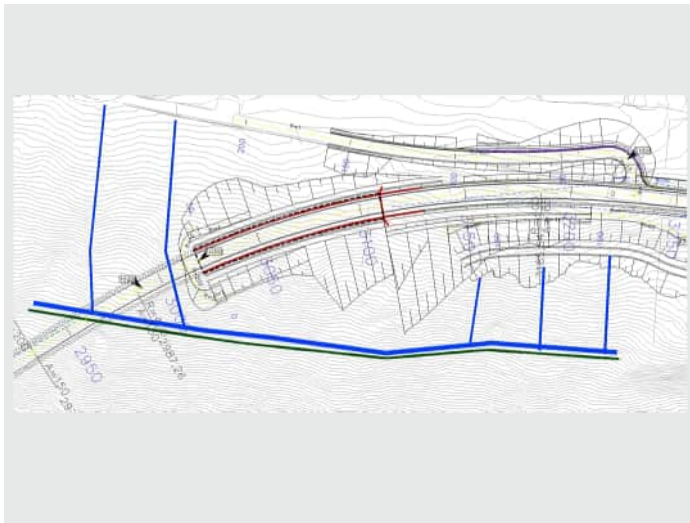


Fv. 609 Heilevang

Geoteknisk vurderingsrapport

Utarbeidelse av konkurransegrunnlag



Dokumentnr. 24035-RIG04

Versjon 1

01.11.2024



Prosjekt

Prosjektnavn: Fv. 609 Heilevang
Prosjektfase: Utarbeidelse av konkurransegrunnlag
Oppdragsgiver: Vestland fylkeskommune
Kontaktperson: Jon Harald Huseklepp

Vårt oppdrag

Oppdragsnummer: 24035B
Oppdragsleder: Magne Bonsaksen
Fagansvarlig: Andreas Gjærum

Dokument

Dokumenttype: Geoteknisk vurderingsrapport

Versjoner

Indeks	Dato	Beskrivelse	Ansvarlig	Kontroll
0	30.08.14.8.2024	FORELØPIG til gjennomsyn hos VFK	Andreas Gjærum	Magne Bonsaksen
1	01.11.2024	Til bruk	Andreas Gjærum	Magne Bonsaksen

Sammendrag

Vestland fylkeskommune planlegger å bygge tunnel mellom Heilevang og Hestvika. Asplan Viak har tidligere utført vurderinger til reguleringsplan. Etter supplerende grunnundersøkelser er veglinja endret inn mot tunnelportalen ved Heilevang. ERA Geo har vært engasjert for å administrere og følge opp supplerende grunnundersøkelser, samt gjøre geotekniske vurderinger av endret veglinje. Det er også gjort vurderinger av planlagt deponi ved Heilevang.

Denne rapporten er ment å erstatte tidligere utførte geotekniske vurderinger for løsmasseskjæringene, samt utgraving for planlagt tunnelportal og forskjæring ved Heilevang.

Utførte vurderinger og beregninger viser at planlagte utgraving for ny veg i utgangspunktet har tilstrekkelig sikkerhet med åpen graveskråning. For utgraving av tunnelportal og forskjæring er det nødvendig å bruke jordnagler for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet.

Stabiliteten av løsmassene over planlagt løsmasseskjæring er følsom for eventuell poretrykkoppbygning, det vurderes derfor nødvendig å gjøre tiltak for å unngå/ redusere eventuell poretrykksoppbygning. Innledende hydrogeologiske beregninger og vurderinger viser at det er nødvendig å etablere boret horisontal drenering kombinert med å bygge overflatedrenering for å unngå for kritisk poretrykksoppbygging i løsmassene over ny veg, i området inn mot planlagt tunnelportalen

Planlagt deponi på Heilevang kan etableres med fronthelning 1:2, avhengig av deponeringsmassene.

Kategorisering

Geoteknisk kategori: 2 (Åpen graveskråning)/3(Jordnaglekonstruksjon og natursteinsmur)
Konsekvensklasse:RC22 (Åpen graveskråning)/RC3(Jordnaglekonstruksjon og natursteinsmur)
Pålitelighetsklasse:CC2 (Åpen graveskråning)/CC3(Jordnaglekonstruksjon og natursteinsmur)
Prosjekterings- og utførelseskontrollklasse: PKK2 og UKK2 / PKK3 og UKK3

Innholdsfortegnelse

1 Innledning	5
2 Gyldighet	5
3 Beskrivelse av veglinja og terrenget	5
3.1 Tiltaket.....	5
3.2 Terreng	5
3.3 Terrenget.....	7
4 Grunnforhold	7
4.1 Grunnundersøkelser	7
4.2 Berg og bergforløp.....	7
4.3 Løsmasser	9
4.4 Grunnvann	11
5 Regelverk, laster og faktorer	13
5.1 Standarder.....	13
5.2 Partialfaktor	13
5.3 NVEs kvikkleireveileder 1/2019	14
5.4 Laster	14
5.5 Seismiske laster	15
6 Geotekniske vurderinger	15
6.1 Stabiliteten av løsmasseskjæring Heilevang	15
6.1.1 Materialparametere	15
6.1.2 Lagdeling og bergoverflate	18
6.1.3 Grunnvannstand	19
6.1.4 Beregningsresultat	19
6.1.5 Oppsummering stabilitet løsmasseskjæring	21
6.2 Skredsikring.....	22
6.3 Støttemur.....	22
6.4 Planlagte deponier Heilevang	22
6.5 Områdestabilitet revidert omkjøringsveg.....	23
Referanser	25

Tegning

Tegning V100 - Situasjonsplan
Tegning V200 - Lagdeling snitt 1
Tegning V201 - Lagdeling snitt 2
Tegning V300 - Stabilitetsberegning snitt 1 - Åpen graveskråning
Tegning V301 - Stabilitetsberegning snitt 1 - Jordnagler
Tegning V302 - Stabilitetsberegning snitt 2 - Åpen graveskråning
Tegning V303 - Stabilitetsberegning snitt 2 – Endelig situasjon uten poretrykksoppbygning
Tegning V304 - Stabilitetsberegning snitt 2 – Endelig situasjon med poretrykksoppbygning og horisontal drenering

Vedlegg

- 1) Tolket treaksialforsøk
- 2) Sammenstilling av kornfordelingskurver
- 3) Poretrykksavlesning pkt. 29 og 108
- 4) Hydrogeologiske vurderinger

Foreliggende rapport er utarbeidet av ERA Geo AS, som har opphavsrett til hele og deler av rapporten. Rapporten er utarbeidet for gitt prosjekt basert på en konkret problemstilling. Geoteknikere fra andre selskaper og andre som evt. bruker rapporten videre må være kritisk til innholdet og står selv ansvarlig for egne vurderinger. Rapporten kan ikke endres uten vårt samtykke.

1 Innledning

Vestland fylkeskommune planlegger å bygge tunnel mellom Heilevang og Hestvika. Asplan Viak har tidligere utført vurderinger til reguleringsplan (1). Etter supplerende grunnundersøkelser er veglinja endret inn mot tunnelportalen ved Heilevang. ERA Geo har vært engasjert for å administrere og følge opp supplerende grunnundersøkelser, samt gjøre geotekniske vurderinger av endret veglinje. Det er også gjort vurderinger av planlagt deponi ved Heilevang.

Denne rapporten er tenkt brukt som del av konkurransegrunnlag og skal erstatte de tidligere geotekniske vurderingene for området rundt og inn mot tunnelportalen ved Heilevang.

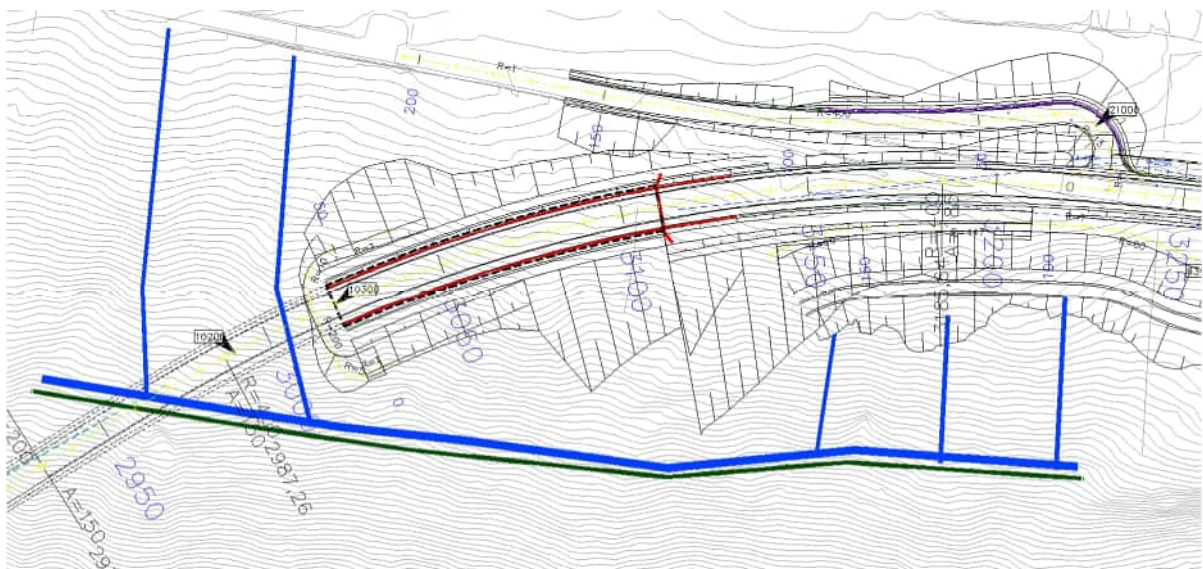
2 Gyldighet

Vurderingene i denne rapport skal erstatte kapittel 6.5 i Asplan Viak sin vurderingsrapport (1), samt øvrige geotekniske vurderingene som angår profil 2950-3250.

3 Beskrivelse av veglinja og terrenget

3.1 Tiltaket

Det er planlagt tunnelpåhugg ved profil 3020. Fra profil 3020 til 3110 er det tenkte tunnelportal bygget som cut-and-cover tunnel. Fra profil 3110 og østover er det planlagt utgraving med åpen graveskråning og tilbakefylling mot natursteinsmur ned mot veien vegen. Oppstøttingshøyden på natursteinmuren er opptil 12 meter. På oppsiden av veg skal det etableres skredsikring. Fra ca. profil 3140 og østover er det planlagt å etablere en skredvoll. Fra profil 3140 og vestover er fanggjerd planlagt brukt som permanent skredsikring. Vurderingene i denne rapporten basere seg på veg-geometrien slik den forelå 24.10.2024, se Figur 1.



