp eller å pumpe vannet forbi området som skal stabiliseres.
 3. KS-stabilisering utføres. En dekningsgrad på 50% skal benyttes og grunnen der K011 skal plasseres samt 3 m bak planlagt utgravningstopp skal stabiliseres. Se Figur 5.10.
 4. 7 dager etter at KS-stabiliseringen er fullført kan arbeidene med utgravning til K011 starte. Utgravingen kan utføres med sider med helning på 1:1,5.
 5. Konstruksjon K011 etableres.
-



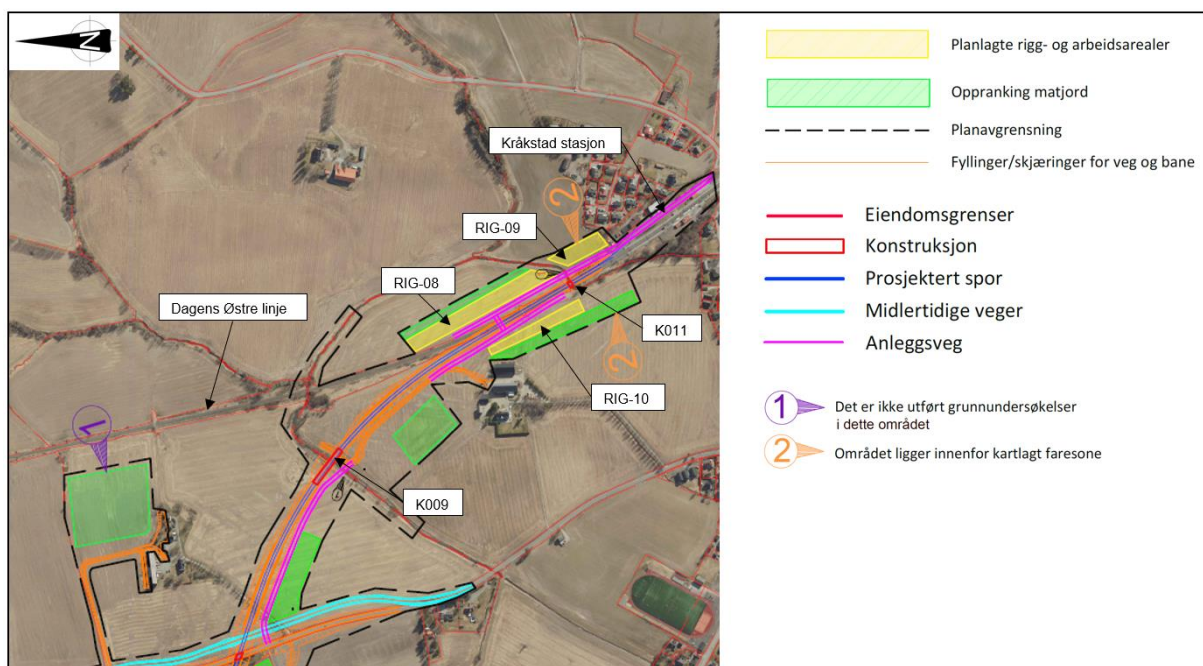
Figur 5.11 Prinsippskisse for anleggsgjennomføring for etablering av K011

5.4 Deponi og riggplass

Det er planlagt å etablere tre riggområder i delområde O5. Plassering og utstrekning av de tre riggområdene er vist i Figur 5.12.

Riggområde RIG-08 og RIG-09 er plassert på østsiden av Østre linje på hver sin side av Kråkstadelva. Grunnen består av et øvre lag med tørrskorpeleire med tykkelse på 2-3 meter over bløt leire. Løsmassemekktigheten ved RIG-08 og RIG-09 er 10-20 meter. Terrenget heller svakt mot Kråkstadelva med en helning på rundt 1:20. RIG-10 ligger i en skråning på vestsiden av Østre linje. Skråningen har en helning på mellom 1:6 og 1:15. Grunnen består av et øvre tørrskorpeleirelag over middels fast leire. Løsmassemekktigheten ved RIG-10 ligger mellom 5-10 meter. Det er påvist sprøbruddsmateriale innenfor alle riggområdene.

