

Beregnet til

Detaljprosjektering

Dokument type

Teknisk Notat

Dato

24.04.2026

D411 Direkte avrop - E6

Taraldrud, fjerning av

alunskiifer byggeplan

Stabilitet og gravearbeider

D411 Direkte avrop - E6 Taraldrud, fjerning av alunskifer byggeplan

Stabilitet og gravearbeider

Oppdragsnavn:	D411 Direkte avrop - E6 Taraldrud, fjerning av alunskifer byggeplan
Prosjektnummer.:	1350059257-001
Kunde:	Statens vegvesen
Dokument nr.:	G-not-002 1350059257
Gjeldende versjon:	1.0
Dato:	24.04.2026
Utarbeidet av:	ELOV/INET
Kontrollert av:	INET/ELOV
Godkjent av:	OBD
Koordinatsystem:	NTM10
Høydereferanse:	NN2000
<u>Sammendrag:</u> Foreliggende notat dokumenterer geotekniske vurderinger av stabilitet, setninger og gravearbeider tilknyttet håndteringen av forurensede deponerte masser på Taraldrud. Foten av fyllingen opp mot vegrampe for E6 er utlagt på til dels torv og kvikkleire. Områdestabiliteten er i dagens situasjon anstrengt i området. For å sørge for tilfredsstillende lokalstabilitet mht. vegen og områdestabilitet generelt for tiltaket er det utført flere stabilitetsberegninger og bestemt nødvendig omfang av motfylling ved skråningsfot. Det er utarbeidet en faseplan for arbeidene som skal følges for å sikre tilstrekkelig sikkerhet mht. lokal- og områdestabilitet i alle faser. Arbeidene skal følges opp av geotekniker.	

Rev.	Dato:	Endring:	Utarb./Kontr./Godk.

Innholdsfortegnelse

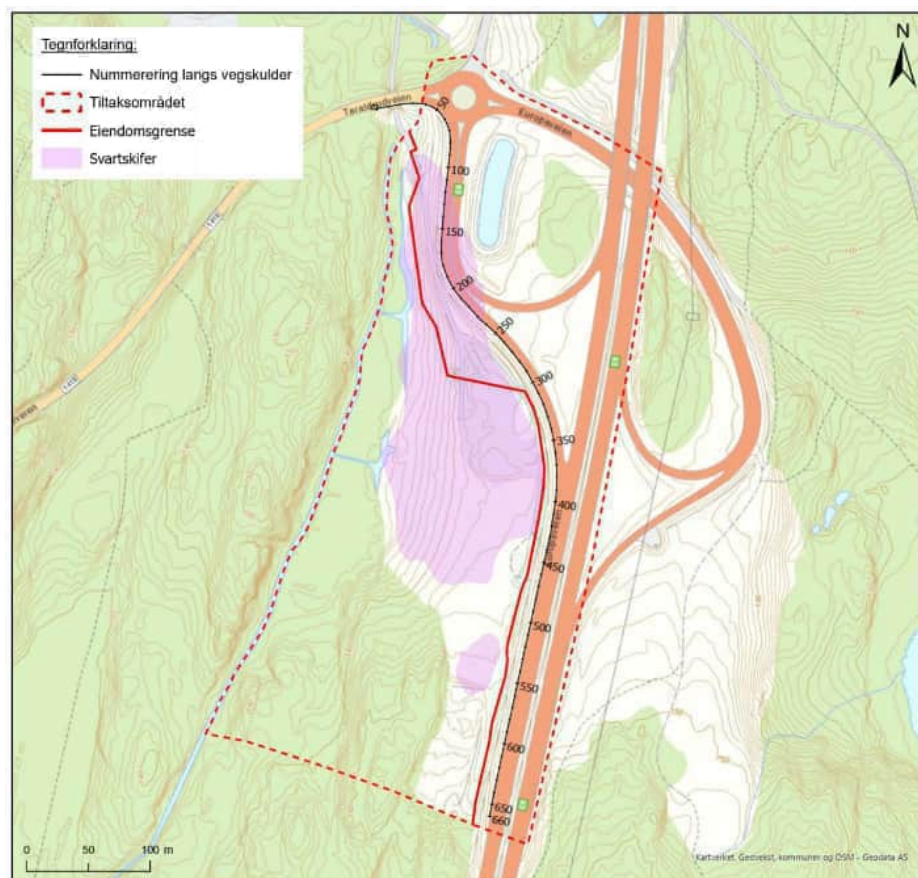
1.	Innledning	4
2.	Prosjektklassifisering	5
3.	Topografi og grunnforhold	5
3.1	Områdebeskrivelse	5
3.2	Grunnforhold	5
3.2.1	Grunnvann og poretrykksforhold	5
4.	Beregningsforutsetninger	5
5.	Geotekniske materialparametere	6
5.1	Anisotropi	6
6.	Skråningsstabilitet	7
6.1	Beregningsforutsetninger	7
6.2	Resultater	8
7.	Gravearbeider bekkelukking, drensrør og leirpropp	9
7.1	Grøftekasser og jordtrykk	9
7.2	Bunnoppressing	10
7.3	Vannhåndtering ved gravearbeider	10
7.4	Midlertidig støttekonstruksjon	10
8.	Setninger	11
8.1	Setninger bekkelukking og dreneringsløsning	11
8.2	Setninger ved utfylling på torv	11
8.3	Setningsmåling	11
9.	Fellingsdammer	11
10.	Driftsvei	12
11.	Midlertidig anleggsvei	13
11.1	Stabilitet og forbelastning	13
11.2	Bæreevne	14
12.	Faseplan	14
13.	Kontrollplan for utførelse	14
14.	Vedlegg	15
15.	Referanser	15

1. Innledning

Statens Vegvesen (SVV) og Åsland Næringspark Eiendom AS (ÅNE) er grunneiere for tiltaksområdet E6 Taraldrud. Det skal gjøres tiltak for å forhindre videre avrenning fra tidligere deponerte masser som inneholder alunskifer. For å tilfredsstille kravene er følgende tiltak planlagt: avlastning av vegrampe, tetting av grøft langs påkjøringsrampe til E6, tetting av grunn mellom rampe og eksisterende rensedam for overvann, tildekking av den nordlige delen av alunskiferfyllingen, oppsamling av sigevann og rensing i ny fellingsdam samt delvis lukking av Snipetjernbekken.

Dagens tiltaksområde består av tilførte fyllmasser i topp av området mot øst, og myr og kvikkleire i bunn mot vest. Dette medfører at stabiliteten på området ikke tilfredsstiller dagens krav iht. SVV håndbøker, Eurokoder eller NVEs veileder 1/2019 mot områdeskred. Geotekniske arbeider for dette prosjektet omfatter vurdering av gravearbeider og oppfylling på området for å sikre tilstrekkelig sikkerhet i alle faser. Det vurderes også generelle gravearbeider for å etablere bekk i rør, VA-installasjoner, etablering av leirpropp, etablering av nye fellingsdammer og rensesystemer. Oversikt over tiltaksområdet med markert alunskifer angitt av NGI i forprosjektet er vist i Figur 1.

Foreliggende notat inneholder geoteknisk vurdering av stabilitet, setninger og gravearbeider for tiltaket. Se G-not-001 1350059257 for utfyllende beskrivelser av prosjekteringsforutsetninger og G-not-003 1350059257 for prosjektering av spuntgrop for etablering av fellingdam nord.



Figur 1 Oversiktsplan med tiltaksområdet. Hentet fra NGIs tekniske notat 20210283-03-TN.

2. Prosjektklassifisering

En oppsummering av prosjektklassifiseringen er angitt Tabell 1. Bakgrunn for klassifiseringen samt øvrige prosjekteringsforutsetninger er presentert i G-not-001 1350059257.

Tabell 1 Prosjektklassifisering

	Klassifisering	Kravedokument
Tiltaksklasse:	3	PBL ved SAK10 §9-4
Tiltakskategori:	K2	NVE 1/2019
Konsekvens og Pålitelighetsklasse :	CC3/RC3 (grave og fyllingsarbeider) CC2/RC2 (spuntarbeider)	NS1990 og SVV N200
Kontrollklasse:	UKK3/PKK3 (grave og fyllingsarbeider) UKK2/PKK2 (spuntarbeider)	NS1990
Geoteknisk kategori:	3	NS 1997-1
Seismisk klasse:	I	NS 1998-1

3. Topografi og grunnforhold

3.1 Områdebeskrivelse

Tiltaksområdet ligger i og ved avkjøringsrampen for sørgående felt på E6 sør for Oslo ved Kolboten. Tiltaksområdet har variert terreng hvor terrenget generelt faller av fra øst mot vest. E6 ligger på en høyde og koten på veien varierer mellom +138,5 i nord og +148 i sør langs tiltaksområdet. Fra E6 faller terrenget av mot vest ned til bunn av tiltaksområdet. Koten på bunn av tiltaksområdet varierer mellom ca. +132,5 og +131,5. Nord på tiltaksområdet er det fjell i dagen både på topp ved dagens rensedam mot øst og mot vest i bunn av tiltaksområdet.

3.2 Grunnforhold

Grunnforholdene på tiltaksområdet er varierende. Det er stedvis grovere utlagte masser og stedvis myr over kvikkleire. Det er utført grunnundersøkelser på og ved tiltaksområdet i flere omganger gjennom årene. For beskrivelse av benyttet geoteknisk grunnlag henvises det til G-not-001 Prosjekteringsforutsetninger.

Lagdeling og bergforløp er vurdert for hvert enkelt beregningssnitt og er beskrevet under relevante delkapitler.

3.2.1 Grunnvann og poretrykksforhold

Det er dokumentert poretrykksmåling i datarapport 125868-RIG-RAP-001 av Multiconsult i 2014. Det er stedvis registrert poreovertrykk i leira ved foten av skråningen. Terrengekote ved borpunkt 16 er +131,4. Piezometer med spiss 6,5 m under terreng viser poretrykk tilsvarende stighøyde til kote +132,1, altså overtrykk ca. 0,7 m over terreng. Terrengekote ved borpunkt 10 er +131,3. Piezometer med spiss 7 m under terreng viser poretrykk tilsvarende stighøyde til kote +130,4, altså 0,9 m under terreng.

4. Beregningsforutsetninger

For beregningsforutsetninger henvises det til G-not-001 og vedlagte beregninger i dette notatet. Oppsummering av krav for stabilitet er vist i Tabell 2.

Tabell 2 Krav til materialfaktor for ulike bruddmekanismer etter gjeldende regelverk

Regelverk for:	Effektivspenningsanalyse			Totalspenningsanalyse			Kilde
	Seigt	Nøytralt	Sprøtt	Seigt	Nøytralt	Sprøtt	
Tiltak som kan berøre offentlig veg (CC3)	1,4	1,5	1,6	1,4	1,5	1,6	SVV HB N200 [1]
Øvrige beregninger	1,25			1,4			Eurokode 7 [2]
NVE 1/2019, tiltakskategori K2	1,25 eller ikke forverring			1,61 eller ikke forverring			NVE 1/2019

5. Geotekniske materialparametere

Materialparametere er bestemt ut fra utførte felt og laboratorieundersøkelser og erfaringsverdier. Benyttede verdier er presentert i tabellene under. Grunnlag for valg av parametere er presentert i G-not-001 Prosjekteringsforutsetninger. Tolkede Su-profiler over dybden og tolkning av treksialforsøk finnes i vedlegg 1.

Det eksisterer generelt lite informasjon om tyngdetetthet til torv da det avhenger av nedbrytning og komprimering. Det er i NVES retningslinjer for murdammer angitt at det kan benyttes en vannmettet tyngdetetthet på 13 kN/m³ for stabiliserende masser [3].

Tabell 3 Materialparametere benyttet i stabilitetsberegninger

Materiale	γ	ϕ'	S_{uD}	Kohesjon, c
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]
Torv	13	15	10	5
Kvikkleire	17,5	29	10/Su-profiler	4,4
Leire	19	30	Su-profiler	5
Fyllmasser	19	36	-	5
Kvalitetsmasser	19	42		4,5
Sand/silt	18	33	-	3,2
Utlagt leire/fyllmasser	18	30	-	6

Ved utførte setningsberegninger er det benyttet materialparametere som gitt i Tabell 4.