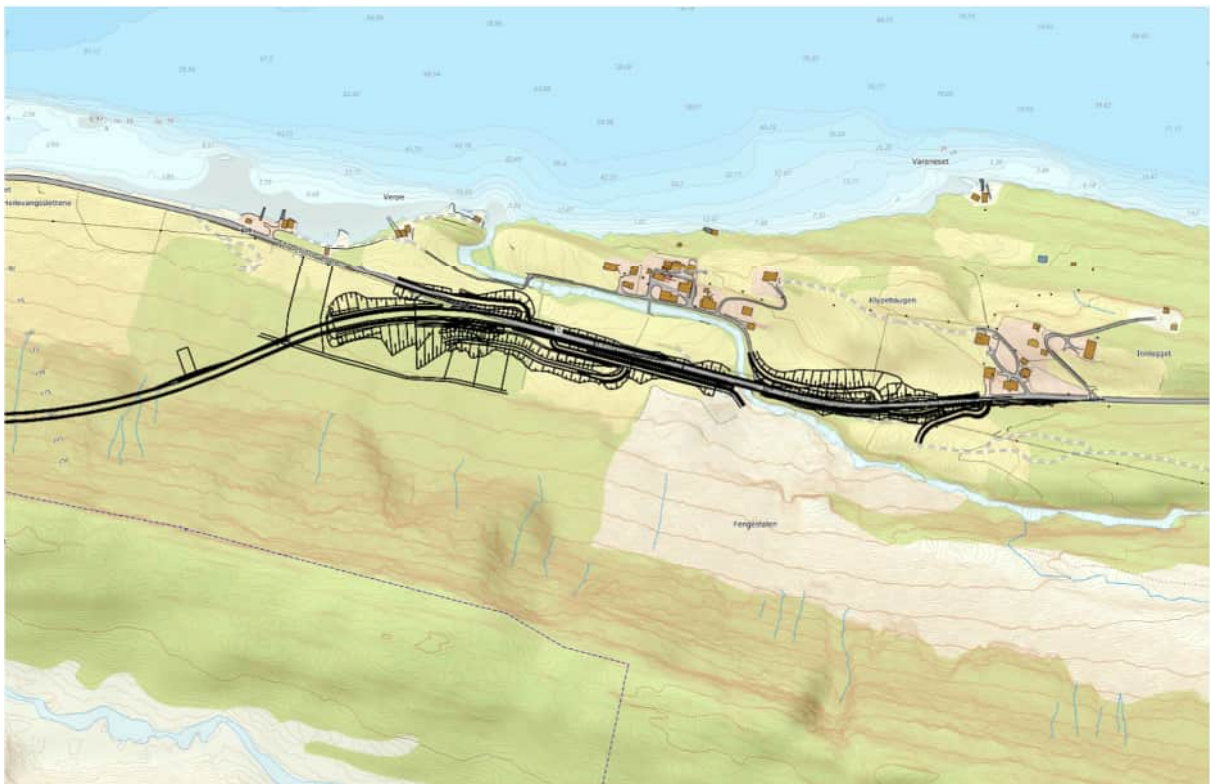
Figur 1 Løsmasseskjæring mot tunnelpåhugg ved Heilevang fra veggeometri 24.10.24. Planlagt fanggjerd og tilhørende fanggrøft er markert med blått

3.2 Terreng

Figur 2 og Figur 3 viser plasseringen av det aktuelle området både i skyggerelieff og med topografisk kart.



Figur 2 Topografisk kart med skyggerelieff (NVE, 12.07.2024)



Figur 3 Beskrivende bilde av tiltaket med veg-geometri datert 24.10.24. Bakgrunnskart er fra Kartverket

3.3 Terrenget

Den planlagte vegen på Heilevang følger i stor grad eksisterende veg før den skjærer seg inn i det relativt bratte terrenget.

Terrenget over dagens veg er stiger mot sør og blir brattere jo høyere opp i skråningen man kommer. Rett på oppsiden av dagens veg ligger terrenget med helning mellom ca. 1:2 - 1:3. Opp mot bergveggen blir terrenget av løsmassene så bratt som 1:1,3. Det er funnet en antatt bergrygg som ligger med liten løsmassetykkelse, som går parallelt med dagens veg. Terrenget over denne bergryggen er mellom 1:1,8 og 1:1,3 i mellom 60 til 90 meters høyde, fra ca. kt.+ 35-40 opp til kt. +100 til +130.

Terrenget på nedsiden av eksisterende veg er relativt slakt med dyrka mark mellom vegen og Heilevangselva og fjorden.

4 Grunnforhold

4.1 Grunnundersøkelser

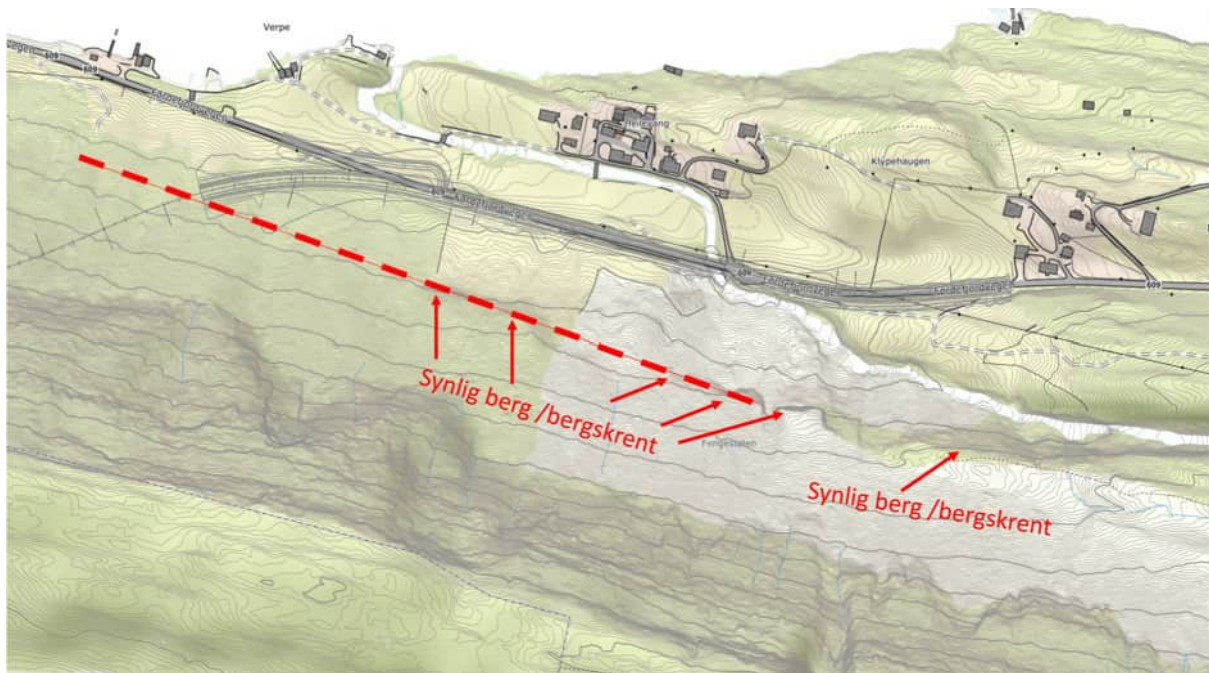
Det er utført grunnundersøker i to omganger. Tidligere grunnundersøkelser er rapportert i rapport 621973-12 GEO/01 av Asplan Viak, datert 3.05.21 (2). Det gjøres oppmerksom på at veglinjen og profilene som er tegnet i den rapporten er utdatert.

ERA Geo og Lingen Grunnboring utførte en ny runde med grunnundersøkelser vår/sommeren 2024. Disse undersøkelsene er rapportert i rapport 24035 RIG03 (3). På grunn av det krevende terrenget ble det benyttet en Menzi Muck for å utføre de fleste grunnundersøkelsene. I de øverste posisjonene var det så krevende fremkommelighet at det kun var mulig å utføre prøvegraving, da Menzi Mucken var avhengig av å bruke graveskuffa for å komme seg opp i terrenget.

4.2 Berg og bergforløp

Kombinasjonene av faste løsmasser og svakt berg gjør det vanskelig å nøyaktig fastsette overgangen til berg. Til og med under prøvegraving var det vanskelig å fastsette overgangen mellom de faste løsmassene og bergoverflaten.

Utførte grunnundersøkelser, observert berg og omkringliggende topografi tyder på at det er en langsgående bergrygg, med liten løsmassetykkelse, som går parallelt med dagens veg. Figur 4 viser plasseringen av denne antatte bergryggen. Langs denne linjen er det ved prøvegraving påtruffet antatt berg i 6 av 8 posisjoner.



Figur 4 Skisse av kartlagt antatt bergrygg med «liten» løsmassetykkelse stiplet med rødt

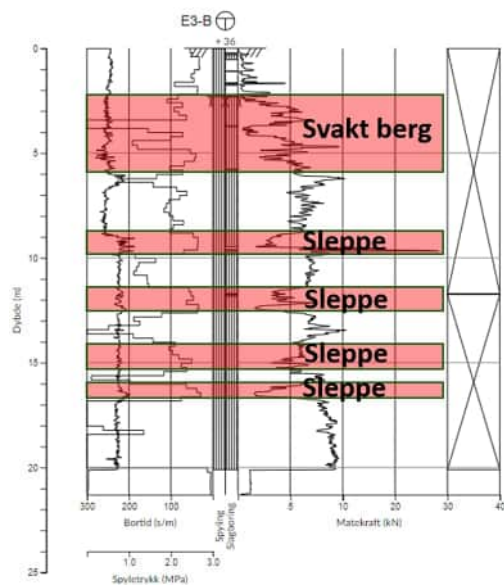
Der det var praktisk gjennomførbart ble en større del av den antatte bergoverflaten blottlagt for å forsikre at antatt berg ikke ble forvekslet med store blokker. Spesielt i punkt E3, E48 og E6 ble en større del av bergoverflaten blottlagt.

På et parti langs den antatte bergryggen tyder utførte totalsonderinger på at det er en terrengformasjon/dyprenne med noe større løsmassetykkelse. Dette underbygges også av utført seismikk, som antyder dypere til berg i det samme området.

Generelt legges det liten vekt på de utførte seismiske feltforsøkene, da det er stor mismatch mellom utført geotekniske feltundersøkelser/prøvegravinger og tolket lagdeling og bergoverflate fra seismikken. Seismiske feltundersøkelser antas generelt å være uegnet til å tolke løsmassetykkelsen her da fasthetsforskjellen mellom de faste løsmassene og det dårlige berget er liten.

Stedvis var fastheten til berget så lav at det under prøvegraving var vanskelig å identifisere overgangen mellom løsmassene og berg.

I posisjon E03 ble det utført håndholdt boring i den antatte bergoverflaten. Fra 0 - 1,5 meter var det stor boremostand, før det ble påtruffet 1,2 meter med liten motstand, før det ble boret 0,3 meter med stor mostand. Fra 1,5 meter dybde til 2,7 meter er det antatt at det ble boret i en sleppe i berget. Utstyret hadde ikke mulighet til å bore dypere enn 3 meter. Utført totalsondering i punkt E3-B viser eksempel på totalsondering i det som antas å være svakt berg med slepper ned til ca. 15 meter under antatt bergnivå. Det bemerkes at bergnivå i dette punktet er justert av geotekniker, i felt tolket boreleder bergnivå å ligge på 12 meters dyp.