Det er ikke planlagt deponi i delområde O5.



Figur 5.12 Kartet viser områder (markert i gul) som vurderes brukt som riggområde/arbeidsplass

5.4.1 Stabilitet

Det er ikke utført stabilitetsberegninger for riggområdene i delområde O5. RIG-10 og RIG-09 ligger innenfor kartlagte faresoner for løснеområde. Dersom det ønskes å benytte områdene RIG-10 og RIG-09 til riggområde må tilstrekkelig områdestabilitet dokumenteres. Lokalstabilitet må også dokumenteres for alle riggområdene.

5.4.2 Setninger

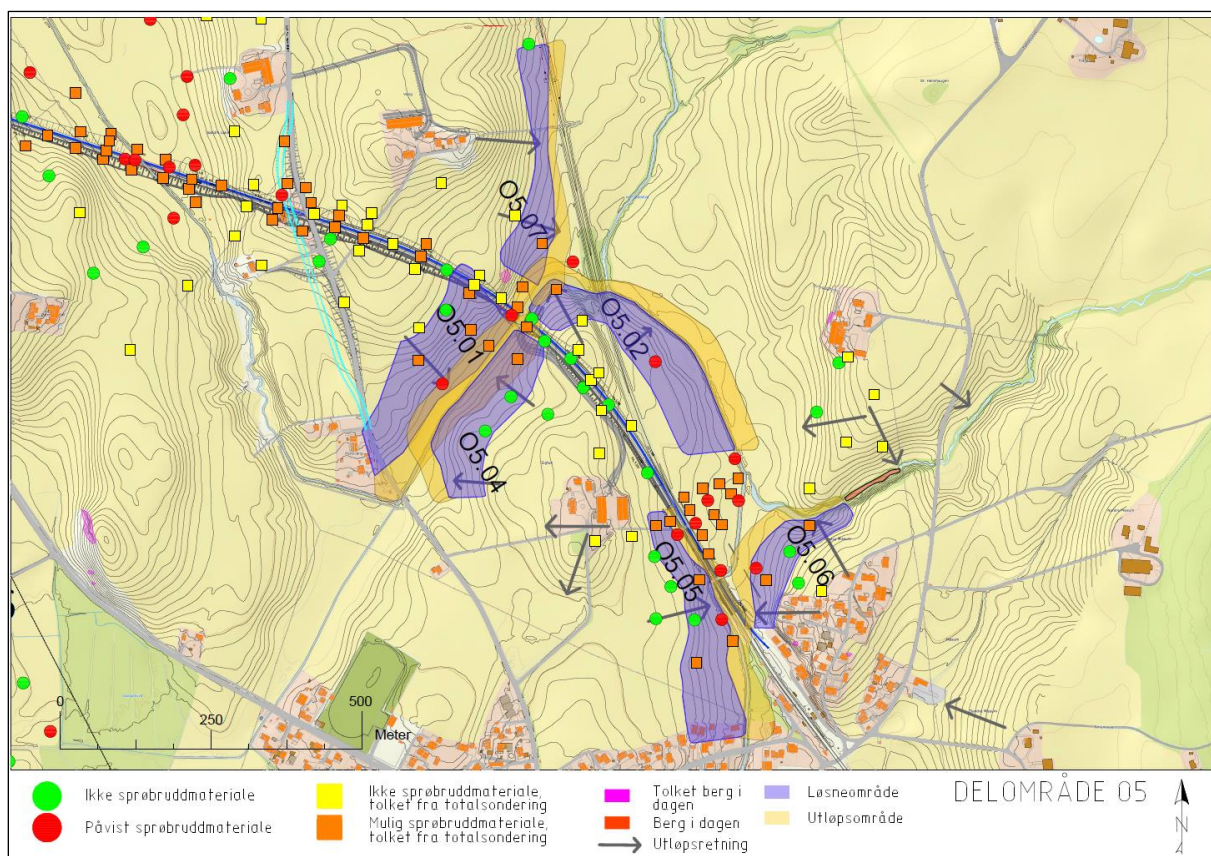
Setningene er ikke relevant for riggplass så lenge det sikres at det ikke kommer i konflikt med tilgrensende konstruksjoner, bygninger eller annet.