Tabell 4 Materialparametere benyttet i setningsvurderinger

Materiale	γ	Modultall
	[kN/m ³]	[-]
Kvikkleire (NC)	17	13

5.1 Anisotropi

Anisotropiforholdet i leirematerialene er tolket etter anbefalinger i NIFS rapport 14/2014 [4], som gitt i Tabell 5. Leirelaget har generelt en IP>10 og varierer mellom 10-20. Basert på dette må ADP faktorer beregnes med bakgrunn i formlene angitt under. Spesifikke valg av ADP faktorer er angitt i stabilitetssnitt.

Tabell 5 ADP-faktorer

Materiale	c_{uD}/c_{uA}	c_{uE}/c_{uA}
Leire/kvikkleire	$0,63+0,00425*(Ip-10) \approx$ $0,63 - 0,67$	$0,35+0,00375*(Ip-10) \approx$ $0,35 - 0,39$

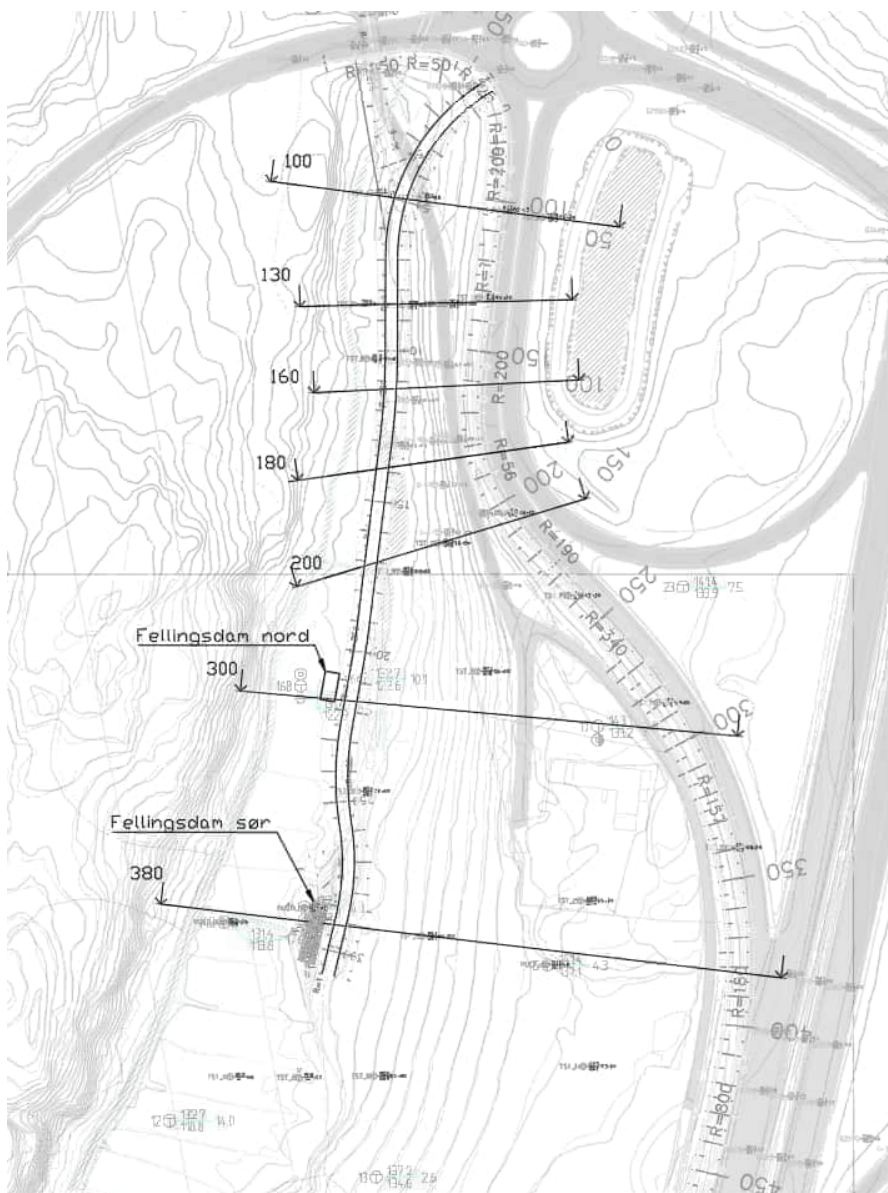
6. Skråningsstabilitet

6.1 Beregningsforutsetninger

Foten av fyllingen opp mot vegrampe for E6 er utlagt på til dels torv og kvikkleire. Stabiliteten er i dagens situasjon svært anstrengt i flere snitt. For å sørge for tilfredsstillende lokalstabilitet mht. vegen og områdestabilitet generelt for tiltaket er det utført flere stabilitetsberegninger og bestemt nødvendig omfang av motfylling ved skråningsfot. Deretter er terrengmodell tilpasset av LARK, og det er stedvis lagt inn et større volum masser på stabiliserende side enn vist i beregninger. Driftsveg er ikke medtatt i beregningssnitt der den virker stabiliserende. I snitt 100 havner lastene fra vegen på drivende side og inkluderes i beregningene.

Det er benyttet materialparametere som angitt i kapittel 5 og lagdeling er vurdert basert på sonderinger i hvert enkelt beregningssnitt. For bestemmelse av udrenert skjærstyrke for kvikkleirelaget er det lagt til grunn S_u -profiler gitt i vedlegg 2. Tolkningene er basert på tilgjengelig laboratorie- og sonderingsdata fra borpunkter utført på myra. Det er forutsatt at registrert styrke i leira fra borpunkter ute på myra er konstant fram til knekkpunktet ved fyllingsfot. Deretter er det lagt til grunn en S_{uA} for leira som ligger under de deponerte massene på tilsvarende 0,3 ganger effektivt overlagingstrykk under fyllingen. Størrelsen på faktoren er valgt basert på målt skjærfasthet i tolkede profiler.

Plassering av beregningssnittene er vist på Figur 2.



Figur 2: Oversiktsplan med relevante beregningssnitt

6.2 Resultater

Beregningsresultatene på effektivspenningsbasis og totalspenningsbasis og relevante krav er oppsummert i Tabell 6, og beregningssnittene er vist i vedlegg 2 – stabilitetsberegninger.

Fra snitt 130 til snitt 200 der skråningen står brattest og nærmest vegrampa for E6 er det for større bruddmekanismer konservativt lagt til grunn materialfaktorkrav 1,6 iht. N200 for veiltak i CC/RC3. Basert på grunnforhold og beregningene er det vurdert at evt. bruddmekanisme vil være rotasjonsskred som ikke vil ramme selve veien.

For snitt 380 ved fellingsdam sør skal det graves ved skråningsfot som medfører forverring av stabiliteten og det er dermed krav til sikkerhetsfaktor 1,61 iht. NVE veileder 1/2019. For snitt 100 og 300 er det vurdert at relevant bruddmekanisme har tilstrekkelig avstand til vegen og krav om ikke forverring iht. NVE-veilederen er dermed gjeldende.

Tabell 6 Beregningsresultater og krav til sikkerhetsfaktor

Beregningssnitt	Beregning	Sikkerhetsfaktor udrenert	Sikkerhetsfaktor drenert	Krav
100	Opprinnelig Motfylling	1,22 1,57	1,74	Ikke forverring iht. NVE Påvirker ikke veg
130	Opprinnelig Avgravd Motfylling	1,01 1,45 1,68	1,86	1,6
160	Opprinnelig Avgravd Utfyllt	1,00 1,20 1,65	1,76	1,6
180	Opprinnelig Avgravd Motfylling	1,17 1,25 1,63	1,61	1,6
200	Opprinnelig Avgravd	1,22 1,68	1,91	1,6
300	Opprinnelig Motfylling	1,24 1,46	2,78	Ikke forverring iht. NVE Påvirker ikke veg
380	Utgraving fellingsdam	1,75	2,98	1,61 iht. NVE

Det er beregnet tilfredsstillende skråningsstabilitet i beregningssnittene ved forutsetning om stedvis etablering av motfylling ved skråningsfot og avlastning av skråning. Motfylling/avlastning er modellert av LARK basert på utførte stabilitetsberegninger og kontrollert av geoteknikk.

Faseplan beskrevet i vedlegg 1 skal overholdes for å sørge for bedring/ikke forverring av stabilitet gjennom alle faser av utførelsen. Det er avgjørende for områdestabiliteten at avlastning og utfylling på tiltaksområdet utføres i en bestemt rekkefølge.

Ved etablering av arbeidsdekker og anleggsvei må dette vurderes nærmere ved endelig plassering for å sikre at stabilitet er ivaretatt under utførelse av arbeider.

7. Gravearbeider bekkelukking, drenerør og leirpropp

7.1 Grøftekasser og jordtrykk

For etablering av grøftekasser skal grøftekasser etter beste evne presses ned i grunn. Dersom det ikke er mulig å presse grøftekassene ned skal det graves innvendig i grøftekassen samtidig som den presses ned. Det skal opprettholdes kontakt mellom kasser og grøftesider til enhver tid.

Det er beregnet nødvendig jordtrykk på grøftekasse ved opptil 2,5 m oppstøttingshøyde. Grøftekasse må være dimensjonert for jordtrykk på minimum 50 kN/m².

For beregningen er det forutsatt følgende:

- Arbeidsdekke 0,5 m (19 kN/m³)
- Myr/torv 2,0 m (13 kN/m³)
- Beregnes med hviletrykk angitt for torv ($K_0 = 0,74$)
- Trafikklast fra anlegg 15 kPa

Ved avvik fra disse forutsetningene skal geotekniker kontaktes for ny vurdering.

7.2 Bunnoppressing

For beregning av bunnoppressing i grøftekasser legges det til grunn beregningsmetode gitt i SVV-veiledere N-V220 kapittel 11.5.1. Sikkerhet for bunnoppressing kontrolleres ved en totalspenningsanalyse i bruddgrensetilstanden.

Det er antatt at det må etableres en anleggsvei med 0,3 m tykkelse som vil gi belastning over grøftekasser. For etablering av anleggsvei må 0,3 m med stedlige masser fjernes og erstattes med arbeidsdekke på 0,3 m.

For konservativ beregning er det forutsatt at det ikke er vann inne i grøftekasse. Grunnvannstand er antatt å ligge i terreng i myr og det kan derfor antas at det vil være noe vann i bunn av grøftekasse.

Beregningene forutsetter at det ikke skal graves dypere enn 2,5 m innvendig i grøftekasser. Ved behov for dypere utgraving må terreng rundt avlastes. Avlasting av terreng må avklares med geotekniker for å sikre bunnoppressing og stabilitet av nærliggende skråninger.

På grunn av meget bløte masser i grunn viser beregningene at utgraving på 2,5 m gir en sikkerhetsfaktor på 1,4. Utgraving for etablering av avrettingslag for bekkerør vil være maks 1,5 m. For utgraving for drenerør vil det være behov for utgraving ned til ca. 2,5 m dybde. Utgraving til 2,5 m dybde må utføres så raskt som mulig for å forhindre at utgraving står åpen over lengre tid og stabiliteten reduseres. Groper skal ikke stå åpne over helg eller ferier.

For beregning av bunnoppressing er det benyttet beregningsark utarbeidet av Rambøll. For beregning og forutsetninger for utgraving i grøftekasser vises det til resultater i vedlegg 4.

Tabell 7: Tillatte seksjonsbredder for utgraving innenfor grøftekasser

Maks utgravingsdybde [m]	Maks bredde grøftekasse [m]	Seksjonslengde utgraving [m]
2,5	3	3
1,5	3	5

7.3 Vannhåndtering ved gravearbeider

Før arbeider med bekkelukking må bekken legges om midlertidig. Grunnvannstanden for området for øvrig skal ikke senkes vesentlig ved utførelse. For seksjonsvis utgraving for bekkelukking og drenerøsning, skal det kun lenses vann lokalt ut fra hver enkelt graveseksjon, med minimal påvirkning på omkringliggende grunnvannstand.

7.4 Midlertidig støttekonstruksjon

Anleggsgjennomføringen vil sette føringer for endelig løsning gravearbeider for bekkelukking og drenerledning. Lokalstabiliteten ved gravearbeidene er svært sensitiv for endringer og det kan ikke utelukkes behov for midlertidig oppstøttingstiltak, f.eks. spunt, avhengig av endelig geometri for anleggsveier og gjennomføringsplan i samråd utførende og SVV.