Figur 5 Totalsondering i punkt E3-B med tolkning av antatt dårlig berg og slepper, samt bilde av boring med antatt berg

Boringer utført på nedsiden av den antatte bergryggen viser at berget faller raskt av mot nord, hvilket som stemmer godt med de synlige bergskrentene østover.

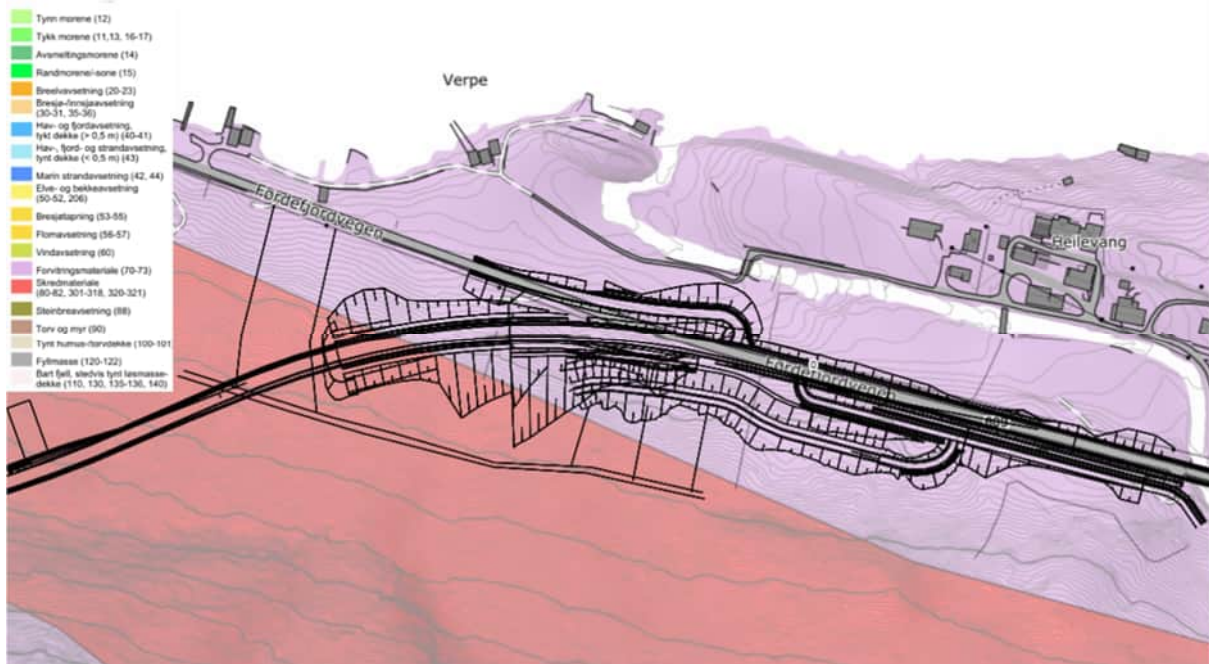
På grunn av det krevende terrenget var det ikke mulig å bore høyere opp enn den antatte langsgående bergryggen. Over dette er bergforløpet fra utført seismikk lagt til grunn. Utført seismikk antyder at løsmassetykkelse over kan være opptil 15 meter tykt. Dette vurderes som en konservativ betraktning når stabiliteten av overliggende terreng skal beregnes. Høyere opp reiser bergveggen seg opp fra løsmassene mellom kotehøyde +100 og +130.

Ingeniørgeolog har gjort en vurdering/oppsummering av bergkvaliteten ved planlagt påhugg. Disse vurderingene er angitt i notat 24430-02-1 av SKRED datert 28.08.2024 (4).

Vedrørende bergmodellen som er generert fra utførte boringer må det stedvis påregnes vesentlige avvik, som følge av det bratte kuperte berget, avstanden mellom borepunktene og utfordringen med å tolke bergnivå fra de utførte boringene.

4.3 Løsmasser

På kvartærgeologisk kart er løsmassene kartlagt som skredmateriale og forvittringsmateriale.



Figur 6 Løsmassekart (NGU, 29.10.2024)

Prøvegravinger utført ved den antatte langsgående bergryggen viser generelt et lag med mer enn 50% stein og blokk. Restandelen av løsmassene, altså den delen av løsmassene som er mindre enn 63mm, er definert som humusholdig sandig silt. Disse massene antas å være rasmasser og hadde en tydelig brun farge under prøvegravningene. I et par av punktene er restandelen i rasmassene også klassifisert som humusholdig grusing, sandig silt.

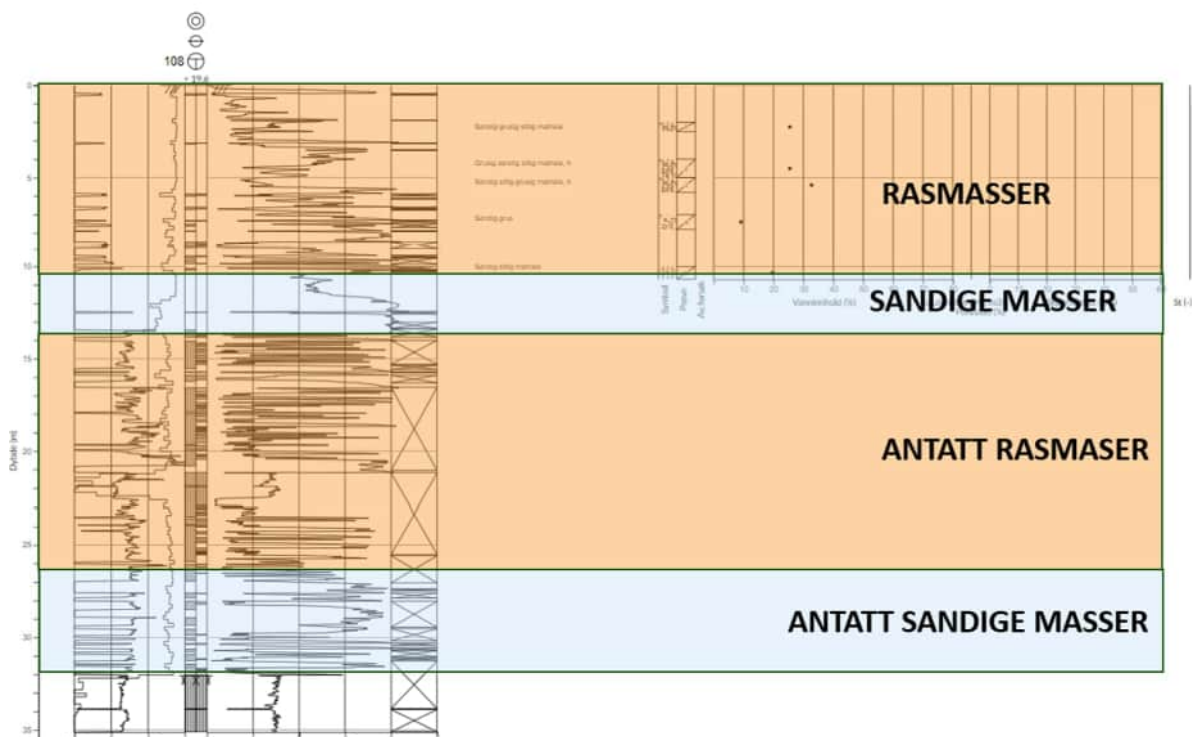


Figur 7 Bilde fra prøvegravning i pkt. E17 (tv) og E47 (th) som viser mer enn 50% innhold av stein og blokk.

Dette laget med rasmasser er også funnet videre nedover skråningen og påvist ved kornfordelingskurve i borpunkt E17 og E52.

I enkelte av prøvegravingspunktene ble det påtruffet et fastere og gråere lag under rasmassene. Kornfordelingsanalyser viser at dette laget defineres som humusholdig grus, grusig sandig siltig materiale og humusholdig grusig sandig siltig materiale. Dette laget antas å være morenemasser og vil derfor videre i rapporten omtales som morene.

Grunnundersøkelser som er utført lavere i terrenget viser at grunnen er mer lagdelt. Bopunkt 108 er et godt eksempel på lagdelingen lavere i terrenget. Prøvegraving i nærliggende punkt E17 viser at det er rasmasser i toppen av boringen. Totalsonderingen antyder et parti med lavere boremotstand som ved prøvetaking i 108 er påvist å være sandig siltig materiale, dette samsvarer med prøve tatt i pkt. E45 som viser siltig sand i tilsvarende høyde. Under dette laget er det høy boremotstand ned til ca. 26,5 m dybde. Dette laget antas å bestå av et nytt lag med rasmasser. Under det nederste laget med antatte rasmasser er det lavere boremotstand ned til berg på 32 m under terreng. Dette nederste laget antas å bestå av sandige masser.



Figur 8 Totalsondering 108 med tolket lagdeling

Ned mot eksisterende veg og videre mot sjøen blir lagene av rasmasser tynnere og forsvinner helt. I tidligere boringer er det også påtruffet kvikkleire i boringene som er utført på nedsiden av eksisterende veg.

4.4 Grunnvann

Det er installert elektriske piezometere i pkt. 29 og 108, samt etablert grunnvannsbrønner i pkt. E45 og E46. Vedlegg 3 viser avlesningen av poretrykksmålerne i pkt. 29 og 108.

Det virker som om det er noe galt med det elektriske piezometeret i pkt. 29, da den kun har målinger for 7 datoer. Piezometeret i pkt. 29 ligger imidlertid 100 vest for revidert veglinje og anses som mindre interessant enn de øvrige målingene.

Det ble installert grunnvannsbrønn i pkt. E45 og E46, i utgangspunktet for å kontrollere grunnvannstanden fra piezometer 108, samt gjøre pumpeforsøk for å finne permeabiliteten til løsmassene.

Tabell 1 Målt grunnvannstand

Pkt.	Poretrykk	Grunnvannstand dybde [m]	Grunnvannstand kote
108	54kPa	9,6*	+10,0*
E45	-	8,7	+9,8
E46	-	8,0	+5,4

*Grunnvannstanden er beregnet under antagelsen om hydrostatisk poretrykksutvikling

Rasmassene i prøvegroperne oppe langs den antatte bergryggen fremsto generelt tørre, med unntak av bunnen i pkt. E4 hvor det i felt ble angitt at «prøve virker å være vannmettet». Det ble imidlertid ikke observert innsig av vann i denne prøvegrope.

I punkt E47 kom det rennende vann inn i prøvegrope langs bergoverflaten, eller fra en sleppe i berget. Vannet ble ikke værende eller samlet seg ikke i den utgravde grope, men rant videre ut gjennom bunnen av grope. I pkt. E13 ble det også observert fuktige, grusige løsmasser i et tynt sjikt rett over bergoverflaten.

I pkt. E58 og E61 ble det observert innsig av vann i overgangen ned mot den underliggende morena. Vanninnholdet i prøvene fra morena i pkt. E58 og E61 er ca. 12 og 11%.