5.4.3 Geoteknisk vurdering

Det er påvist sprøbruddmateriale innenfor alle riggområdene i delområde O5. Tilstrekkelig områdestabilitet og lokalstabilitet skal dokumenteres dersom områdene RIG-08, RIG-09 og RIG-10 skal benyttes som riggområde.

5.5 Områdestabilitet

Det er identifisert 6 faresoner for områdeskred i delområde O5. Faresonene er vist i Figur 5.13. Det skal sikres at områdestabilitet i faresonene er ivarettatt i henhold til NVE veileder 1/2019 [11] for alt arbeid som kan påvirke stabiliteten til faresonene. Det henvises til rapport for utredning av områdestabilitet ref. [2] for nærmere beskrivelser og vurderinger rundt områdestabilitet i delområde O5.



Figur 5.13 Faresoner for områdestabilitet i delområde O5

6 OMRÅDE O6

Det planlegges ikke tiltak i delområde O6.

7 GENERELLE ARBEIDSBESKRIVELSER

7.1 Kalksementpeler

Foreløpige oppsummering av peleplaner i henhold til punktene som omtales i kap. 1.7.3.2, V221, ref [18].

- Antall peler
 - Presist antall peler må fastlegges i byggefasen. For nå er mengden estimert ut fra areal og dekningsandel
- Pelediameter
 - Ø800 mm
- Pelelengder
 - Terrengoverflate til overside faste masser
- Pelemønster
 - Enkeltpeler i firkantmønster samt enkeltribber.
- Bindemiddeltype
 - Må fastlegges i byggefasen på bakgrunn av felt- og lab undersøkelser.
- Mengde bindemiddel pr. m pel
 - Må fastlegges i byggefasen på bakgrunn av felt- og lab undersøkelser.
- Oppfyllingstidspunkt
 - Må fastlegges i byggefasen på bakgrunn av felt- og lab undersøkelser. For nå antas 28 døgn.

Merknad: Det må legges inn tid nok i anleggsfasen til at pelene får herde til ønsket styrke innen pålastning. Det fremgår av kap. 1.7.3.2 i V221, at dersom pelene belastes før de har herdet 28 døgn, skal skjærfastheten etter 7 døgn i stabilisert materiale benyttes.

- Spesielle forutsetninger
 - Følgende punkter avklares i anleggsgjennomføringsrapporten:
 - Rekkefølge for etablering av pele
 - Grave- og oppfyllingsrekkefølge
 - Eventuell forbelastning

7.1.1 Praktiske forutsetninger

Praktiske forutsetninger rundt etablering av kalksement peler:

- Det antas at det øvre topplaget av tørrskorpe vil kunne klare lasten av en borerigg med en flatelast på inntil 50 kPa fordelt over en bredde på 5 m
- Det antas at det skal være mulig å komme seg igjennom de øvre lagene med tørrskorpe uten å skulle masseutskifte/bortgrave masser i forkant av pelingen. Viser i øvrig til beskrivelsen i kap. 1.7.2.3 i V221, ref. [18]: «Ved nedføring av vispen vil normalt vanlig tørrskorpe i 1-2 m tykkelse og 0,5 m med sand/grus kunne penetreres». Dersom det viser seg å være utfordrende å penetrere tørrskorpen kan det vurderes å redusere pelediameteren til Ø600 mm.
- Før arbeidene med pelingen starter opp, må eventuelle anleggsveger være etablert i nødvendig omfang sett i forhold til fremkommelighet samt jordens bæreevne. Stubber og røtter må være fjernet.
- Alle kabler og rør i bakken innenfor arealene som skal forsterkes, må påvises og fjernes. Ledninger og installasjoner i grunnen som ikke kan fjernes, må sikres for å unngå ødeleggelser både på installasjoner og på borerigger. Ledninger i lufta som kan komme i konflikt med tårnet på borerigger, må også fjernes mens pelingen pågår.
- Erfaringsmessig vil kalksementstabilisering med trykkluft medføre poretrykksøking, noe som kan være kritisk for områdestabiliteten. Vanlige tiltak for å imøtegå områdestabilitetsproblemer på bakgrunn av poretrykksøking omfatter:

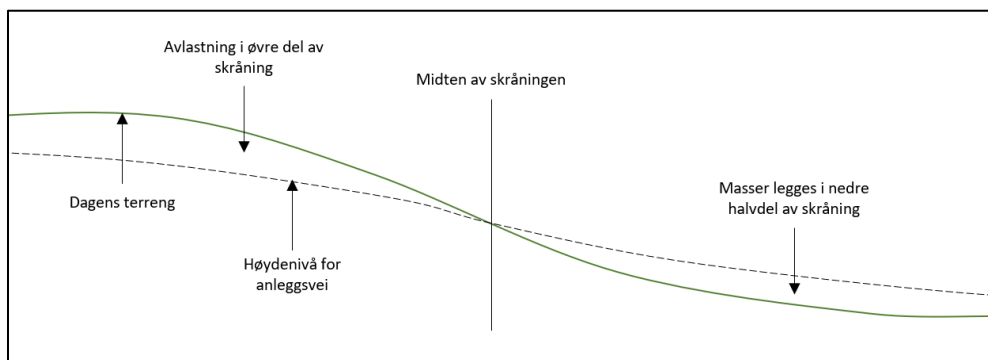
- etablering av piezometere slik poretrykksoppbyggingen kan overvåkes og hastigheten til anleggsgjennomføringen tilpasses
- å planlegge med etablering av kalksementpeler i en rekkefølge som minsker omfanget av poretrykksøkning (eksempelvis hver 5. ribbe innen det fortettes)
- etablering av vertikaldren slik at poreovertrykket minskes

For nærmere informasjon rundt etablering av kalksementpeler og konsekvensen for områdestabilitetsforhold vises til NGM 2016 artikkel «Bruk av vertikaldren og poretrykkskontroll for bløt leire som er stabilisert med kalk-sementpeler», ref. [29].

Viser til egen rapport på utredning av områdestabilitet, ref. [2], for en nærmere beskrivelse av områdestabilitetsforholdene innenfor prosjektområdet.

7.2 Anleggsveier

I forbindelse med arbeid med de planlagte tiltakene vil det bli behov for å etablere en rekke midlertidige anleggsveier. Det er påvist leire med sprøbruddsegenskaper flere steder i prosjektområdet. Figur 1.1, Figur 2.2, Figur 3.2, Figur 4.2 og Figur 5.2 viser kart over borpunkt der sprøbruddmaterialer er påvist for henholdsvis delområde O1, O2, O3, O4 og O5. Terrengtet har en helning på mer enn 1:20 flere steder i prosjektområdet, noe som betyr at det er fare for områdeskred. Det er viktig at midlertidige anleggsveier ikke forverrer områdestabiliteten i alle faser av prosjektet (må verifiseres med beregninger). Dette kan gjøres ved å fjerne masser i øvre del av skråningen og fylle ut masser i nedre del av skråningen, som illustrert i Figur 7.1. Det henvises til UNA-00-A-10021 [2] for nærmere vurderinger av anleggsveier i forbindelse med områdestabilitet.



Figur 7.1 Prinsippskisse for utforming av anleggsveier i skråninger med dårlig områdestabilitet.

Det må regnes med å bruke geonett med et lag av pukk/sprengstein eller andre typer plater som fordeler vekten slik at maskiner ikke kjører seg fast i bløt leire.

Det bemerkes, at alle tiltak som forverrer stabiliteten innenfor kartlagte faresoner (se ref. [2]) skal tilfredsstille en stabilitet på minimum $F_{cu} \geq 1,6$ ($1,4 \times fs$).