8. Setninger

8.1 Setninger bekkelukking og dreneringsløsning

Med bakgrunn i at torv er meget setningsgivende og at leiren under bekkerør er meget bløt vil det oppstå setninger under bekkerør etter bekkelukking. For bekkelukking er det forutsatt at humusholdige masser skiftes ut med kvalitetsmasser ned til leirelaget. Det er også forutsatt at overdekning over bekkerør er på min. 1 m. Overdekning følger ellers LARK-modell for motfylling. For kummer er det antatt at disse blir etablert tilnærmet kompensert og opp til nytt planlagt terreng. Det vil være behov for utskifting av torv i underkant av kummer ned til leire som vil kunne medføre noe setninger.

Det er beregnet setninger langs bekkerøret basert på supplerende grunnundersøkelser og lab utført langs traseen våren 2025. Beregningene viser at det kan forventes setninger mellom ca. 5-15 cm under rør avhengig av overdekning og grunnforhold langs bekkerør. For kummer og mindre rør er det forventet at det kan oppstå setninger mellom ca. 5-15 cm. Det er usikkerhet knyttet til setningsanslagene og beregnede verdier må benyttes med forsiktighet.

Løsning for bekkelukking er vurdert i samråd med RIVA for å hensynta setningsutvikling over tid.

8.2 Setninger ved utfylling på torv

Fra skråningsfot og fram til bekken skal det fylles ut ca. 1-3 m over dagens terreng på torvmasser for tetting mot deponerte masser og stabilisering av skråningen. Registrert mektighet på torvlaget fra utførte grunnundersøkelser er ca. 1-3,5 m.

Iht. N-V220 8.8.1.2 estimeres setninger ved belastning 35 kPa på torv med vanninnhold 500% til 20% av torvtykkelsen. Det legges til grunn at utfylte masser ved skråningsfot i snitt vil sette seg ca. 0,5 m og at hovedvekten av setningene vil komme i løpet av 3-4 uker etter massene er lagt ut. Det må påregnes tilpasning av ferdige flater mht. setningene. Supplerende utfylling avklares med geotekniker.

På grunn av variasjon i lagdeling og fyllingsmekktighet, og usikkerhet ved torvparametere er setningsanslaget svært usikkert og faktisk setningsutvikling må påvises med setningsmålinger.

8.3 Setningsmåling

Det anbefales bruk av setningsplater langs tiltaket. Platene skal legges på dagens terreng før fyllingsarbeidene går i gang. I tillegg bør det etableres setningsmåling på bekkerør før overfylling.

Målepunktene må måles inn:

- min. 2 målinger før utfylling ved målepkt påbegynnes
- min. ukentlig de 4 første ukene etter utfylling, og deretter annenhver uke under anleggsperioden

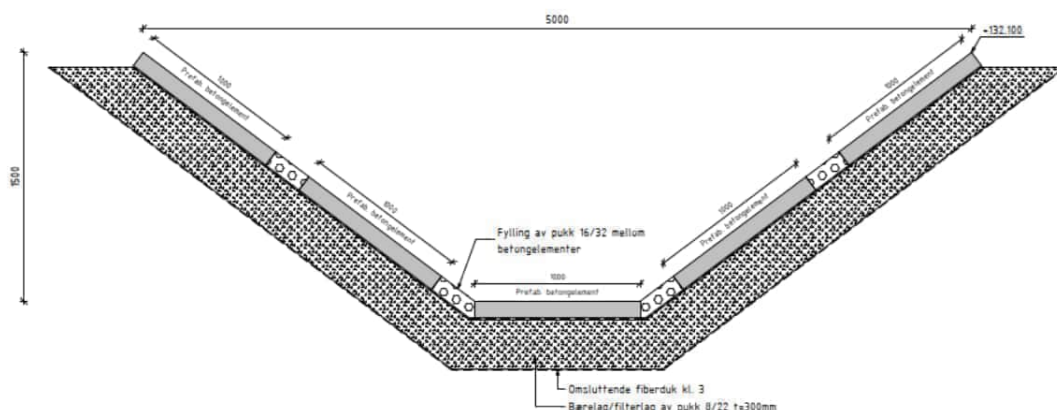
Det legges til grunn 10 stk. målepunkter for setninger og måleperiode 20 uker. Plassering må tilpasses anleggsgjennomføringen. Måleprogram skal vurderes i samråd med geotekniker og måleresultater skal oversendes fortløpende.

9. Fellingsdammer

Det skal etableres to fellingsdammer mot sørenden av tiltaket. Plassering av dammene er vist i Figur 2.

Fellingsdam nord etableres ved bruk av spunt med fotbolter i berg. Prosjektert løsning er beskrevet i geoteknisk notat G-not-003 og tegning V001.

Fellingsdam sør etableres ved åpen graving til 1,8 m dybde iht. tegning K131. Det er beregnet tilfredsstillende stabilitet mht. område- og lokalstabilitet. Beregning er vist i vedlegg 3 og resultater er oppgitt i Tabell 6. Se utsnitt fra tegning i Figur 3 som viser geometri for fellingsdammen.



Figur 3: Utsnitt fra tegning K131 fellingsdam sør

10. Driftsvei

Driftsveg må etableres slik at bæreevne og stabilitet er ivaretatt og setninger er akseptable. Beregninger er gitt i vedlegg 4. Fordi driftsvei etableres over overdekningslaget med leire og deretter opptil 2-4 m torv over bløt leire er det ventet at veien kan sette seg opp til ca. 25% av høyden til vegoverbygningen.

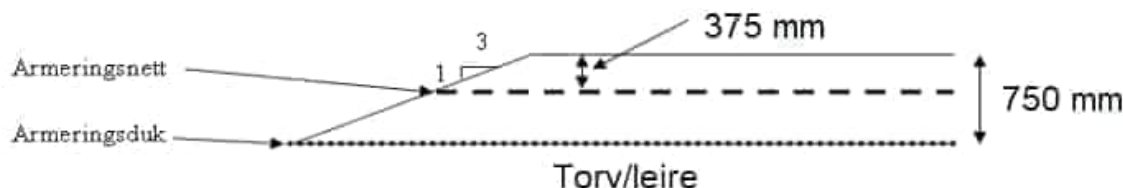
Det er valgt for fyllingshøyde å benytte en minstehøyde på **0,75 m**. Dette forutsetter at det kan oppstå setninger i trau ved repetert syklisk belastning og utjevning ved behov. Det er lagt til grunn en meget lav ÅDT og det er videre antatt at det ikke blir repetert syklisk belastning i stor grad.

Bæreevnene for driftsveg er ivaretatt for både totalspenningsanalyse og effektivspenningsanalyse.

Jordarmering for driftsveg er beregnet etter metodikk angitt i kapittel 1.4.2 i SVV håndbok V221.

Dimensjonerende strekkraft i jordarmeringen er beregnet til:

$$E_d = 9 \text{ kN/m} + 32 \text{ kN/m} = \mathbf{41 \text{ kN/m}}$$



Figur 4: Prinsippskisse oppbygning driftsvei

11. Midlertidig anleggsvei

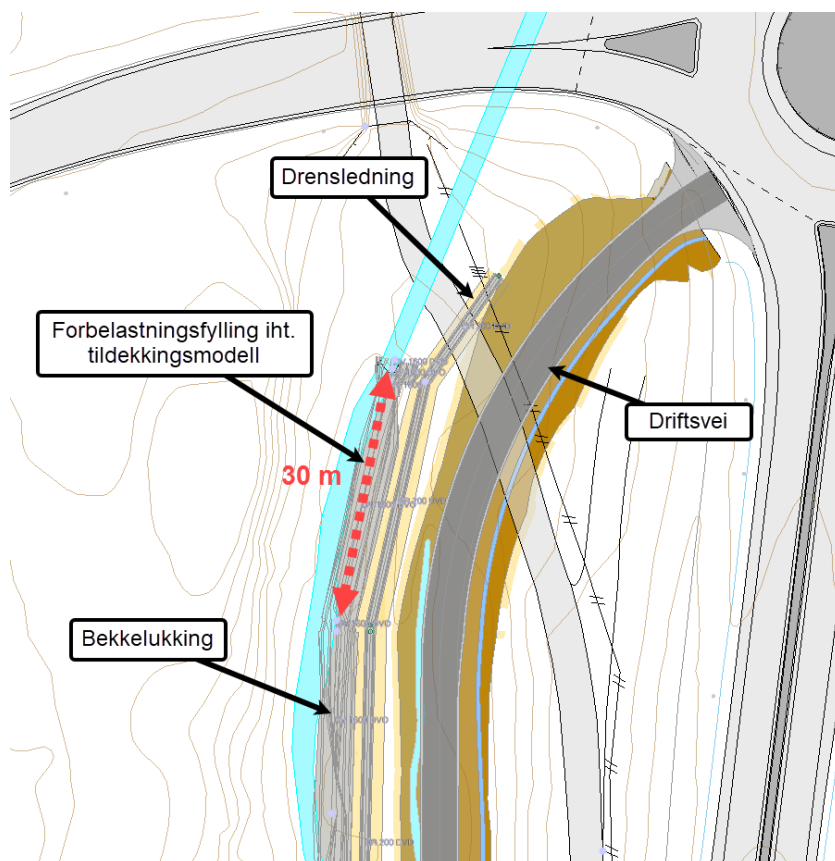
11.1 Stabilitet og forbelastning

Kulvert under Taraldrudveien skal ikke benyttes i anleggsfase eller til drift av anlegget. For innledende arbeider skal det etableres anleggsvei sørvest fra rundkjøringen og ned til området. Det forutsettes at veien etableres med samme plassering i planet som den endelige driftsveien, men med lavere fyllingshøyde. Plassering av driftsveien, drensledning og bekkerør er vist i Figur 5. For å sikre stabilitet ved etablering av anleggsvei ned til tiltaksområdet og for å fremskynde setninger mht. bekkerør må det etableres forbelastning i bekken.

Ved innledende arbeider skal bekken legges om. Det etableres setningsplater på terreng i bekken før det fylles opp til gitt nivå i tildekningsmodell i en utstrekning på 4 m bredde om senter bekkerør. Dette skal utføres i ca. 30 m lengde langs bekken målt fra dagens bekkeutløp. Se omtrentlig geometri i Figur 5 og Figur 6.

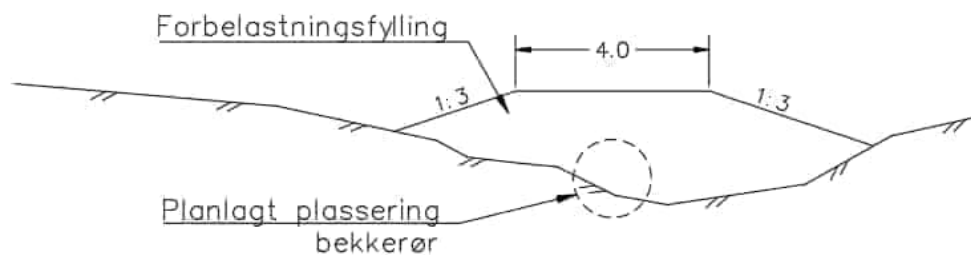
Fyllingen fases av mot sør i bakkens lengderetning og i tverretningene med helning 1:3. Seksjonsvis utskifting og etablering bekkerør skal utføres i en avstand på min. 5 m fra fyllingsfot fra forbelastningen, se skisse i Figur 7. Når bekkelukkingen er fullført for området sør for forbelastningen og setningsmålingene har stabilisert seg kan forbelastningen fjernes og bekkerør etableres for det gjenstående rørstrekket i nord.

Setningsmålinger utføres iht. 8.3 og i samråd med geotekniker.



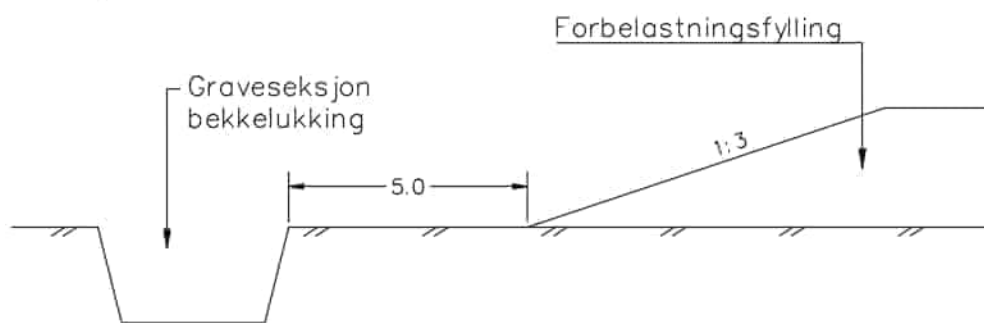
Figur 5: Skissert utstrekning av innledende utfylling i bekk

Tverrsnitt forbelastning bekk



Figur 6: Prinsippsnitt forbelastning bekk

Lengdesnitt bekk



Figur 7: Prinsipp graveseksjon og forbelastning i lengdesnitt langs bekk

11.2 Bæreevne

Iht. beregninger utført for driftsveg må det antas at det er behov for å benytte forsterkning med jordarmering for etablering av anleggsvei og arbeidsdekke på tiltaksområdet. Oppbygging av anleggsveier må vurderes nærmere når endelig plassering er valgt i samråd med entreprenør og for sikker gjennomføring mht. stabilitet.