Det bemerkes at prøvegroperne ble gravd i periode med lite nedbør.

I pkt. E6 ble det gjort observasjon av vannstrømningen inn i grope i en periode med mye nedbør. Det fremstod da som at vannet primært rant langs terrengoverflaten og ned i grope. Det var ingen synlig vannføring i løsmassene i gravekanten til prøvegrope, men det ble observert rennende vann langs bergoverflaten inn i prøvegrope.

Det er utført pumpeforsøk i brønn P45 og P46, samt supplerende slug- test i pkt. P46 for å estimere permeabiliteten til løsmassene. Tolkninger av disse forsøkene er beskrevet i vedlegg 4. Permeabiliteten av løsmassene under grunnvannstand er fra pumpeforsøk i pkt. P46 estimert til å ligge mellom $k = 1,62 \times 10^{-5}$ til $8,10 \times 10^{-6}$. Dette samsvarer med resultatene fra den forenklete testmetoden «slug-test». Fra pumeforsøk i pkt. P46 ble permeabiliteten tolket til å være $4,36 \times 10^{-6}$. Det gjøres oppmerksom på at disse resultatene eventuelt må brukes med aktsomhet.

5 Regelverk, laster og faktorer

5.1 Standarder

Ny veg skal prosjekteres i henhold til vegnormalen N200 (5), som viser henviser videre til Eurokode 0, Eurokode 7, Håndbok N-V220 og Håndbok V221 for geoteknisk prosjektering.

I samsvar med gjeldende regelverk plasseres tiltaket i følgende kategorier:

- Pålitelighetsklasse 2 og 3
- Prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK2/UKK2 (Åpen utgraving)
- Prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK3/UKK3 (Jordnaglekonstruksjon og natursteinsmur)
- Geoteknisk kategori 2 (Åpen utgraving)
- Geotekniske kategori 3 (Jordnaglekonstruksjon og natursteinsmur)

Asplan Viak har generelt plassert prosjektet i pålitelighetsklasse CC2, dette pga. lav ÅDT og lav konsekvens ved brudd. Tidligere var det imidlertid også vurdert at forskjæringen og området rundt tunnelportalen ved Heilevang burde plasseres i CC3/RC3. Nå som det er utført supplerende grunnundersøkelser, og grunnforholdene er bedre kjent, vurderer ERA Geo at pålitelighetsklasse CC2/RC2 også burde være dekkende for løsmasseskjæringen inn mot tunnelportalen ved Heilevang. Dette forutsetter at løsmasseskjæringen ikke utføres som en jordnaglekonstruksjon med helning 1:1 eller brattere og konstruksjonshøyde ≥ 5 m. Det er i pkt. 5.9 N200 (5) angitt at slike armert jord-konstruksjoner alltid skal kategoriseres til geotekniske kategori 3 og pålitelighetsklasse 3. Med opptil 12 meter høy oppstøttingshøyde og hellende terreng bak planlagt natursteinsmur, vurderes også denne å kategoriseres til geoteknisk kategori 3 og pålitelighetsklasse 3.

Det gjøres også oppmerksom på at murer over 5 meter skal iht. N200 pkt. 5.1.1-2 prosjekteres og kontrolleres i henhold til N400 (6). kontrolleres i tråd med håndbok N400.

Videre begrunnelse for valgte kategorier og henvisning til relatert regelverk er gitt i vedlegg.

5.2 Partialfaktor

Håndbok N200 (5) gir krav til partialfaktor for lokalstabilitet ved konsekvensklasse og materialets bruddoppførsel. Kravene er gitt i Tabell 1.4.2-1 for effektivspenningsanalyser og i Tabell 1.4.2-2. For stabiliteten av overliggende terreng er ikke totalspenningsanalyser relevant, da det vurderes at materialet ikke har en udrenert materialoppførsel.

Tabell 2 Partialfaktorer for $\gamma_{M,\phi}$ og $\gamma_{M,c}$ ved effektivspenningsanalyser (5)

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

For stabiliteten av løsmasseskjæringen uten jordnagler eller med slakere helning enn 1:1, er krav til sikkerhet $F_{c\phi} \geq 1,3$, da utførte treaksialforsøk viser at massene har en dilatant bruddoppførsel.

For jordnagle-konstruksjoner med helning 1:1 eller større og høyde større enn 5 meter er krav til sikkerhet $F_{c\phi} \geq 1,4$ da en slik konstruksjoner plasseres i høyere pålitelighetsklasse. Planlagt natursteinsmur vil også har krav til sikkerhet $F_{c\phi} \geq 1,4$, da denne også er i pålitelighetsklasse 3 på grunn av dens store høyde.

I punkt 1.4.1 i N200 er det angitt at «I grunnforhold med nøytral eller seig bruddoppførsel er det tilstrekkelig å vurdere lokalstabiliteten.». Videre er det i avsnitt 1.4.2 spesifisert:

«Lokalstabilitet er betegnelsen på en lokalt avgrenset stabilitetstilstand med mulighet for brudd (utglidning) i grunnen. Bruddet begrenses til det lokale påvirkningsområdet for spenningsendringen som har oppstått i skråningen. Typiske eksempler er lokalt grunnbrudd under fylling eller fundament, lokal utglidning ved graving i skråning i byggegrop eller i skjæring (stabilitetsbrudd), eller lokal utglidning i naturlig skråning som følge av poretrykksendring eller erosjon.»

Dette forstås slik at skjærsirkler som berører tiltakene i skråningen (utgraving, eventuelt jordnagler etc.) må ha sikkerhet iht. tabell 1.4.2-1, mens det tillates at stabiliteten av terrenget og sikkerheten av skjærsirkler som ikke berøres av tiltakene kan være lavere.

5.3 NVEs kvikkleireveileder 1/2019

På nedsiden av eksisterende veg er det utredet en kvikkleiresone av Asplan Viak i den geotekniske rapporten til reguleringsplan (1). Kvikkleireforekomsten er avgrenset til å ligge på nedsiden av eksisterende veg.

I utført kvikkleireutredningen ble det gjort vurdering av stabiliteten til planlagt avkjøringsveg fra ny veg ned til eksisterende veg mot vest.

Som følge av at veglinjen er endret, er også avkjøringsvegen blitt noe endret.

I kap 6.5. er det gjort vurdering av hvordan den endrede veggeometrien påvirker områdestabiliteten.

5.4 Laster

Det er ikke inkludert terrenglast fra snø på stabilitetsanalysene, da det i Håndbok N-V220 er angitt at det vanligvis ikke medregnes snølast. Det er imidlertid gjort kontrollberegninger, hvor det er modellert terrenglast på terrenget over utgravingene (laste bare på ugunstig posisjon). Disse beregningene viser at terrenglast har liten påvirkning på stabiliteten.

Skredlaster på fanggjerd er ikke inkludert i stabilitetsvurderingene. Om nødvendig kan det vurderes om fanggjerd må forankres i berg, eller at horisontale laster tas med jordnagler. Ved detaljprosjektering bør det også gjøres en vurdering rundt krav til sikkerhet når skredlaster inkluderes i stabilitetsberegningene.

Ved stabilitetsberegning brukes det trafikklast lik 15kPa, med lastfaktor 1,3 på den planlagte vegen.

5.5 Seismiske laster

I følge Eurokode 8-5 (7) skal skråningsstabiliteten i jordskjelvsituasjon i utgangspunktet undersøkes når et byggverk oppføres på, eller ligger i nærheten av en skråning og kan treffes av skredmasser. Planlagt støttemur gjør det derfor i utgangspunktet nødvendig å vurdere jordskjelvslaster.

I henhold til tabell NA.4(902) vurderes det imidlertid at planlagt natursteinsmur kan kategoriseres til seismisk klasse I. Høyden på muren taler for at tørrmuren kunne kategorisert til seismisk klasse II, men med lav ÅDT på nedsiden av muren og omkjøringsmuligheter er det i samråd med Vestland fylkeskommune vurdert at seismisk klasse I er riktig klasse.

Med planlagt natursteinsmur i seismisk klasse I, er det iht. punkt NA.3.2.1(5) Eurokode 8-1 (8) ikke krav om å påvise motstand mot seismisk påvirkning. Planlagt støttemur vurderes med andre ord å ha utelatelse for jordskjelvdimensjonering, det er derfor ikke regnet med seismiske laster på skråningen.

6 Geotekniske vurderinger

Det er i denne rapporten gjort geotekniske vurderinger av følgende geotekniske forhold:

- Stabiliteten av løsmasseskjæringen inn mot tunnelpåhugg og tunnelportal
- Planlagte deponier på Heilevang
- Områdestabiliteten til avkjøringsvegens reviderte veglinje

6.1 Stabiliteten av løsmasseskjæring Heilevang

Det er utført stabilitetsberegning i to snitt, se tegning V100 for plassering. Ett snitt går gjennom profil 3090 og vinkelrett på overliggende terreng, det andre snittet går gjennom profil 3120 og vinkelrett på overliggende terreng. Snittet som går gjennom profil 3090 omtales heretter som **snitt 1**, mens snittet som går gjennom profil 3120 omtales heretter som **snitt 2**.

I snitt 1 er det tenkte en midlertidig utgraving med tilbakefylling mot tunnelprotalen. I snitt 2 er både utgravingsfasen med åpen graveskråning samt endelig situasjon oppfylling bak planlagt støttemur beregnet. Det er ikke gjort vurderinger av støttemurens bæreevne og heller ikke modellert ekstra attraksjon fra støttemurens front.

6.1.1 Materialparametere

6.1.1.1 Tolkning av treksialforsøk

Det har blitt utført treksialforsøk på forstyrret prøvemateriale fra 4 ulike gravegroper.

Under prøvegraving ble det vurdert at innholdet av stein og blokk i de ulike prøvegroperne var større enn 50%. Treksial forsøkene har følgelig blitt utført på den fineste 50% av løsmassene fra fraksjonen som er fin nok til å bli bygd inn i et konvensjonelt 54 mm treksapparat.

I prøvegrop E17 lyktes det å grave ut en siltig løsmassebit, hvor tyngdetettheten ble fastsatt på ERA Geo sitt geotekniske laboratorium i Molde. I de øvrige prøvegropene var det ikke mulig å ta ut et uforstyrret løsmamssevolum pga. det høye innholdet av stein og blokk. Prøvene fra disse øvrige punktene ble derfor stampet til varierende tyngdetetthet, for å se hvorvidt løsmassenes styrkeparametere er avhengig av tyngdetettheten.

Tolkning av treaksialforsøkene er vist på vedlegg 1, og resultatene er oppsummert i Tabell 3. Som følge av innholdet av stein og blokk ikke favnes i treaksialforsøkene, er friksjonsvinkelen tolket langs bruddtaket i forsøkene, stort sett ved 2-4% tøyning. Løsmassenes reelle styrke forventes å være høyere enn hva laboratorieundersøkelsene viser, da forklaringseffekten av store stein og blokker ikke kan gjenskapes i labforsøk.

Tabell 3 Utførte treaksialforsøk med forsøksnummer, stampet tyngdetetthet og tolket styrke.