7.3 Lagring av matjord

Det skal graves opp og lagres store mengder med matjord i forbindelse med etablering av Østre linje. Områdene der det er tenkt å mellomlagre jordmassene i delområde O1, O2, O3, O4 og O5 fremgår henholdsvis i Figur 1.6, Figur 2.10, Figur 3.8, Figur 4.13 og Figur 5.12. Flere av disse lagringsområdene ligger innenfor kartlagte faresoner for løснеområde for områdeskred. Dersom disse områdene skal benyttes som lagringsplass for matjord må tilstrekkelig områdestabilitet dokumenteres i henhold til NVE sin veileder for områdestabilitet ref. [11]. Geotekniske vurderinger rundt lokalstabilitet for områder for lagring av matjord må også gjennomføres. Vedlegg E i områdestabilitetsrapporten ref. [2] viser kart over faresoner for løśnieområder for områdeskred sammen med arealer som er tenkt å benyttes til midlertidig lagring av masser.

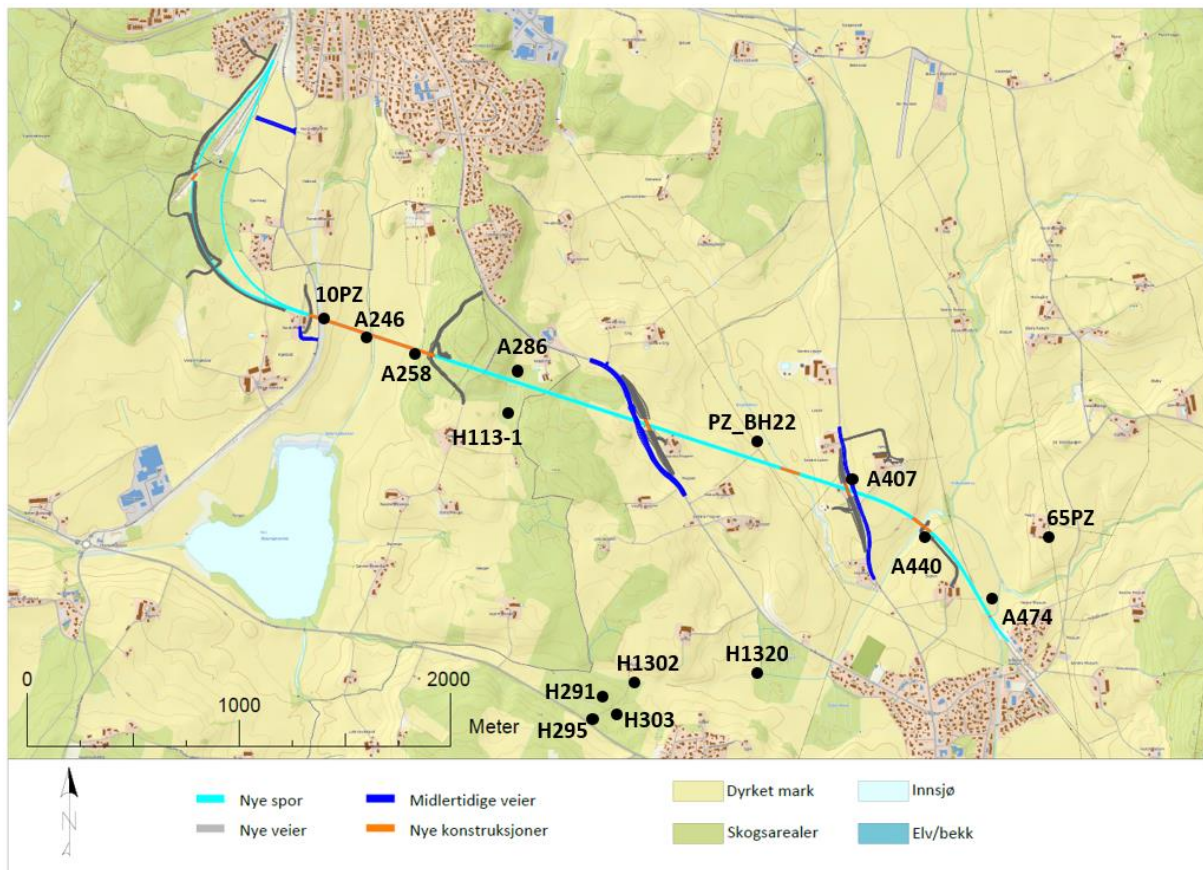
8 VIDERE ARBEIDER

8.1 Grunnvann

Fortsett avlesing av piezometere i punktene som er listet opp i Tabell 8.1. Alle de 10 piezometerne er elektriske med minne.