12. Faseplan

Skråningen opp mot påkjøringsrampe for E6 har i dag anstrengt stabilitet spesielt i nordenden av tiltaket. For å sørge for tilstrekkelig stabilitet i alle faser av utførelsen skal faseplan for gravearbeidene følges og sees i sammenheng med utarbeidet 3D-modell for prosjektet. Faseplan og kontrollplan er gitt i vedlegg 1.

13. Kontrollplan for utførelse

Utførelseskontroll av de geotekniske arbeidene skal utføres i henhold til Eurokode 7 pkt. 4.2.2 [5]. I tillegg til kravene i de forskjellige utførelsesstandarter må punkter som er angitt i faseplan kontrolleres.

14. Vedlegg

Vedlegg 1 - Faseplan

Vedlegg 2 - Tolkede Su-profiler og treaksialforsøk

Vedlegg 3 - Stabilitetsberegninger

Vedlegg 4 - Beregninger for bæreevne og grøftekasser

15. Referanser

- [1] Statens vegvesen, «Håndbok N200 Vegbygging,» 2021.
- [2] Standard Norge, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler,» 2020.
- [3] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 3/2011 Retningslinjer for murdammer, 2011.
- [4] NVE, Statens vegvesen og Jernbaneverket, «Rapport nr. 14/2014 En omrorent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer,» NVE, Statens vegvesen og Jernbaneverket, 2014.
- [5] Standard Norge, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020,» Standard Norge, 2020.
- [6] Multiconsult AS, 125868-RIG-RAP-001 Taralrud - Deponering av alunskifer, Geoteknisk grunnundersøkelse, Øst Plan AS, 2014.
- [7] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016,» Standard Norge, 2016.
- [8] Statens vegvesen, V221 Grunnforsterkning og fyllinger, 2014.

Vedlegg 1 – Faseplan og kontrollplan

Nummerering av faseplanen angir rekkefølge på arbeidene for å sikre tilstrekkelig stabilitet i alle faser.

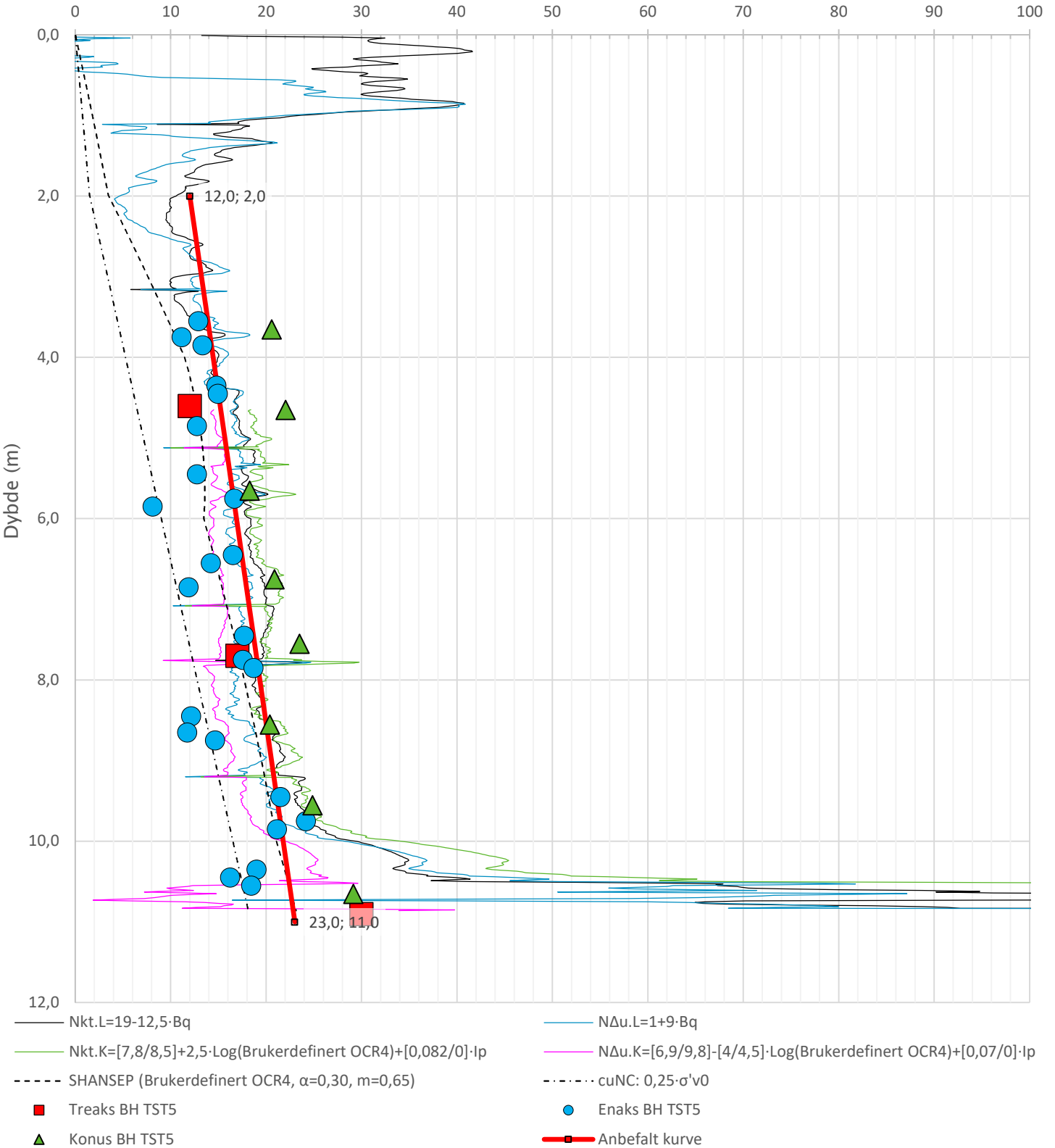
Fase	Tiltak	Kontrollpunkt
0	Avklaringer før oppstart	- Gjennomgang av prosjekterte løsninger, fase- og kontrollplan med geotekniker - Avklaringer av laster fra maskinpark. For arbeider med bekkelukking, etablering av drensledning og leirpropp skal maskinvekt begrenses mest mulig. - Plassering av anleggsveier og maskiner med hensyn til stabilitet og utførelse - Mellomlagring/ombruk av masser - Kontroll dagens terreng mot terrengmodeller før oppstart - Befaring ved behov i samråd med ENT
1	Etablering forbelastning ved utløp bekkerør	- Bekk legges om midlertidig i rør utenom forbelastning. Grunnvannstand i området skal ikke senkes vesentlig ved midlertidig omlegging av bekk. - Etablere setningsplater i bekkeløp. Innmåling iht. kap 8.3 - Fylle opp til nivå som angitt i tildekningsmodell i 4 m bredde om senter bekkerør, og i 30 m lengde langs bekken målt fra dagens bekketløp. Se skisse i Figur 5 og Figur 6. - Ved utfylling skal høydeforskjell mot eksisterende terreng ikke overstige 2 m og fyllingshelning skal være 1:3 eller slakere - Løsning skal tilpasses geometri av anleggsvei i samråd med geotekniker
2	Avlastning skråning (og anleggsvei)	- Anleggsvei for gjennomføring av avlastning etableres i bunn av skråning ved utfylling på duk på stedlig grunn. Endelig plassering og prinsipp skal avklares med geotekniker for oppstart. - Avlastning utføres iht. LARK-modell for avgraving. Arbeidene utføres fra topp skråning og nedover. Det skal ikke etableres anleggsvei på topp skråning.
3	Bekkelukking	- Anleggsvei skal avklares med geotekniker. - Bekk må legges om midlertidig i rør utenom rørtrasé. Grunnvannstand i området skal ikke senkes vesentlig ved midlertidig omlegging av bekk. - Grøftekasser skal være dimensjonert for 50 kN/m² jordtrykk - Grøftekasser presses for seksjonsvis utskifting av all torv ned til leire med kvalitetsmasser i rørtrasé. Oppstøttingshøyde maks 2,5 m og seksjonslengde 3 m. Ved gravedybde 1,5m er maks seksjonslengde 5 m. Ved behov for dypere graving enn 2,5 m skal geotekniker kontaktes for vurdering. - Det skal utføres skånsom graving med plane skjær - Det må påregnes begrenset lensing av grop under masseutskiftingen. Grunnvannstanden skal ikke senkes i området omkring gropa i vesentlig grad. - Det forutsettes lett komprimering av utskiftede masser under rør

		- Masser skal tilbakefylles opp til OK rør med fyllingshelning 1:3 ned mot neste graveseksjon før grøftekasser flyttes og neste seksjon graves ut.
4	Drensledning og leirpropp	- Anleggsvei skal avklares med geotekniker. - Grøftekasser skal være dimensjonert for 50 kN/m² jordtrykk - Grøftekasser presses for seksjonsvis utskifting av all torv ned til leire med kvalitetsmasser i rørtrasé. Oppstøttingshøyde maks 2,5 m og seksjonslengde 3 m. Ved gravedybde 1,5m er maks seksjonslengde 5 m. Ved behov for dypere graving enn 2,5 m skal geotekniker kontaktes for vurdering. - Det skal utføres skånsom graving med plane skjær - Det må påregnes begrenset lensing av grop under masseutskiftingen. Grunnvannstanden skal ikke senkes i området omkring gropa i vesentlig grad. - Det forutsettes lett komprimering av utskiftede masser under rør - Masser skal tilbakefylles til nivå eks. terreng over rør før grøftekasser flyttes og neste seksjon graves ut.
5	Motfylling	- Motfylling og tettesjikt etableres iht. LARK-modell for tildekking. Motfylling etableres i sin helhet over prosjektområdet, før tettesjikt (leirelag) påbegynnes. - Arbeidene utføres fra vest mot øst ved skråningsfot. Når nedre del av motfylling under skråningsfot er ferdigstilt iht. modell kan det fylles ut med tettesjikt oppover skråning. - Ved utfylling skal høydeforskjell mot eksisterende terreng ikke overstige 2 m og fyllingshelning være 1:3 eller slakere
6	Fellingsdam nord (spunt) og sør (åpen graving)	- Anleggsvei rundt fellingsdam nord etableres min. 2 uker før spunting som beskrevet på tegning V001 Fellingsdam nord – Spunt. Merknader på tegning skal følges for å sørge for tilstrekkelig stabilitet under utførelsen. - Utgraving for fellingsdam sør utføres med graveskråning 1:1,5 til inntil 1,8 m dybde.