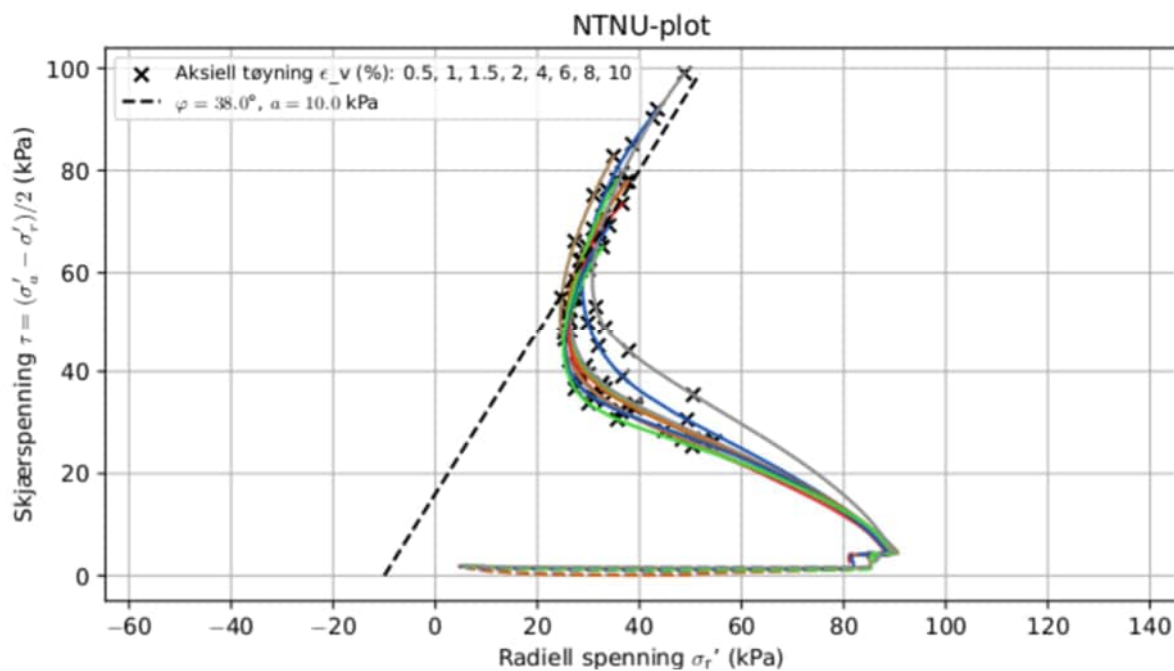
Punkt	Dybde [m]	Løsmasser	Kommentar	Stampet tyngdetetthet [kN/m ³]	Tolkning
E4	0-3	Humusholdig sandig silt		19359 - 21	$\varphi = 40^\circ a = 2\text{kPa}$
				19851 - 18,5	$\varphi = 40^\circ a = 2\text{kPa}$
				19850 - 20	$\varphi = 40^\circ a = 2\text{kPa}$
E58	1,5-2	Humusholdig sandig silt	4% organisk innhold	19663 - 18,0	$\varphi = 38^\circ a = 10\text{kPa}$
				19627 - 19,0	$\varphi = 38^\circ a = 10\text{kPa}$
				19473 - 20,0	$\varphi = 38^\circ a = 10\text{kPa}$
E2	0,8-1	Humusholdig sandig silt		19360 - 18,0	$\varphi = 38^\circ a = 10\text{kPa}$
				19930 - 19,0	$\varphi = 38^\circ a = 10\text{kPa}$
				19931 - 20,0	$\varphi = 38^\circ a = 10\text{kPa}$
E58	3,5-4	Grusig sandig siltig materiale	Kun 1% organiske innhold	19474 - 18,0	-
				19684 - 19,0	$\varphi = 40^\circ a = 15\text{kPa}$
				19685 - 20,0	$\varphi = 40^\circ a = 15\text{kPa}$
				19841 - 21,0	$\varphi = 40^\circ a = 15\text{kPa}$
E18	1-2	Finsandig noe leirig noe grusi silt. (Visuell klassifisering)	Se avsnitt under tabell	19684 - 19,0	$\varphi = 36^\circ a = 8\text{kPa}$

Løsmassene i pkt. E18 var noe annerledes enn i øvrige prøvegravingspunkt. Innholdet av stein og blokk var noe mindre. I de øvrige prøvegravingspunktene har løsmassene også hatt en brunlig farge, mens løsmassene i pkt. E18 var mer grålige. Innholdet av stein og grus i pkt. E18 var imidlertid så stort at det ikke var mulig å finne egnet plass for å presse ned en prøvesylinder. Prøvematerialet som det ble utført treaksialforsøk på, var en fast klump med siltig materiale som ble gravd ut. Klumpen med materiale holdt seg intakt hele veien tilbake til laboratoriet i Molde, hvor tyngdetettheten av løsmasseklumpen ble målt. Klumpen ble så brutt opp og stampet til treaksialforsøk med beregnet tyngdetetthet. På bakgrunn av at løsmasseklumpen ikke smuldret opp under transport, antas det at løsmassenes reelle attraksjon var langt større enn hva treaksialforsøket viser. Det ble gjort forsøk på å gjenskape attraksjonen i løsmassene ved å la traksialforsøket stå med konsolideringsspenningen i 3-4 dager før det ble satt skjær på prøven. På bakgrunn av at løsmassene i prøvegropa var noe

annerledes enn øvrige prøvegravingspunkt, og attraksjonen i løsmassene forventes å være betydelig større enn hva som kan dokumenteres fra utført treaksialforsøk, er ikke forsøket vektlagt i angivelse av styrken til rasmassene. Det kan bør også nevnes at punktet ligger ca. 130 meter vest for den reviderte veglinjen.

Forsøk 19474, hvor morene materiale ble pakke med 18 kN/m^3 tyngdetetthet, viste kontratant bruddoppførsel, med lavere styrkeparametere enn forsøkene stampet til høyere tyngdetetthet. Det krevde veldig lite/løs stamping for å oppnå denne tyngdetettheten (18 kN/m^3), og kontratant oppførsel sammenfaller ikke med observasjoner fra felt hvor dette materiale var meget fast. Resultatet med kontratant brudd vektlegges derfor ikke i videre vurderinger.

Under prøvegravingene fremstod graveskråningene faste og stabile tross nesten vertikal utgraving. Dette tyder på at massene må ha betydelig med attraksjon, trolig både fra forkiling av stein og blokk, samt attraksjon fra de siltige massene. Det vurderes derfor som mest riktig å modellere rasmassene med styrkeparametere $\phi = 38^\circ$, $a = 10 \text{ kPa}$, fremfor høyere friksjonsvinkel og lavere attraksjons som treaksialforsøkene fra punkt E4 antyder.



Figur 9 Samleplott med treaksialtolkning pkt. E2, E4 og E58 (1,5-2 m)

6.1.1.2 Materialparametertabell

Benyttede materialparametere er oppsummert Tabell 4.

Tabell 4: Materialparametere for stabilitetsanalyse

Materiale	Tyngdetetthet(kN/m^3)	Friksjonsvinkel($^\circ$)	Attraksjon(kPa)	Kohesjon(kPa)
Rasmasser	19,5	38	10	7,8
Siltig sand	18	33*	0	0
Siltig leire	18	26*	0	0
Morene	19,5	40	15	12,6

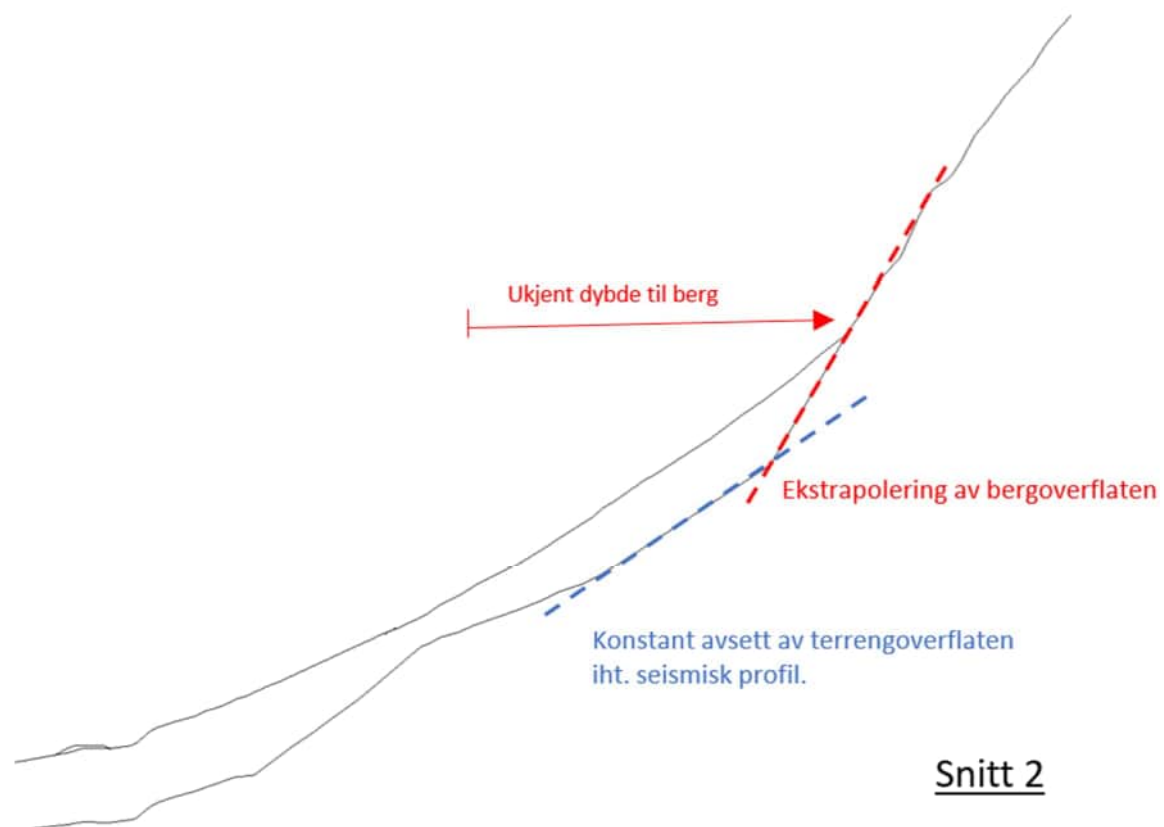
*Erfaringsverdi/V220 (9)

6.1.2 Lagdeling og bergoverflate

Tolket lagdeling til stabilitetsberegningene er vist på tegning V200 og V201. Antatt bergoverflaten er i disse snittene manuelt justert iht. Figur 10 og avviker fra den autogenererte bergmodellen.

Alle massene i terrenget over ny veg er modellert som rasmasser. Dette vurderes å være konservativt da det i en 3 av 8 prøvegravingspunkt langs den antatte bergryggen ble påtruffet morene. En del totalsonderinger antyder også et fastere lag under rasmassene, antatt bestående av morene. Løsmassenes lagdeling under vegen er mindre relevant for stabiliteten opp mot overliggende terreng, men er modellert etter utførte totalsonderinger som antyder lagvis forekomst av rasmasser og sandige masser.