Tabell 8.1 NTM10 koordinater for piezometere i prosjektområdet.

BH	X	Y	Z
A246	1189128.5	118984.3	95.0
A258	1189060.8	119178.9	97.3
A286	1188968.5	119654.7	119.6
A407	1188429.4	121216.8	108.9
A440	1188179.4	121551.6	94.3
A474	1187878.4	121865.2	92.4
H113-1	1188792.8	119613.4	118.4
H291	1187464.4	120012.7	109.8
H295	1187371.1	119989.1	113.1
H303	1187382.9	120110.9	109.4
10PZ	1189078.4	118688.1	110.7
PZ_BH22	1188620.1	120821.3	98.5
65PZ	1188163.6	122091.0	102.8



Figur 8.1 Kartet viser plassering av alle piezometerne i prosjektområdet.

8.2 Supplerende grunnundersøkelser

Det anbefales å utføre supplerende grunnundersøkelser i delområde O1 for verifisere antatte grunnforhold ved planlagt riggplass RIG-01. Det henvises til kap. 1.4.3 for nærmere beskrivelse. I delområde O3 anbefales det å utføre supplerende grunnundersøkelser for å undersøke grunnen ved RIG-06 og ved Østre linje for å undersøke om antatte styrkeparametere for leiren i området rundt snitt O3-04-A er for konservativt antatt. Det henvises til kap. 3.2.3.2 og 3.3.3 for nærmere beskrivelse av anbefaling for supplerende grunnundersøkelser i delområde O3. I delområde O4 anbefales det å utføre supplerende grunnundersøkelser for å ha et bedre grunnlag for fastsettelse av styrkeparametere for leiren i snitt O4-01-C. Det anbefales i tillegg supplerende grunnundersøkelser i sørenden av veg 1200 for å bedre kunne vurdere utstrekning av KS-stabilisering under vegen i delområde O4. Anbefalinger om supplerende grunnundersøkelser er nærmere beskrevet i kap. 4.2.3.1.

Det kan i tillegg være relevant å utføre supplerende grunnundersøkelser med tanke på punktlaste fra kraner og annet i byggefasen.

8.2.1 Kalksementpeler

Anbefalt omfang av undersøkelser i forkant av pelingen i henhold til kap. 1.7.3.1 i V221 [18] samt kap. 3.3 i NGF sin veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler [17].

Det anbefales å ta ut Ø54 eller Ø72 sylinderprøver med sprøbruddmasser i hver av delområdene der det planlegges med kalksementpeler. Med utgangspunkt i de opptatte massene skal effekten av tilført bindemiddeltype og mengde måles ved enaksialt trykkforsøk etter henholdsvis 7, 28 og evt. 90 døgn.

For en nærmere beskrivelse av laboratorieanalyser på kalksementstabiliserte masser vises til beskrivelse i bl.a. kap. 2.6 i V220 [10], prosedyre beskrevet i kap. 225 i R210 [32], samt tillegg III til NGF sin veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler [17].

Det anbefales å utarbeide et eget laboratorietestprogram for kalksementstabilisering i forkant av feltarbeidene for å sikre at det tas ut tilstrekkelig med masser for de ønskede tester.

I tillegg til de anbefalte laboratorieforskene kan det vurderes å lage prøvepeler i felt. Beskrivelsen i slutningen av kap. 1.7.3.1 i V221 [18] åpner for at det kan anvendes skjærstyrker til kalksementpeler ut over styrketaket angitt i figur 1-7-11 i V221, dersom den høyere skjærstyrken kan påvises med prøvepeler. Som det fremgår av kap. 3.3 i NGF sin veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler [17] anbefales prøvepeling vanligvis bare på store prosjekter. Ved etablering av prøvepeler og perioden etter bør poretrykket i grunnen omkring prøvepelene registreres. På den måten kan man få et inntrykk av poretrykksoppbyggingen ved etablering av KS-pelene og hastigheten til poretrykksdispersjonen etter KS-pelene er etablert. Vertikaldren kan være et supplerende tiltak om det identifiseres store utfordringer med poretrykksoppbygging.