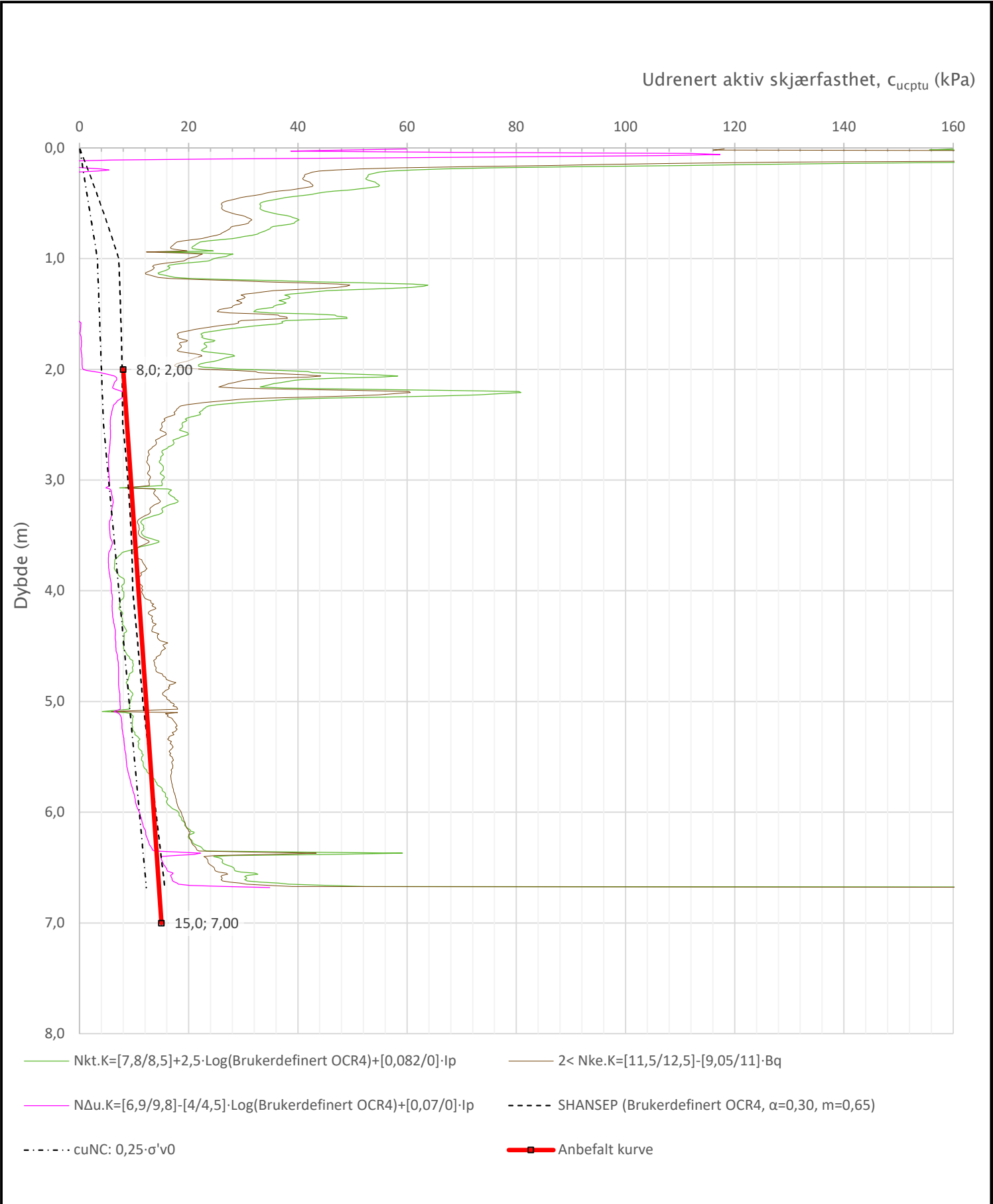
Vedlegg 2 – Tolkede Su-profiler

Anisotropiforhold i figur:
Treaks BH TST5: $c_{uC}/c_{ucptu} = 1,000$
Enaks BH TST5: $c_{uc}/c_{ucptu} = \text{var. (min:0,640 max:0,690)}$
Konus BH TST5: $c_{ufc}/c_{ucptu} = \text{var. (min:0,639 max:0,690)}$

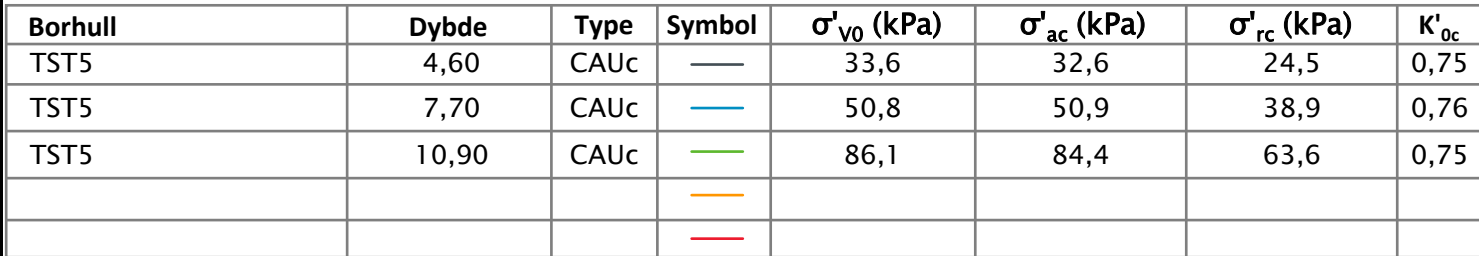
Udrenert aktiv skjærfasthet, c_{ucptu} (kPa)



Prosjekt			Prosjektnummer: 1350059257-001		Borhull	Kote +132,2
D411 Direkte avrop – E6 Taraldrud, fjerning av alunskifer byggeplan					TST5	
Innhold					Sondennummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet					52307	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		
	ELOV	INET	INET	1		
	Avdeling	Dato sondering	Revisjon	Figur		
	Ekstern konsulent	17.04.2024	Rev. dato	5		

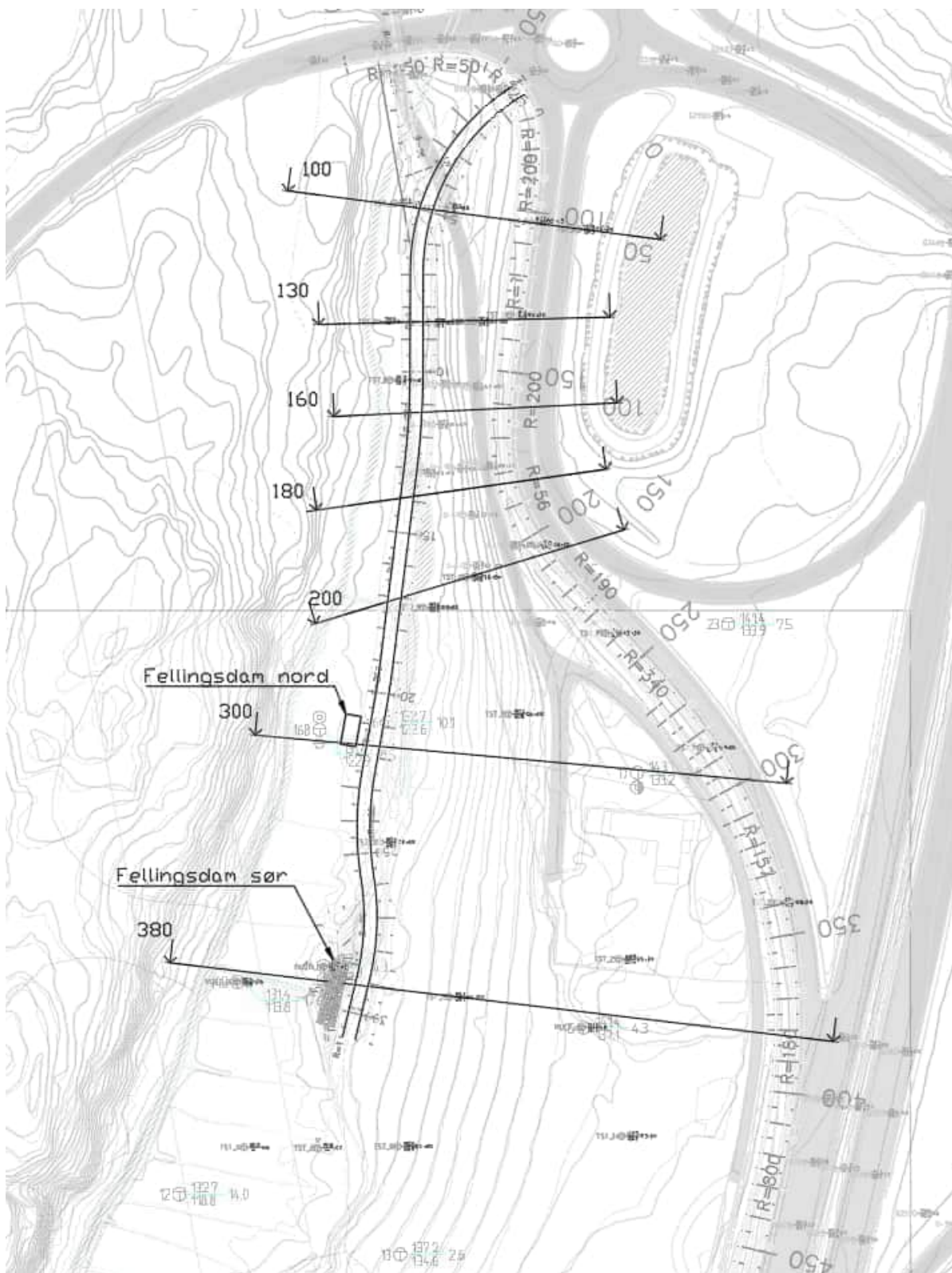


Prosjekt			Prosjektnummer: 1350059257-001		Borhull	Kote +131,8
D411 Direkte avrop – E6 Taraldrud, fjerning av alunskifer byggeplan					TST15	
Innhold					Sondenummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet					52307	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		
	ELOV	INET	INET	1		
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur		
	Ekstern konsulent	17.04.2024	Rev. dato	5		



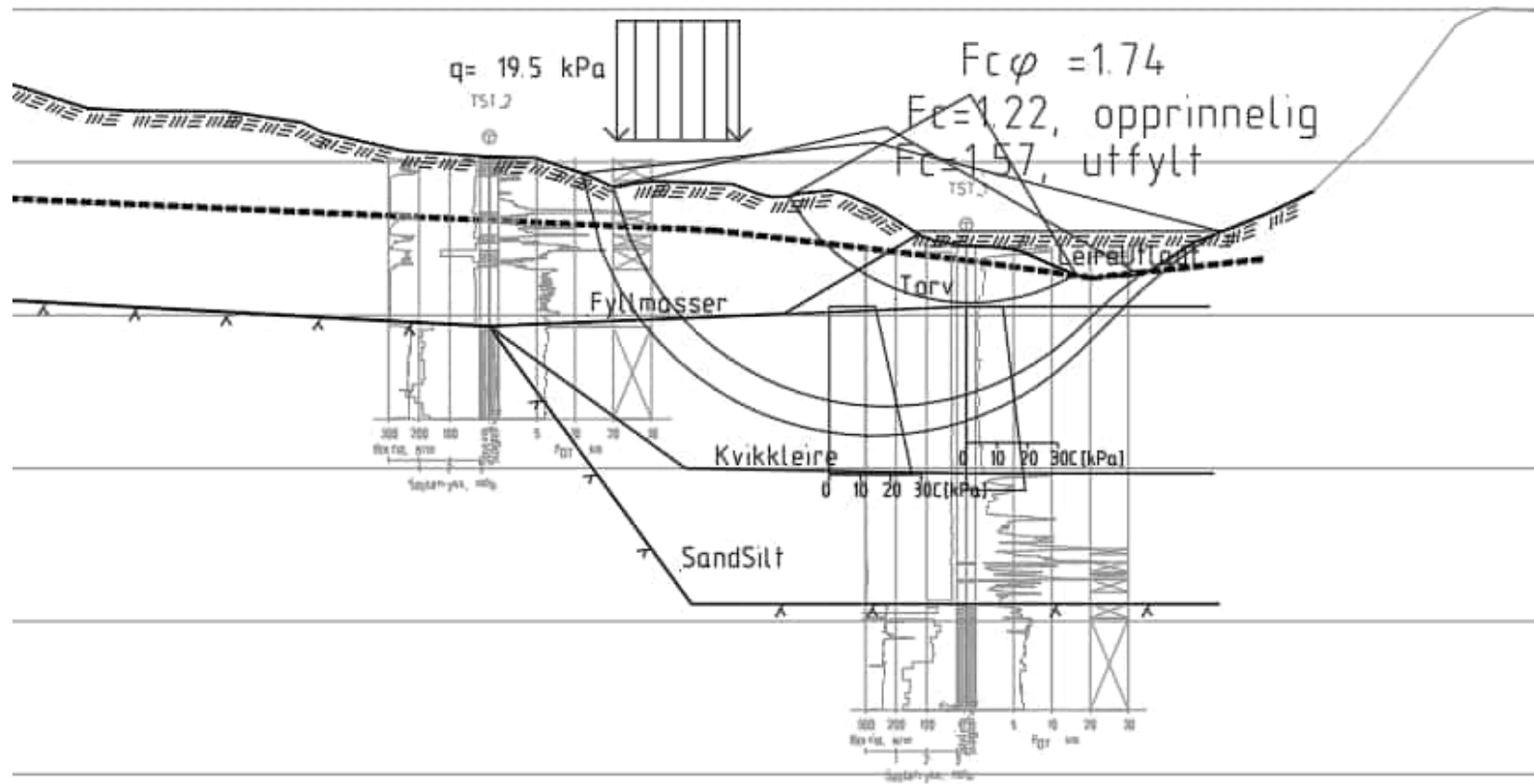
 Statens vegvesen	Utført grelni-anniks	Kontrollert jansen	Godkjent grelni-anniks	Figur 1
	Region	Dato utført	Revisjon	
	Utbygging Mai 2024		Rev. dato	