Over den antatte bergryggen er dybden til berg modellert som med et konstant avsett fra terrengoverflaten som tilsvarer en løsmassetykkelse lik 14,5m og en ekstrapolering av helningen til den synlige bergveggen over løsmassene. Løsmassetykkelsen lik 14,5 meter er basert på registret løsmassetykkelse i utført seismisk undersøkelse utført av GeoMap (10). Dette er illustrert i Figur 10. Med bakgrunn i at de seismiske undersøkelsene generelt har overdrevet løsmassetykkelsen, antas dette som en konservativ tilnærming, og det forventes at den reelle løsmassetykkelsen er mindre enn det som er modellert.



Figur 10 Illustrasjon av hva som har vært grunnlaget for å modellere bergoverflaten over utførte grunnundersøkelser.

6.1.3 Grunnvannstand

Utførte stabilitetsberegninger viser at stabiliteten til overliggende terreng er avhengig av eventuell poretrykkoppbygning i løsmassene. Det er for snitt 2, som er representativt for området øst for portalen, utført hydrogeologiske vurderinger rundt potensiell poretrykksoppbygning i løsmassene.

For «normal» situasjon er grunnvannstand vurdert og modellert å ligge under bergoverflaten. Dette med bakgrunn av at rasmassene i prøvegropene langs den antatte bergryggen generelt fremstod som tørr, og det kun ble observert innsig av vann i prøvegropene på overflaten til den underliggende morena, eller bergoverflaten.

Det må samtidig tas med i betraktningene at prøvegropene ble gravd i en tørr periode uten mye nedbør.

Hydrogeolog har derfor utført beregninger og vurderinger om hvordan grunnvannstand kan påvirkes av lengre perioder med kraftig nedbør. Disse vurderingene er presentert i vedlegg 4, og gir grunnlag for ulike poretrykksprofil avhengig av tiltakene som gjøres for å unngå poretrykksoppbygning.

Det er ikke utført beregninger med oppbygging av poretrykk i løsmassene for utgravingsfasen i snitt 2, eller for snitt 1. Dette fordi poretrykksoppbygningen beregnet av hydrogeolog er basert på en konservativ betraktning av mulig poretrykksoppbygning i hele vegens levetid. I anleggsfasen vil det være mulig å unngå personopphold i perioder med mye nedbør, samtidig som det også vil være mulig å etablere et måleprogram for å overvåke eventuell poretrykksoppbygning.

6.1.4 Beregningsresultat

6.1.4.1 Generelt

Generelt viser beregningen i snitt 1 og 2 at stabiliteten av overliggende terreng, som ikke påvirkes av utgravingen beregningsmessig ligger mellom $F_{c\phi} = 1,25 - 1,37$. Stabiliteten blir lavere høyere opp i terrenget, da terrenget blir brattere.

Det bemerkes at det i prøvegravingene langs den antatte bergryggen nær snitt 1 og 2 ikke lyktes å påvise berg ved prøvegraving, og at bergflaten her er interpolert basert på bergdybden i nærliggende undersøkelsespunkt. Det er derfor heftet noe usikkerhet rundt bergdybden langs den antatte bergryggen i disse snittene. Totalsonderinger utført nedenfor i terrenget antyder en formasjon i bergoverflaten hvor berget lokalt ligger dypere. Samtidig antyder prøvegraving i pkt. E58 og E61 at det ligger meget fast morene i denne dypformasjonen, hvilket virker fornuftig fra et kvartærgeologisk ståsted.

Det bemerkes også at det er usikkerheter rundt dybden til berg i terrenget over den antatte bergryggen som er omtalt i kapittel 4.2, og at reel løsmassetykkelse forventes å være noe mindre enn det som er modellert. Mindre løsmassetykkelse vil gi mindre drivende krefter og bedre stabilitet.

6.1.4.2 Snitt 1 (3090)

Stabilitetsberegninger fra snitt 1 er vist på tegning V300 og V301.

Det er utført to beregninger av snitt 1, da utgraving med åpen graveskråning uten tiltak, hadde for lav sikkerhet. Sikkerheten for skjærflata som omfatter hele løsmassevolumet og som følger antatt bergoverflate beregnes til å ha sikkerhet $F_{c\phi} = 1,23$. For å sikre skråningen under den

midlertidige utgraving for portalen kan det benyttes jordnagler forankret i berg. Beregninger på tegning V301 viser at ved bruk av 9 rader med jordnagler (c/c 1 m i planet og 1,5 m avstand nedover fronten) kan sikkerheten av kritisk skjærsirkelen økes til $F_{c\phi} = 1,41$. I de innledende beregningen er det tatt utgangspunkt i bruk av Ischebeck 30/11, med 50mm krone og utvidelsesfaktor lik 1,5 for mørtelkroppen. En jordnaglekonstruksjon kan også utføres med en brattere gravefront. Jordnaglene, senteravstand og utgravingen må detaljeres mer ved detaljprosjektering.

6.1.4.3 Snitt 2 (3120)

Stabilitetsberegning for snitt 2 er vist på tegning V302, V303 og V304.

Tegning V302 viser tilfredsstillende stabilitet for utgraving med åpen graveskråning med helning 1:1,3.

Tegning V303 viser endelig situasjon med tilbakefylling mot tørrmur, uten poretrykksoppbygning. Stabiliteten av hele jordvolumet på oppsiden av vegen beregnes til $F_{c\phi} = 1,36$, som er tilfredsstillende stabilitet ($F_{c\phi} > 1,3$) av skråningen (områdestabilitet). Lokalstabiliteten til støttemuren er beregnet til $F_{c\phi} = 1,56$ som er tilfredsstillende for tørrmuren som har sikkerhetskrav lik $F_{c\phi} = 1,4$ på grunn av at denne kategoriseres som pålitelighetsklasse 3.

Tegning V304 viser endelig situasjon med tilbakefylling mot tørrmur, med teoretisk poretrykksoppbygning forutsatt at det installeres horisontal drenering cc 5meter. Poretrykket er modellert i henhold til figur 5 i hydrogeologisk rapport. Beregning viser at det ikke er tilfredsstillende stabilitet for en situasjon med poretrykksoppbygning i løsmassene. Sikkerheten med poretrykksoppbygning beregnes $F_{c\phi} = 1,2$, mot kravet på $F_{c\phi} = 1,3$. Denne beregningen viser at det er nødvendig med supplerende tiltak mot poretrykksoppbygning i løsmassene. Det vil derfor, i tillegg til å installere horisontal drenering være nødvendig å etablere et dreneringssystem på overflaten, som omtalt i kapittel 3 i det hydrogeologiske notat. Det er av hydrogeolog vurdert at infiltrasjonen forventes redusert med ca.80% når det etableres et dreneringssystem på overflaten. Simuleringer med 80% redusert infiltrasjon kombinert med horisontal drenering viser at dette er tilstrekkelig for å unngå poretrykksoppbygning i løsmassene i terrenget over vegen. Beregningene på tegning V303 anses derfor representativ for situasjon med horisontal drenering og overflatedrenering. Eksempel på overflatedreneringssytem er vist i Figur 11.

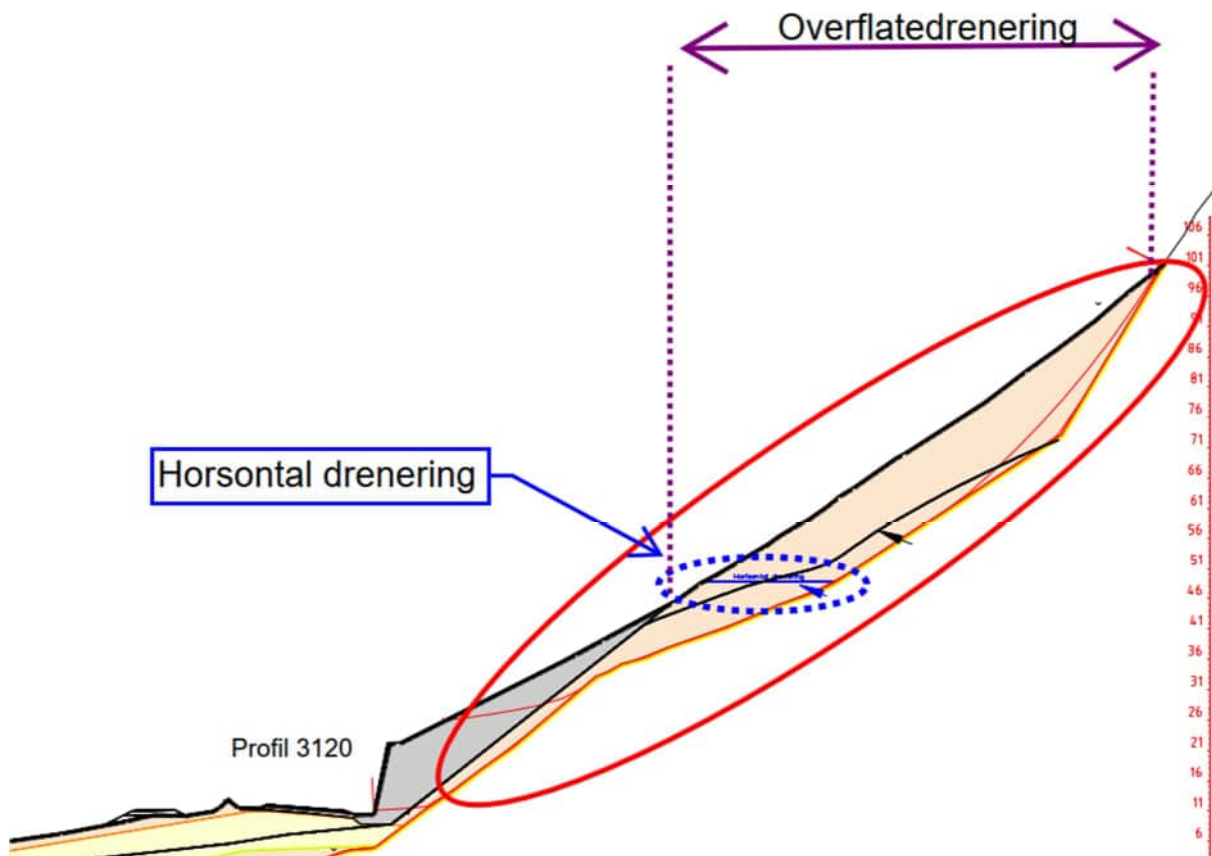


Figur 11 Eksempel på overflatedreneringssystem, hentet fra figur 8 i hydrogeologisk notat vedlegg 4.

6.1.5 Oppsummering stabilitet løsmasseskjæring

Beregning i snitt 1 viser at det vil være nødvendig å bruke jordnagler for å få tilfredsstillende sikkerhet for utgravingen over portalen og påhugget.