Med tanke på overvåking av den potensielt kritiske poretrykksøkningen under etablering av kalksementpeler anbefales det å etablere 4-5 piezometere rundt hvert delområde. Dette for å kunne overvåke poretrykksoppbyggingen mens anleggsarbeidene pågår.

8.3 Detaljprosjektering

Endelig prosjektering skal utføres i henhold til gjeldende norsk regelverk, Statens vegvesen sine håndbøker og Bane NORs tekniske regelverk. Denne prosjekteringen omfatter bl.a.

- Verifikasjon av tilstrekkelig stabilitet i alle faser og alle snitt, herunder også vurdering av forutsetningene som pr nå er lagt til grunn (bl.a. styrkeparametere, laggrenser, grunnvannstand, laster i anleggsfasen etc.)
- Verifikasjon av brudd- og bruksgrensetilstand (ULS og SLS) for konstruksjoner med bakgrunn i det endelige design (faktiske laster og geometri).
- Revurdering og optimalisering av kalk-sement pele designet på bakgrunn av resultatene av de supplerende laboratorieanalyser og testpeler i felt.
- Verifikasjon av at samtlige midlertidige og permanente situasjoner ivaretar krav til områdestabilitet. Viser til UNA-00-A-10021 [2] for en nærmere beskrivelse.
- Videre dimensjonering/prosjektering av erosjonssikring.

8.4 Optimalisering

Det største optimaliseringspotensialet vurderes pr. nå til å ligge i designet av kalk-sement pelene. Designet kan bl.a. optimaliseres med tanke på:

- Dersom tidsplanen tillater det, kan det settes av lengere tid til forbelastning
- Resultatene fra testpeler vil kunne bidra til mer presise (potensielt høyere) materialparametere. Man vil også kunne identifisere eventuelle utfordringer med å trenge igjennom tørrskorpen.
- Valg av annen diameter på kalk-sement pelene
- Valg av andre pelekombinasjoner
- Evt. kombiner kalksementpeler med bruk av lettfyll i fyllingene

8.5 Kontroll og oppfølging i byggefase

8.5.1 Generelt

I byggefase er det relevant å planlegge kontroll/oppfølging av eksempelvis:

- Komprimering og utlegging av lagtykkelser (krav jf. NS 3458 for CC3)
 - Utgravings- og fyllingsgeometri, herunder maksimal utgravingsdybde/fyllingshøyde, utstrekning av utgravinger/fyllinger samt skråningshelning
 - Innbygningsmaterialenes egnethet
 - Kontroll av geotekniske forutsetninger (se NS-EN 1997-1 [33] kap. 3.2.1 pkt. (5))
 - Løpende geoteknisk tilsyn, slik det sikres overensstemmelse mellom prosjektert og utført
 - Overvåkning av poretrykksoppbygging ved etablering av kalksementpeler i eller i nærheten av faresoner for løsneområde
 - I byggefase skal det utarbeides detaljerte faseplaner. Det skal kontrolleres at arbeid som følger faseplanene overholder alle krav til områdestabilitet. Det skal også kontrolleres at arbeid gjennomføres i henhold til faseplanene.
-