Vedlegg 3 – Stabilitetsberegninger



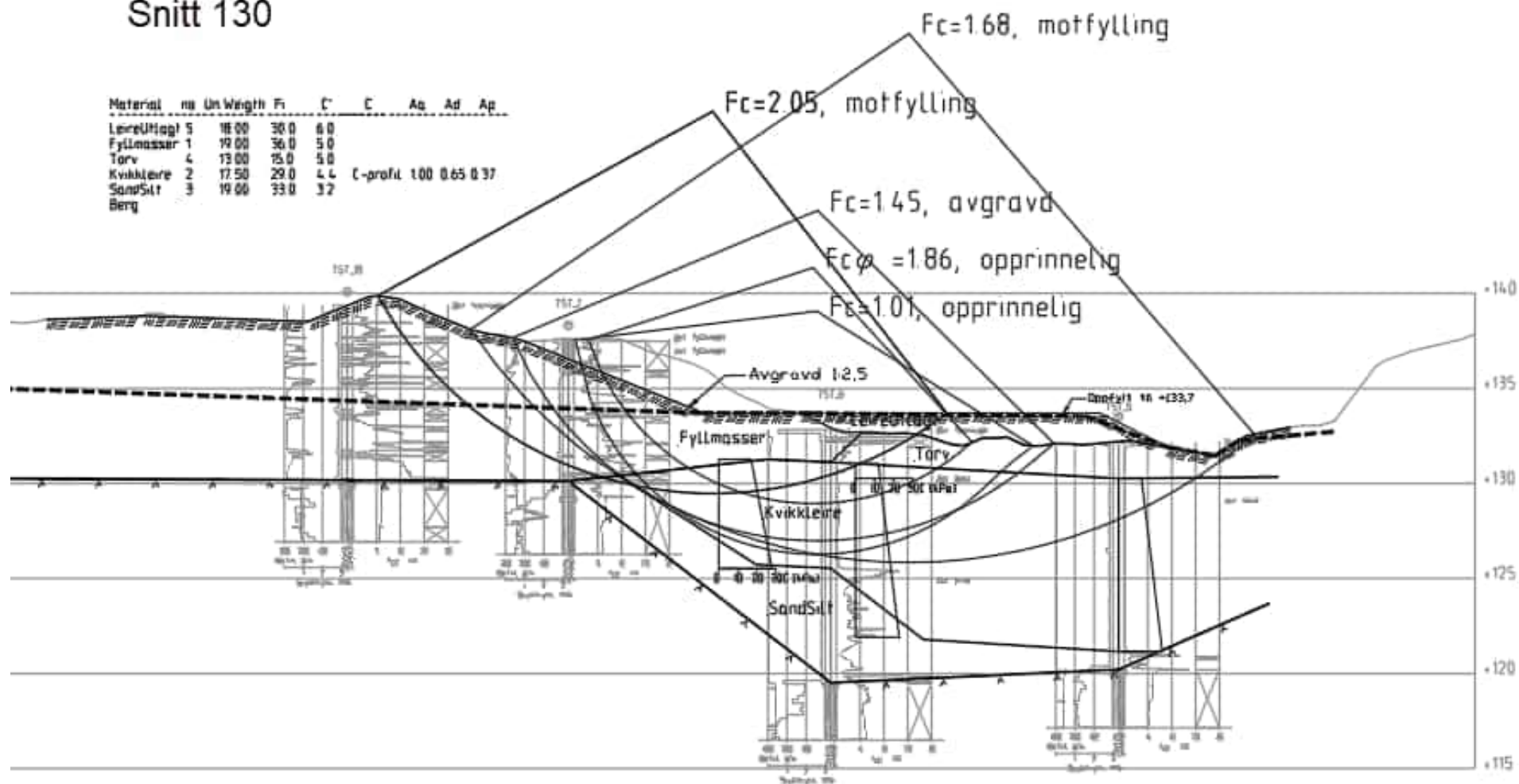
Snitt 100

Material	no	Unveigth	F _v	C'	ε	A _u	A _d	A _p
Leremasser	5	18.00	30.0	6.0				
Fyllmasser	4	19.00	36.0	5.0				
Torv	3	13.00	15.0	5.0				
Kvikkleire	2	17.50	29.0	4.4	C-graft	100	0.65	0.37
SandSilt	1	18.00	33.0	3.2				
Berg								

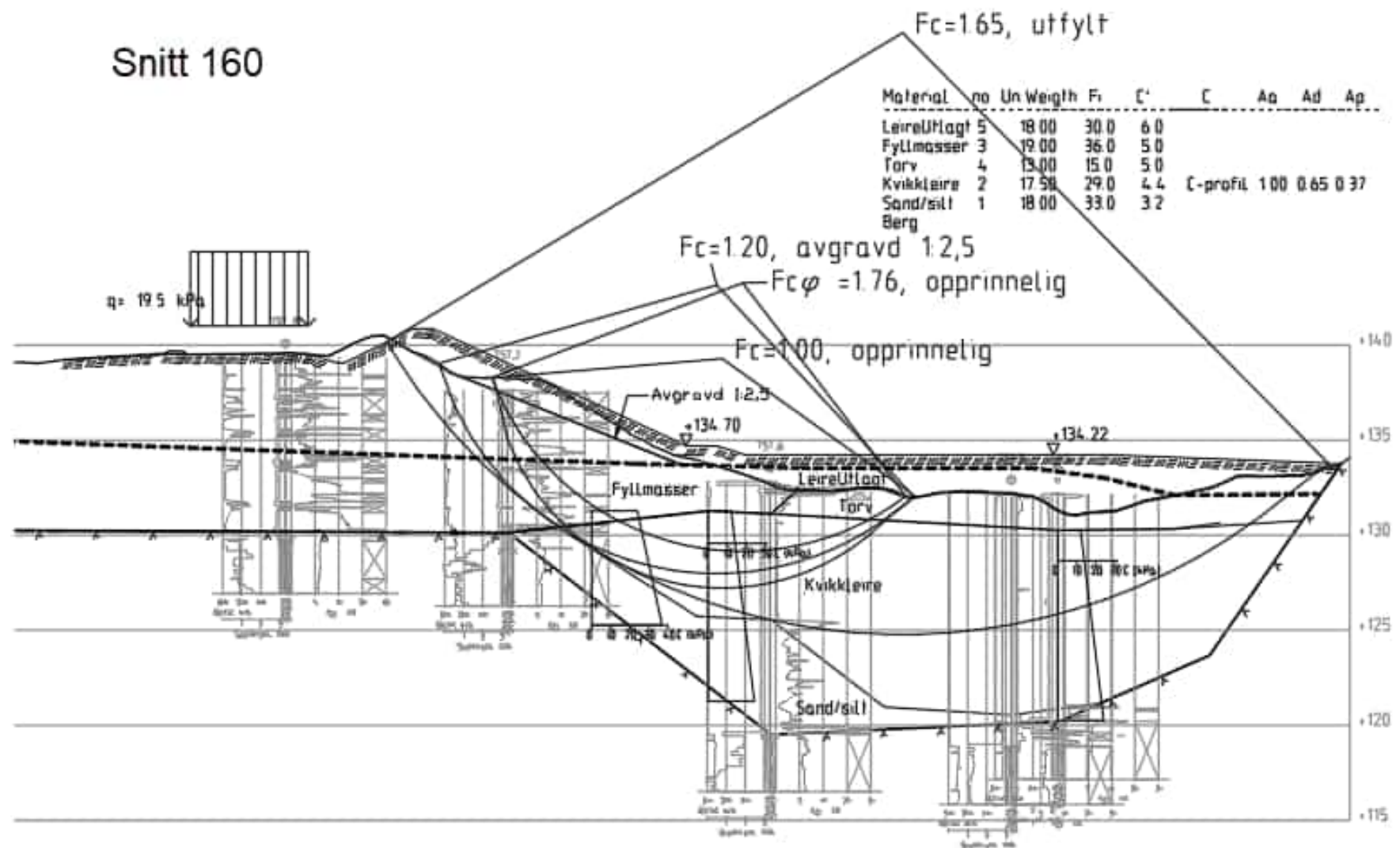


Snitt 130

Material	nr	Un	Width	F _i	C'	C	A _q	A _d	A _p
Leire/klipp	5	18.00	30.0	6.0					
Fyllmasser	1	19.00	36.0	5.0					
Torv	4	13.00	15.0	5.0					
Kvikkleire	2	17.50	29.0	4.4					
Sand/Silt	3	19.00	33.0	3.7					
Berg									