Beregninger i snitt 2 viser at utgravingen i utgangspunktet kan utføres med åpen graveskråning. I snitt 2 er graveskråningen tegnet og beregnet til å være 1:1,3, dette for å redusere graveutslaget til utgravingen, mot øst kan trolig graveskråningen reduseres noe, dersom det er ønskelig. Kontrollberegninger i snitt 2 viser at stabiliteten til overliggende løsmassevolum er følsom for poretrykksoppbygning. For å sikre at skråningsstabiliteten i endelig situasjon ikke svekkes av poretrykksoppbygning i løsmassene er det vurdert nødvendig å etablere horisontal drenering kombinert med overflate drenering. Figur 12 viser en skisse som markerer løsmassevolumet som er følsomt for poretrykksoppbygning, samt området hvor det må etableres overflatedrenering og forslag til hvor det kan installeres horisontal drenering.



Figur 12 Skisse som viser løsmassene som er følsomme for poretrykkoppbygning markert med rød sirkel, samt mulig plassering av horisontal drenering og overflate drenering

6.2 Skredsikring

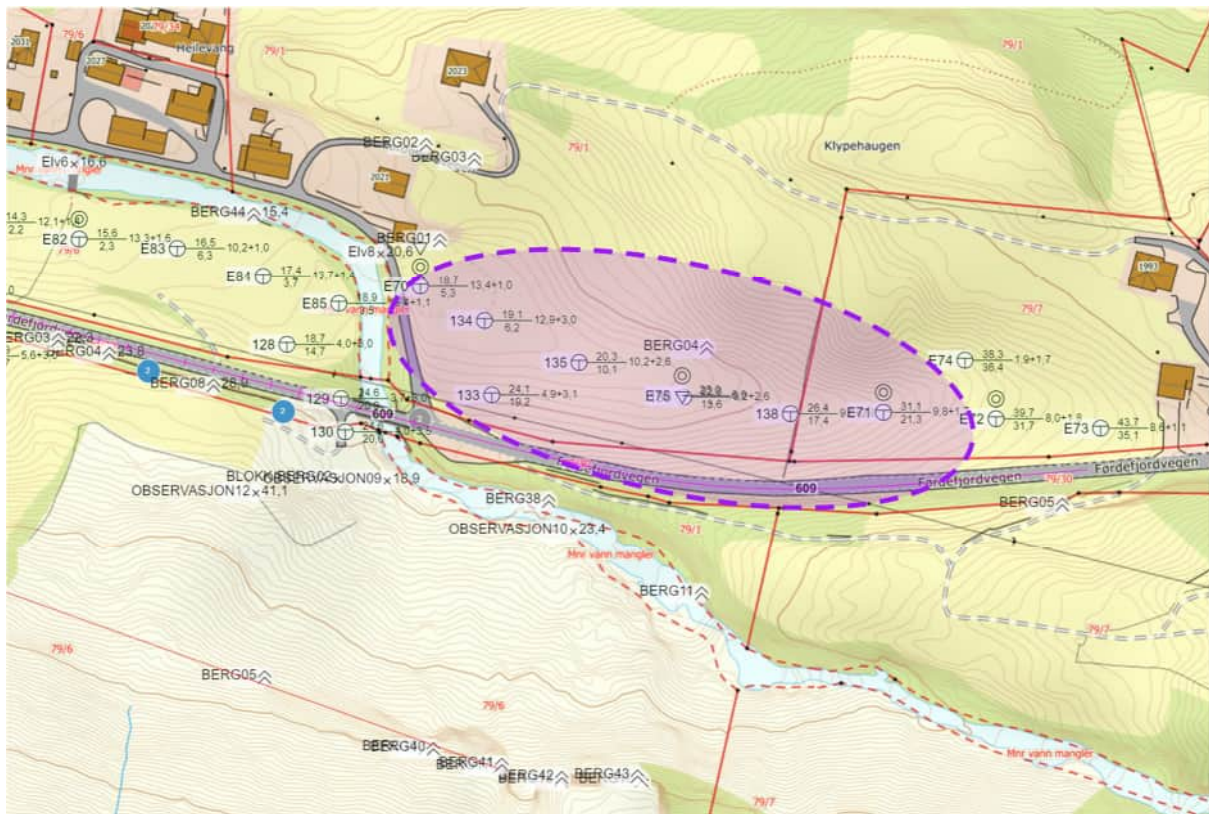
Fra ca. profil 3140 og østover er det planlagt å etablere en skredvoll. Fra profil 3140 og vestover er fanggjerdet planlagt brukt permanent skredsikring. Fra et geoteknisk perspektiv vurderes dette fornuftig, da terrenget mot vest er så bratt at det vil være krevende å etablere en skredvoll.

6.3 Støttemur

Planlagt natursteinsmur øst for portalen er planlagt opptil 12 meter oppstøttingshøyde med påfølgende stigende terreng rett bak muren. Det er ikke gjort vurderinger for disse murene, men på grunn av høyden og terrenget kan det være nødvendig og gunstig å bruke geonett eller jordnagler for å sikre stabilitet av disse murene.

6.4 Planlagte deponier Heilevang

Det er gjort vurdering av deponi på Heilevang. Området nord for Førdefjordvegen og øst for Heilevangselva er tenkt brukt som deponi, se Figur 13.



Figur 13 Planlagt deponiområde på Heilevang

Grunnundersøkelser viser her at grunnen består av humusholdig sandig grusig silt. Undersøkelser viser stedvis meget lav boremotstand ned til ca. 1,5- 2,5 meters dybde, hvilket antyder et tykt topplag av matjord og torv.

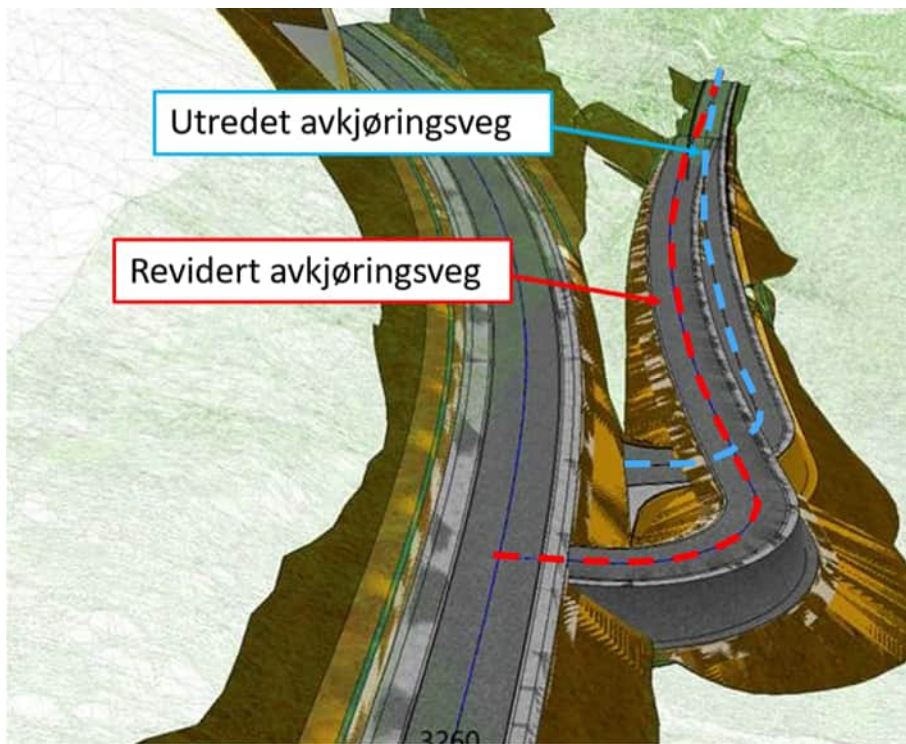
Ved fyllingsfoten, ned mot Heilevangselva mot vest, må matjord og torv fjernes for å gi fyllingsfoten en god fortanning.

Det er gjort konservative beregninger som viser at det kan etableres deponi med helning av fronten 1:2 eller slakere, avhengig av deponimassene. Ved mer detaljerte beregninger i detaljprosjektering med tilhørende føringer for deponiet er det sannsynlig at deponihelningen kan strammes opp noe.

Laget med mat- og vekstjord vil kunne gi setninger på fyllingen dersom det ikke fjernes. Fra et miljøperspektiv anbefales det å grave av og ta vare på dette laget, slik at det senere kan brukes til å reetablere den dyrkede marka.

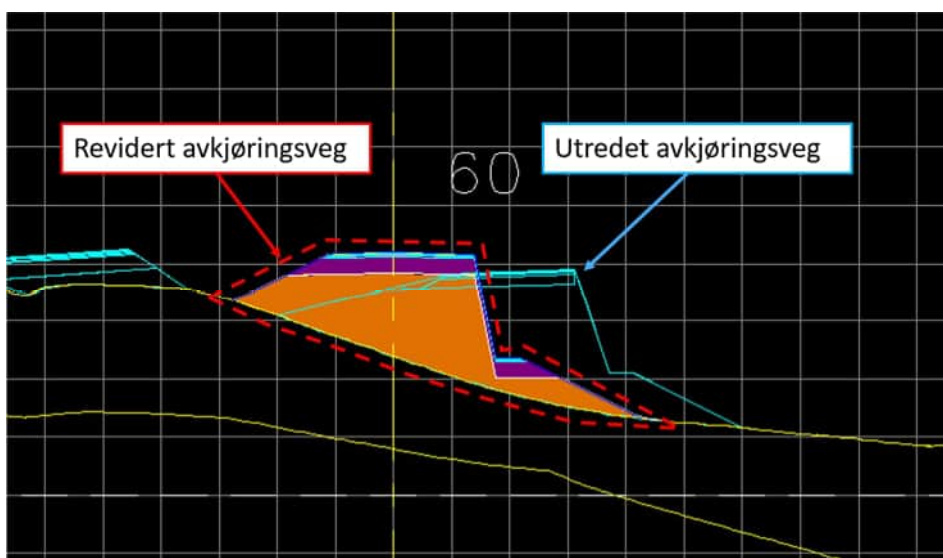
6.5 Områdestabilitet revidert omkjøringsveg

Asplan Viak har tidligere utredet områdestabiliteten til avkjøringsvegen 21 000, som berører kvikkleiresonen 2549 Heilevang (11). Avkjøringsvegen er flyttet noe mot øst i den reviderte veggeometrien, se Figur 14.



Figur 14 Skjermdump som viser gammel og revidert veg-geometri for veglinjen 21 000.

Både utredet (gammel) og revidert avkjøringsveg var/er planlagt med ca. 4,5 meter høy mur på topp av fylling. Figur 15 viser profil av begge veg-geometriene. Det vurderes at det ikke er nødvendig å revidere områdestabilitetsvurderingene til Asplan Viak, da revidert avkjøringsveg er trukket lenger mot sør (inn mot det stigende terrenget i sør). Dette forventes å gi en mer gunstig situasjon enn den som allerede er utredet, da overkant revidert veg kun er 0,7 meter høyere enn den tidligere veglinjen.