9 REFERANSER

- [1] [UNA-00-A-10025] Østfoldbanen Østre linje (Ski) – (Sarpsborg), ny avgrening Østre linje, Fagrapport, Geotekniske prosjektførutsetninger, NIRAS Norge AS, 2022.
- [2] [UNA-00-A-10021] Østfoldbanen Østre linje (Ski) – (Sarpsborg), ny avgrening Østre linje, Utredning av områdestabilitet, NIRAS Norge AS, 2022.
- [3] «[UNA-00-A-10073] Østfoldbanen Østre linje (Ski) – (Sarpsborg), ny avgrening Østre linje, Vedlegg geoteknisk vurderingsrapport,» NIRAS Norge AS, 2023.
- [4] [UNA-00-A-10027] Østfoldbanen Østre linje (Ski) – (Sarpsborg), ny avgrening Østre linje, Ingeniørgeologisk vurderingsrapport, NIRAS Norge AS, 2022.
- [5] [UNA-00-A-10026] Østfoldbanen Østre linje (Ski) – (Sarpsborg), ny avgrening Østre linje, Hydrogeologisk fagrapport, NIRAS Norge AS, 2022.
- [6] [MIP-00-V-00048] Hensetting Ski Syd og ny avgrening Østre linje, Geoteknisk datarapport, Løvlien Georåd, 2019.
- [7] K. Karlsrud og F. Hernandez-Martinez, «Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples,» 2013.
- [8] P. Paniagua, J.-S. L'Heureux, S. Yang og T. Lunne, «Study on the practices for preconsolidation stress evaluation from oedometer tests,» 2016.
- [9] «R210 Laboratorieundersøkelser. Håndbok,» Statens Vegvesen, 2016.
- [10] «Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging,» Statens Vegvesen, 2018.
- [11] NVE Veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred, NVE, 2021.
- [12] NVE rapport 14, En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer, NVE, 2014.
- [13] NIFS rapport 77: Valg av karakteristisk cuA-profil basert på felt- og laboratorieundersøkelser, NVE, 2014.
- [14] «NIFS Rapport 126-2015, Detektering av kvikkleire - Sluttrapport,» Norges vassdrags- og energidirektorat, 2015.
- [15] Rapport 77/2014 Valg av karakteristisk cuA-profil basert på felt- og laboratorieundersøkelser, NVE, 2014.
- [16] [UNA-00-A-10050] Østfoldbanen Østre linje (Ski) – (Sarpsborg), ny avgrening Østre linje, Fagrapport underbygning, NIRAS Norge AS, 2022.
- [17] Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler, NGF, 2012.
- [18] Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, Statens Vegvesen, 2014.
- [19] [UNA-00-A-10020] Østfoldbanen Østre linje (Ski) – (Sarpsborg), ny avgrening Østre linje, Fagrapport, geoteknisk datarapport, NIRAS Norge AS, 2022.
- [20] Trafikverkets tekniska råd för geokonstruksjoner-TR Geo 13, Trafikverket, 2016.
- [21] «Bane NOR - Teknisk Regelverk,» 2021. [Internett]. Available: <https://trv.banenor.no/wiki/Forside>.
- [22] NGI/NORCEM, Grunnforsterkning med kalksement, NORCEM.
- [23] R. Larsson, Djupstabilisering med bindemedelsstabiliserade pelare och masstabilisering - En vägledning, Svensk Djupstabilisering, 2006.
- [24] R-2000:2 Kalk- och kalkcementpelare, SGF, 2000.
- [25] [UNA-00-A-10029] Østfoldbanen Østre linje (Ski) – (Sarpsborg), ny avgrening Østre linje, Kartlegging av berg i dagen, Niras Norge AS, 2022.
- [26] Eurokode 8 NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, Standard Norge.
- [27] «RIF Dimensjonering for jordskjelv, Veileder til bruk av NS-EN 1998-1:2004+NA:2014,» Rådgivende ingeniørers forening, 2014.

- [28] Eurokode 8 NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer, Standard Norge.
 - [29] [UNA-00-A-10051] Østfoldbanen Østre linje (Ski) – (Sarpsborg), ny avgrening Østre linje, Fagrapport Konstruksjoner, NIRAS Norge AS, 2022.
 - [30] [UNA-00-A-10028] Østfoldbanen Østre linje (Ski) – (Sarpsborg), ny avgrening Østre linje, Innsamling og tolkning av refraksjonsseismikk, NIRAS Norge AS: Argeo, 2022.
 - [31] Peleveiledningen, Norsk Geoteknisk Forening, 2019.
 - [32] Laboratorieundersøkelser, Håndbok R210, Statens vegvesen, 2014.
 - [33] «Eurokode 7 NS-EN1997-1:2004/NA:2008, Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler,» Standard Norge.
-