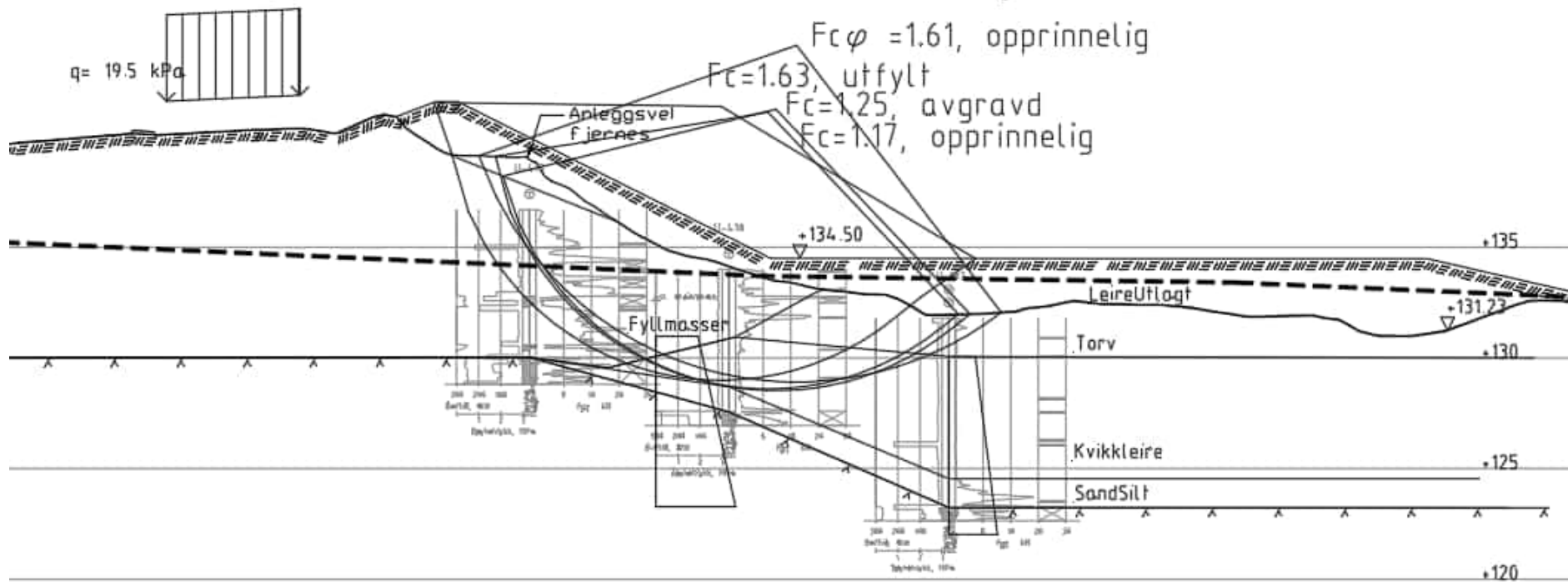


Snitt 160

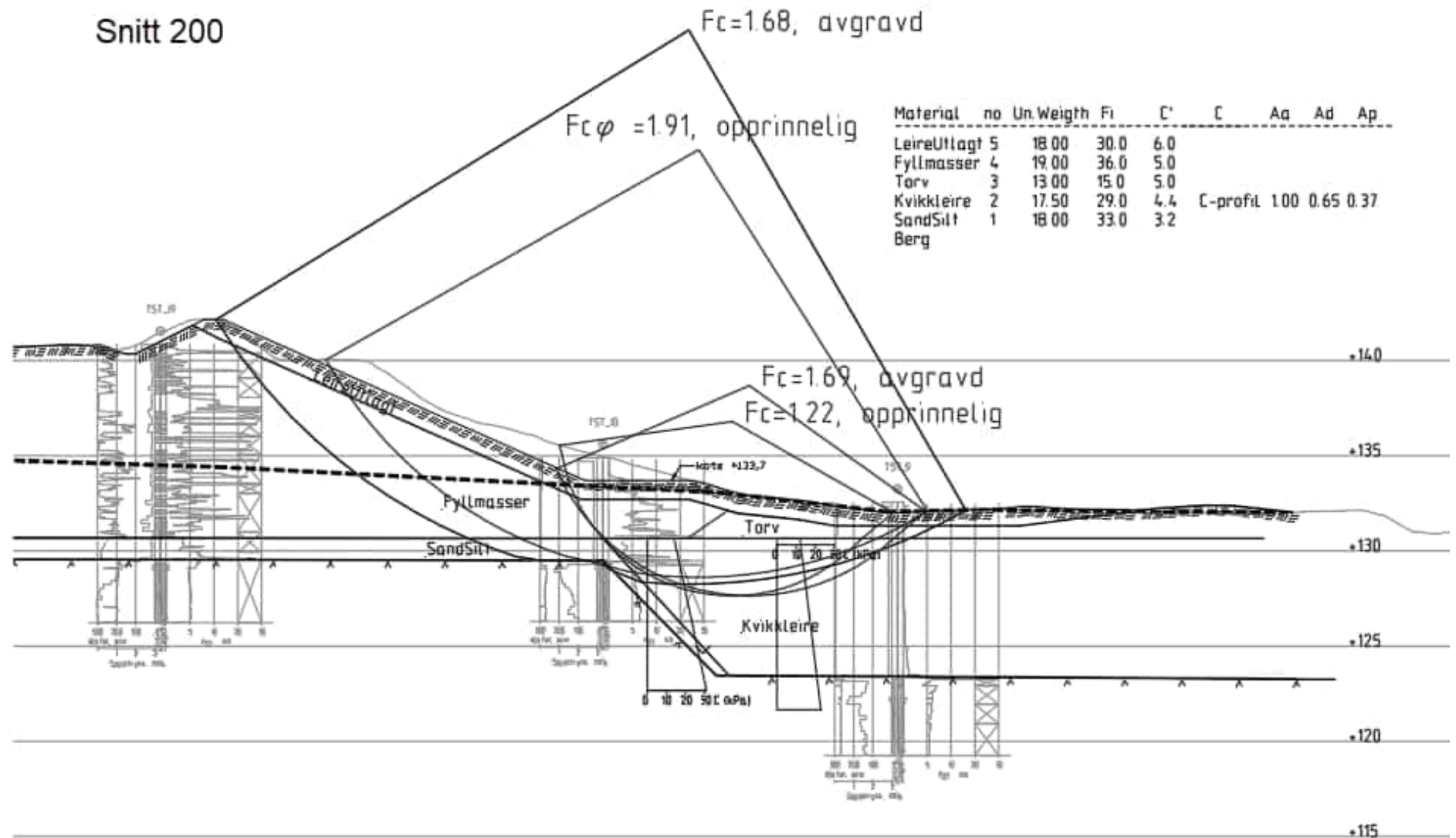


Snitt 180

Material	no	Un.Weight	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
LeireUtlagt	3	18.00	30.0	6.0				
Fyllmasser	1	19.00	36.0	5.0				
Torv	5	13.00	15.0	5.0				
Kvikkleire	2	17.50	29.0	4.4	C-profil	1.00	0.65	0.37
SandSilt	4	18.00	33.0	3.2				
Berg								

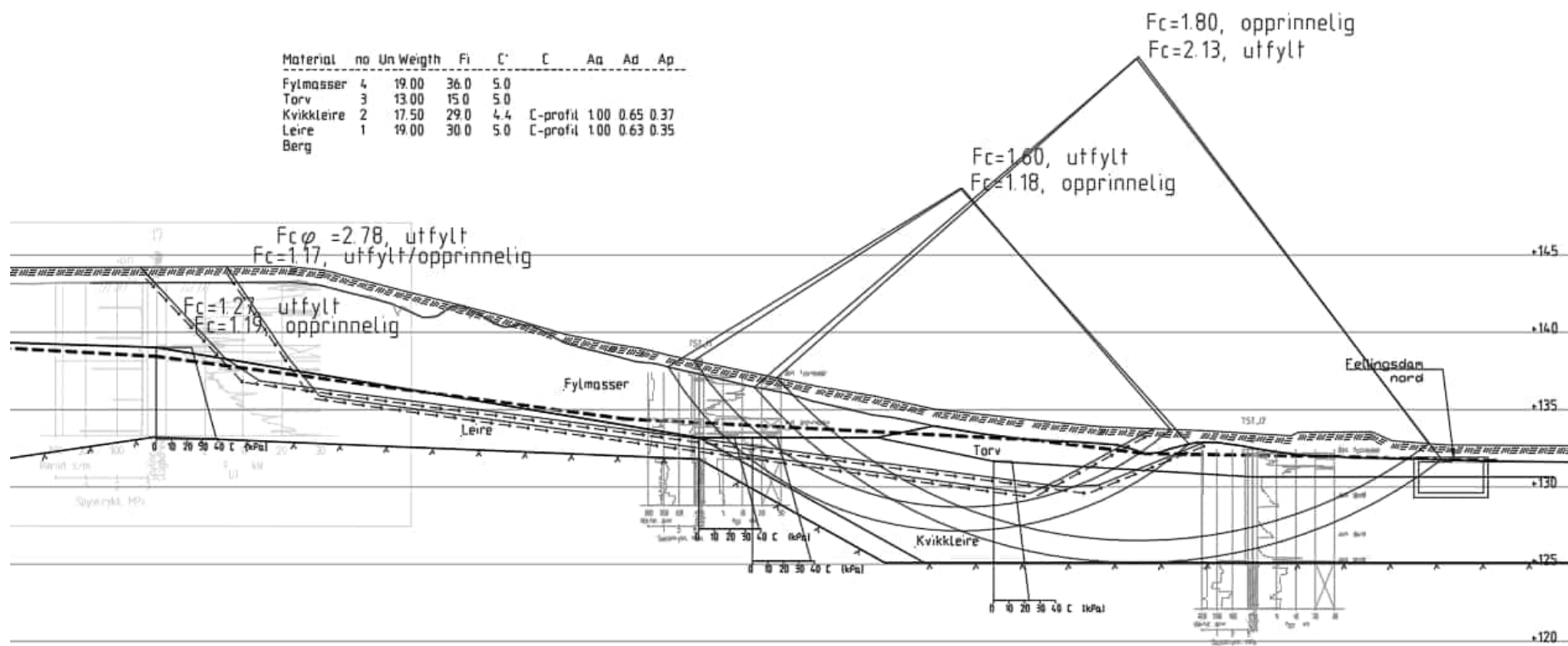


Snitt 200



Snitt 300

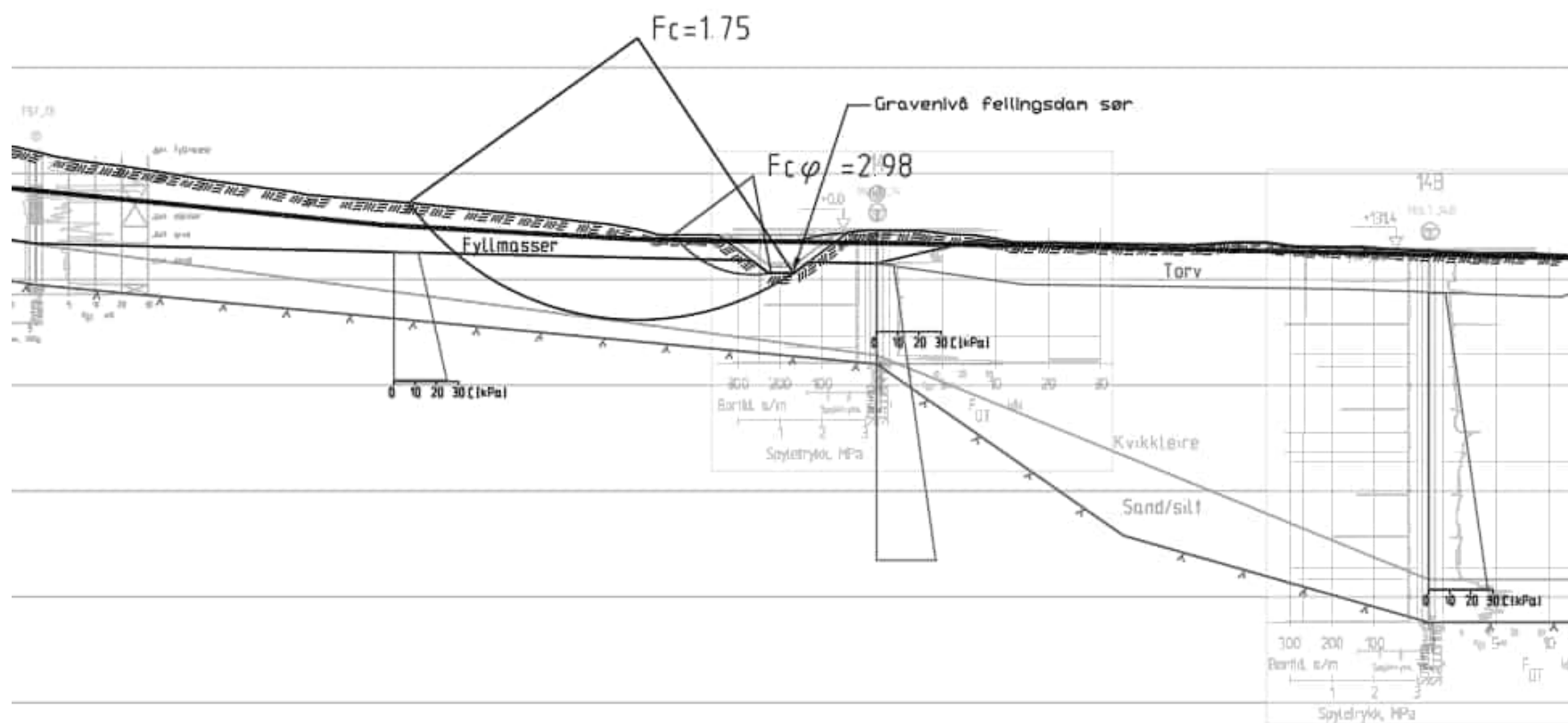
Material	no	Un	Weight	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Fylmasser	4	19.00	36.0	5.0					
Torv	3	13.00	15.0	5.0					
Kvikkleire	2	17.50	29.0	4.4	C-profil	1.00	0.65	0.37	
Leire	1	19.00	30.0	5.0	C-profil	1.00	0.63	0.35	
Berg									



Snitt 380

Material	no	Un	Weight	F _i	C'	C	A _a	A _d	A _p
Fyllmasser	1	19.00	36.0	5.0					
Torv	2	13.00	15.0	5.0					
Kvikkleire	3	17.50	29.0	4.4					
Sand/silt	4	18.00	33.0	3.2					
Berg									

C-profil 100 0.65 0.37



Vedlegg 4 – Beregninger for bæreevne og grøftekasser

DRIFTSVEG

Driftsveg må etableres slik at bæreevne og stabilitet er ivarettatt og setninger er akseptable. Det er forventet at på grunn av at driftsvei etableres over overdekningslaget med leire med torv/myr opptil 2-4 m under og bløt leire under torv/myr at veien kan sette seg opp til 25% av høyden til vegbygningen.

Nødvendig fyllingshøyde driftsveg

Dimensjoneringsgrunnlag:

- Skjærstyrke torvmasser 10 kPa
- Tillat aksellast: 10 tonn (100 kN) over 2 aksler
- Årsdøgntrafikk ÅDT: 10-40
- Dimensjonerende levetid: 20 år
- Kvalitetsmasser av sortert grus/pukk direkte på nett

Undergrunnen bæreevne beregnes med $N_C = 5,14$, $C_u = 10$ kPa og $\gamma_m = 1,4$

$$q = (N_C \times c_u) / \gamma_m = (5,14 \times 10 \text{ kPa}) / 1,4 \approx 37 \text{ kPa}$$

Med en aksellast på 10tonn får vi en hjullast på $Q = 50$ kN og nødvendig areal A blir da

$$A = Q/q = 50 \text{ kPa}/37 \text{ kPa} = 1,35 \text{ m}^2 \text{ som videre gir en radius på } R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \approx 0,68 \text{ m}$$

Nødvendig fyllingshøyde med antatt kontaktflate på hjulene på $d = 0,4$ m beregnes til:

$$H = (R - (d/2)) \times 1,5 = (0,68 - (0,4/2)) \times 1,5 = \mathbf{0,72 \text{ m.}}$$

Det er valgt for fyllingshøyde å benytte en minstehøyde på **0,75 m**. Dette forutsetter at det kan oppstå setninger i trau ved repetert syklisk belastning og utjevning ved behov. Det er lagt til grunn en meget lav ÅDT og det er videre antatt at det ikke blir repetert syklisk belastning i stor grad.

Bæreevne

Følgende forutsetninger legges til grunn for beregning av bæreevne på driftsveg

- Karakteristisk trafikklast settes til 25 kPa med forutsetning om jevn lastfordeling
- Dimensjonerende last blir med lastfaktor 1,3 lik 32,5 kPa
- Kvalitetsmasser /grus direkte på nett som gir god lastfordeling
- Lastspredning gjennom fylling: 1,5:1 forutsatt jordarmering/geonett (ref. SVV V221)
- Fyllingshøyde er forutsatt til 0,75 m
- Vegbredde er angitt til 4 m
- To aksler á 100 kN, 3 m hjulavstand og 4 m akselavstand
- Grunntrykk mot stedlig grunn under veg:

Trafikklast beregnes til å fordeles over areal under fyllingshøyde med lastspredning 1:1,5

$$((200 \text{ kN} \times 1,3))/((3 + 2 \times (0,75\text{m}/1,5)) \times (4 + 2 \times (0,75\text{m}/1,5))) + (19 \text{ kN/m}^3 \times 0,75\text{m}) = 27,3 \text{ kPa}$$

Grunntrykket ligger på om lag 28 kPa mot stedlig grunn under vegfylling.

For beregning av bæreevne forutsettes det en driftsveg på 0,75 m kvalitetsmasser iht. oppbygging av veg. For egenskapene til massene legges følgende til grunn:

- Friksjonsvinkel, $\phi = 42^\circ$
- Tyngdetetthet $= 19 \text{ kN/m}^3$
- Attraksjon, $a = 5 \text{ kPa}$

Bæreevne kontrolleres for totalspenningsanalyse og effektivspenningsanalyse.

Totalspenningsanalyse

Det er lite prøver for skjærspenning i torva, men en eldre boring utført av SVV indikerer at skjærstyrken ligger et sted mellom 10-15 kPa. I beregningene benyttes det konservativt 10 kPa for hele torvlaget.

$$\sigma_{vt} = N_c \cdot \tau_d + p_v'$$

- $N_c = 5,5$ (forutsatt ruhet = 0 og $B/L = 0,3$)
- $\tau_d = 10 \text{ kPa} / 1,4 = 7,1 \text{ kPa}$ (gjennomsnittlig udrenert skjærfasthet i torva iht. eksisterende grunnundersøkelser)
- $p_v' = 0,75 \text{ m} \cdot 19 \text{ kN/m}^3 = 14,25 \text{ kPa}$

$$\sigma_{vt} = (5,5 \cdot 7,1 \text{ kPa}) + 14,25 \text{ kPa} = \mathbf{53 \text{ kPa} > 28 \text{ kPa} \rightarrow \text{OK}}$$

Effektivspenningsanalyse

8) Midlere vertikal bæreevne ($\bar{\sigma}_v$) beregnes etter formelen:

$$\bar{\sigma}_v = N_q \cdot (p' + a) + 1/2 \cdot N_\gamma \cdot \gamma'_{\text{under}} \cdot B_0 - a \quad 7.2.1-5$$

Bæreevnefaktorene gitt under foresatt effektivspenningsparametere gitt som følgende:

- Materialfaktor $\gamma_m = 1,25$
- Tyngdetetthet torv, $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$
- Friksjonsvinkel torv, $\phi = 15^\circ$
- Attraksjon $a = 18 \text{ kPa}$

Det forutsettes at det er ikke er glidning mellom fylling og grunn (tas opp av armeringsduk og nett), slik at ruhet $r = 0$.

$$N_q = 3 \quad (\tan \phi_d = 0,21)$$

$$N_\gamma = 1 \quad (\tan \phi_d = 0,21)$$

$$\sigma_v' = (3 \cdot (19 \text{ kPa} + 18 \text{ kPa})) + (0,5 \cdot 1 \cdot 3 \text{ kN/m}^3 \cdot 4 \text{ m}) - 18 \text{ kPa}$$

$$= 111 \text{ kPa} + 6 \text{ kPa} - 18 \text{ kPa} \approx \mathbf{100 \text{ kPa} > 28 \text{ kPa} \rightarrow \text{OK}}$$

Jordarmering driftsveg

Primærfunksjonen til jordarmeringen vil være å oppta horisontale laster/spenninger fra hjul (driftstrafikk) og fungere som setningsutjevner og spre konsentrerte laster på arbeidsdekket.

Jordarmering er beregnet etter metodikk angitt i kapittel 1.4.2 i SVV håndbok V221.

Forutsetninger for beregning er som følgende:

- Partialfaktor for materialelegenskap 1,4
- Friksjonsvinkel vegfylling drenert, $\phi = 42^\circ \rightarrow \tan \phi_d = 0,64$
- $H = 0,75 \text{ m}$
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- $K_A = 0,3$ (gitt ruhet = 0 iht. SVV V220)
- $q_d = 21,7 \text{ kPa}$
- Helning fyllingskant, $n = 3$ (1:3)
- Reduksjonsfaktor for samvirke mellom armering og undergrunn $\alpha = 0,8$ (Forutsatt at vei etableres på tildekkingslag med leire)
- $C_u = 25 \text{ kPa} \rightarrow \tau_d = 25/1,4 = 17,8 \text{ kPa}$ (for leire som legges som overdekning på området)

Skyvende kraft:

$$E_{ds} = K_A \times [\gamma \times (H^2/2) + q_d \times H] = 0,3 \times (19 \text{ kN/m}^3 \times ((0,75\text{m})^2/2) + 21,7 \text{ kPa} \times 0,75\text{m}) \\ = 0,3 \times (5,34 + 16,28) = 6,5 \text{ kN/m}$$

Maks motholdskraft:

$$R_{ds} = \gamma \times n \times (H^2/2) \times \alpha \times \tan\phi_d = 19\text{kN/m}^3 \times 3 \times ((0,75\text{m})^2/2) \times 0,8 \times 0,64 = 8,2 \text{ kN/m}$$

Partialfaktor γ_s bestemmes av:

$$\gamma_s = \text{motholdskraft} / \text{skyvendekraft} = R_{ds} / E_{ds} = 8,2/6,5 \approx 1,26$$

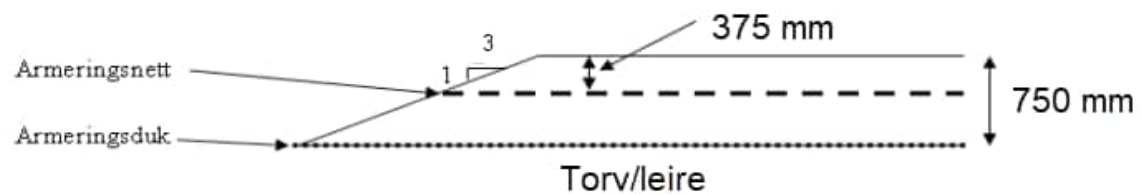
Nødvendig forankringslengde:

$$L_e = (E_{ds} \times \gamma_s) / (\alpha \times \gamma \times h \times \tan\phi_d) = (6,5\text{kN/m} \times 1,26) / (0,8 \times 19\text{kN/m}^3 \times 0,375 \text{ m} \times 0,64) \\ = 2,25 \text{ m}$$

$$E_{df} = \alpha \times \tau_d \times L_e = 0,8 \times 17,8 \text{ kPa} \times 2,25 \text{ m} = 32 \text{ kN/m}$$

Dimensjonerende strekkkraft i jordarmeringen er

$$E_d = 9 \text{ kN/m} + 32 \text{ kN/m} = \mathbf{41 \text{ kN/m}}$$



GRØFTEKASSER

Utførelse grøftkasser:

For etablering av grøftkasser skal grøftkasser etter beste evne presses ned i grunn. Dersom det ikke er mulig å presse grøftkassene ned skal det graves innvendig i grøftkassen samtidig som den presses ned.

Jordtrykk:

For beregning av jordtrykk er det beregnet på en grøftkasse med høyde 2,5 m. Det legges til grunn en karakteristisk anleggslast på 15 kPa. Det forutsettes at grunnvannstand står i terreng for beregningene. Grøftkasser er beregnet for et horisontalt terreng.

Det er beregnet at utgravingsdybde innenfor grøftkasse opp til 2,5 m høyde må være dimensjonert for en last på minimum **50 kPa**.

Ved avvik fra forutsetninger må geotekniker kontaktes for vurdering av jordtrykk.

Forutsetninger for beregningen:

- Arbeidsdekke på 0,5 m
- Myr/torv i hele grøftkassens dybde 2,0 m
- Det beregnes på hviletrykk, $K_0 = (1 - \sin\phi = 1 - \sin(15)) = 0,74$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= (\gamma \times z) + q \\ &= (19 \text{ kN/m}^3 \times 0,5) + (13 \text{ kN/m}^3 \times 2,0 \text{ m}) + 15 \text{ kPa} = 50,5 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Dimensjonerende last grøftkasser:

$$F_{kar} = 0,74 \times 50,5 \text{ kPa} = 37,5 \text{ kPa}$$

$$F_{dim} = 1,35 \times 37,4 \text{ kPa} = \mathbf{50 \text{ kPa}}$$

Bunnoppressing

For beregning av bunnoppressing i grøftkasser legges det til grunn beregningsmetoden til Statens Vegvesen N-V220 kapittel 11.5.1. Sikkerhet for bunnoppressing kontrolleres ved en totalspenningsanalyse i bruddgrensetilstanden.

Det er antatt at det må etableres en anleggsvei med 0,3 m tykkelse. For etablering av anleggsvei må stedlige masser fjernes med 0,3 m og erstattes med arbeidsdekke på 0,3 m.

For konservativ beregning er det forutsatt at det ikke er vann inne i grøftkasse. Grunnvannstand er antatt å ligge i terreng i myr og det kan derfor antas at det vil være noe vann i bunn av grøftkasse.

Beregningene forutsetter at det ikke skal graves dypere enn 2,5 m innvendig i grøftkasser. Ved behov for dypere utgraving må terreng rundt avlastet. Avlasting av terreng må avklares med geotekniker for å sikre bunnoppressing og stabilitet av nærliggende skråninger.

På grunn av meget bløte masser i grunn viser beregningene at utgraving på 2,5 m gir en sikkerhetsfaktor rett under 1,4. Utgraving ned til 2,5 m dybde fra terreng skal utføres utskifting av humusholige masser under fundament for bekkerør. Utgraving for etablering av avrettingslag for bekkerør vil være maks 1,5 m. For utgraving for drenerør vil det være behov for utgraving ned til 2,5 m dybde. Utgraving som ikke skal skje suksessivt til 2,5 m dybde må utføres så raskt som mulig for å forhindre at utgraving står åpen over lengre tidsrom.

For beregning av bunnoppressing er det benyttet beregningsark utarbeidet av Rambøll. For beregning og forutsetninger for utgraving i grøftkasser vises det til resultater i tabeller under.

Oppsummering av resultater for bredde grøftkasse, utgravingsdybder og graveseksjoner som er tillatt innenfor grøftkassen er angitt i tabell under. Forutsetning for beregningene er som følgende:

$$C_u = 10 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{\text{torv}} = 13 \text{ kPa (2,2 m)}$$

$$\gamma_{\text{sprengtstein}} = 19 \text{ kPa (0,3 m)}$$

$$\gamma_{\text{midlere}} = 14 \text{ kPa}$$

$$Z_{\text{max/drensrør}} = 2,5 \text{ m}$$

$$Z_{\text{Bekkerør}} = 1,5 \text{ m (maks utgraving for etablering av bekk i rør)}$$

$$q_d = (15 \text{ kPa} * 1,3) = 19,5 \text{ kPa}$$

$$p = 0 \text{ kPa}$$

Maks utgravingsdybde [m]	Maks bredde grøftekasse [m]	Seksjonslengde utgraving [m]
2,5	3	3
1,5	3	5