Figur 15 Profiltegning av revidert og utredet avkjøringsveg

Referanser

1. **Asplan Viak** . *Fv 609 Hestvika - Heilevang - Geoteknisk vurderingsrapport* . 05.05.2021.
2. —. *Fv 609 Hestvik - Heilevang grunnundersøkingar*. 03.05.21.
3. **ERA GEO AS**. 24035-RG03 - *Fv 609 Heilevang - Geoteknisk datarapport*. 31.10.2024.
4. **SKRED AS**. 24430-02-01 *Ingeiørgeologisk oppsummering av bergkvalitet i påhuggområdet*. 28.08.2024.
5. **Statens vegvesen**. *Vegnormal N200 Vegbygging*. 2024.
6. —. *Håndbok N400 Bruprosjektering*. 2024.
7. **Standard Norge**. *NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold*. 2014.
8. —. *NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. 2014.
9. **Statens vegvesen**. *Veiledning N-V220 Geoteknikk i vegbygging*. 2023.
10. **GeoMap Norge** . *Rapport 241006-1 Fv 609 Heilevang ERT and Refraction seismic*. 31.05.2024.
11. **Asplan Viak** . 621976-13 *Kvikkleirsone Heilevang*. 21.03.2022.
12. **SKRED AS**. 24430-01-1. 30.09.24.

Vedlegg: Kategorisering iht. regelverk

Valg av geoteknisk kategori

Kapittel 2.1 i NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 definerer geoteknisk kategori, som kan benyttes til å fastsette kravene til geoteknisk prosjektering. Ut fra konstruksjonenes kompleksitet og fundamenteringsforhold, samt vurdering av grunnens kompleksitet settes det for dette oppdraget geoteknisk kategori .

Valg av konsekvensklasse

Konsekvensklasse (CC) defineres ut fra kriterier gitt i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, tillegg B.

Valg av pålitelighetsklasse CC/RC

Tabell NA.A1 (901) i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 angir veiledende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler. Det er i tabellen delt opp i pålitelighetsklasse CC/RC for klasse 1 til 4. Pålitelighetsklassen er direkte knyttet opp mot konsekvensklassen (CC).

Valg av prosjekteringskontrollklasse

Avhengig av konstruksjonens eller konstruksjonsdelens pålitelighetsklasse, er krav til prosjekteringskontroll klassifisert som prosjekteringskontrollklasse PKK, angitt i Tabell NA.A1 (902) i NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.

Valg av tiltaksklasse

Tiltaksklasse fastsettes ut fra Tabell 2 i veilederen til Byggesaksforskriften § 9-4. Fastsetting av tiltaksklasse er viktig for at oppgaven skal ansvarsbelegges med rett kompetanse. Ved søknad om tillatelse til tiltak skal forslag på tiltaksklasse angis, men det er kommunen som fastsetter tiltaksklassen.

Kriterier for tiltaksplassering for prosjektering bestemmer tiltaksklasse for prosjektet.

Valg av seismisk grunntype

På grunnlag av avstand til berg og type løsmasse på tomten skal det settes Grunntype etter Tabell NA.3.1 i NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. For dette aktuelle prosjektet settes det generelt seismisk grunntype . For grunntype A-E settes parameterne etter tabell NA.3.3 i NS-EN 1998-1.

For fastsettelse av spissverdien for berggrunnens akselerasjon, agR , benyttes tabell NA.3.2(901 til 911) i NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. For det aktuelle tiltaket er spissverdien for berggrunnens akselerasjon på $0.55m/s^2$.

Det skal ut fra NVE veileder nr. 1-2019 Tabell 3.1 og 3.2 settes tiltakskategori. Denne defineres ut fra påvirkningen tiltaket har på omgivelsene, samt hvilket tiltak det er snakk om, med tanke på menneskelig tilflytning. Tiltakskategorien setter sammen med kvikkleiresonens faregrad før utbygging, hvilke sikkerhetsfaktorer som skal være ivarettatt for områdestabilitet, samt krav til kontrollregime. For dette tiltaket settes det tiltakskategori: og faregrad før utbygging: .



Vi gir deg trygg grunn.

ERA Geo er et uavhengig spesialiselskap innenfor geoteknikk, som jobber aktivt i det geotekniske miljøet. Vi bistår i prosjekter over hele Norge.

ERA Geo AS

era-geo.no

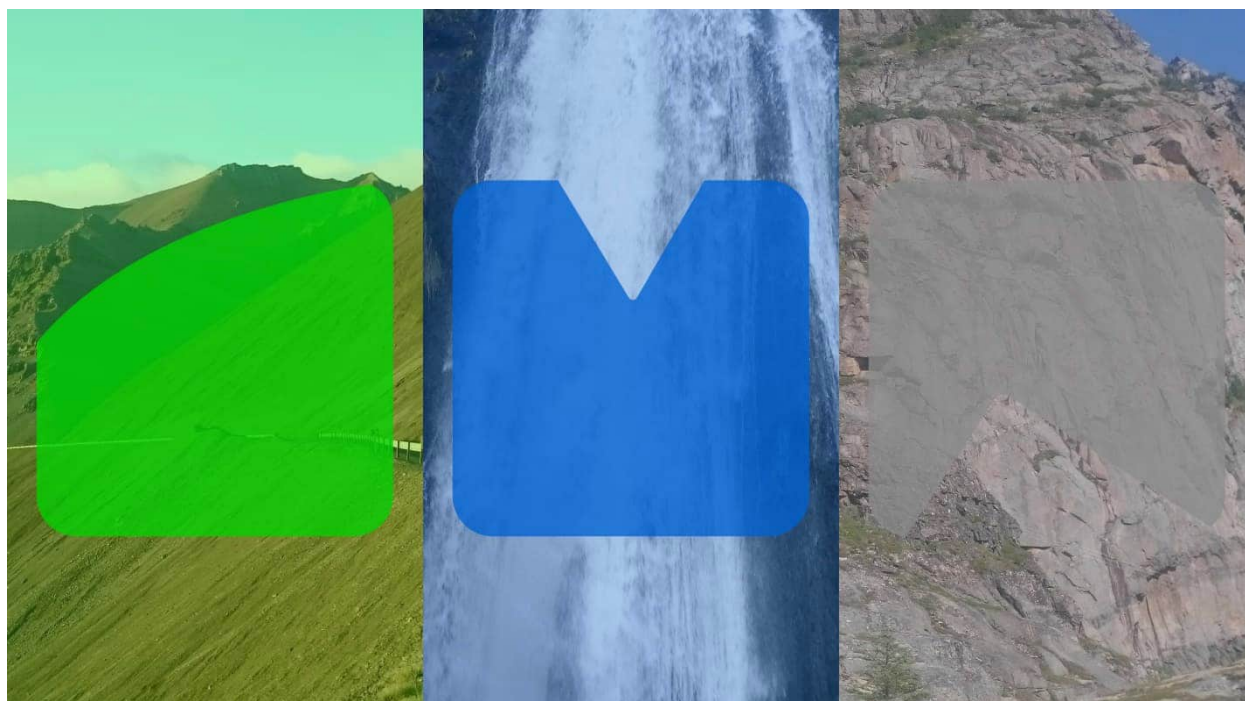
Verftsgata 10

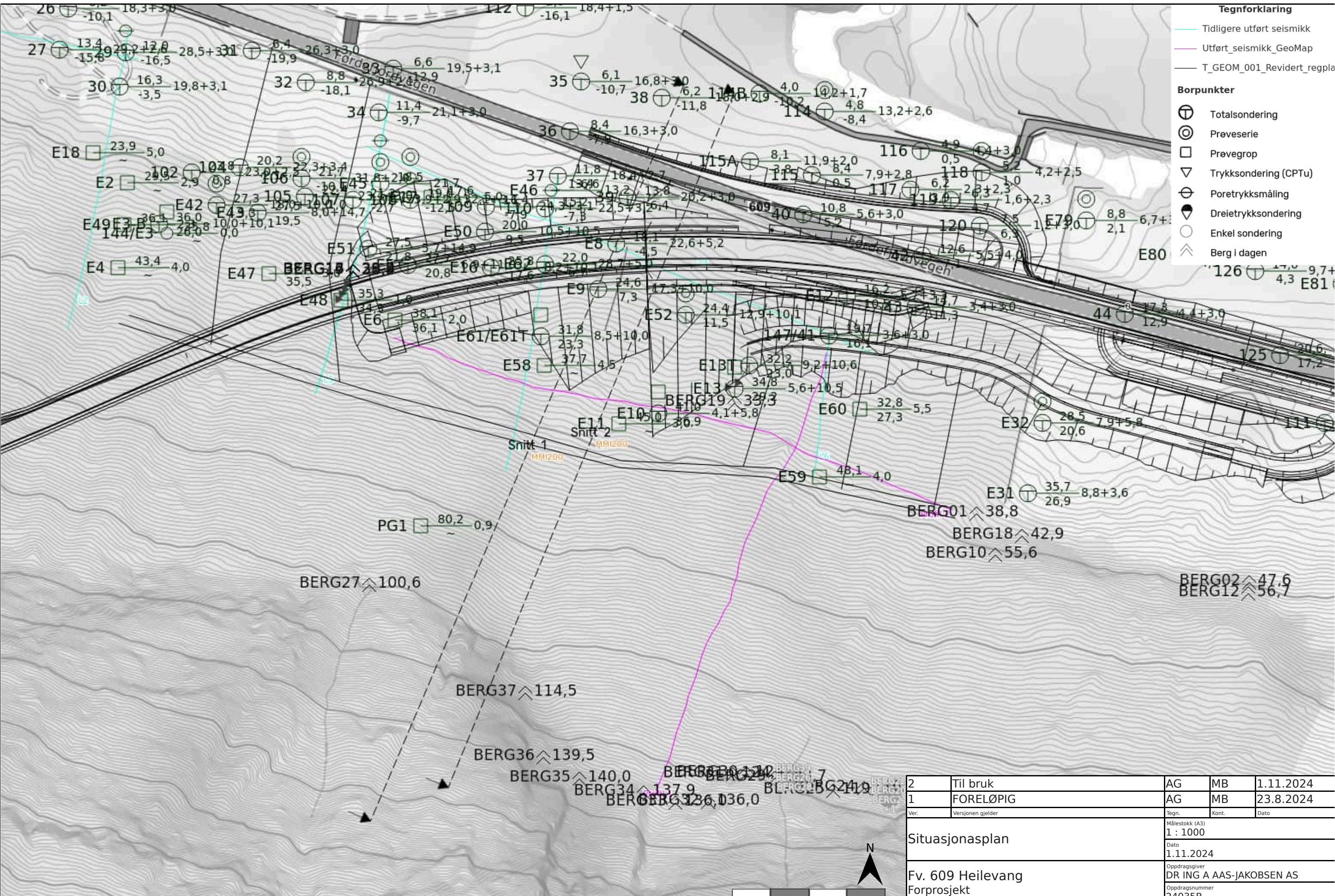
6416 Molde

Tel.: 70 23 89 00

post@era-geo.no

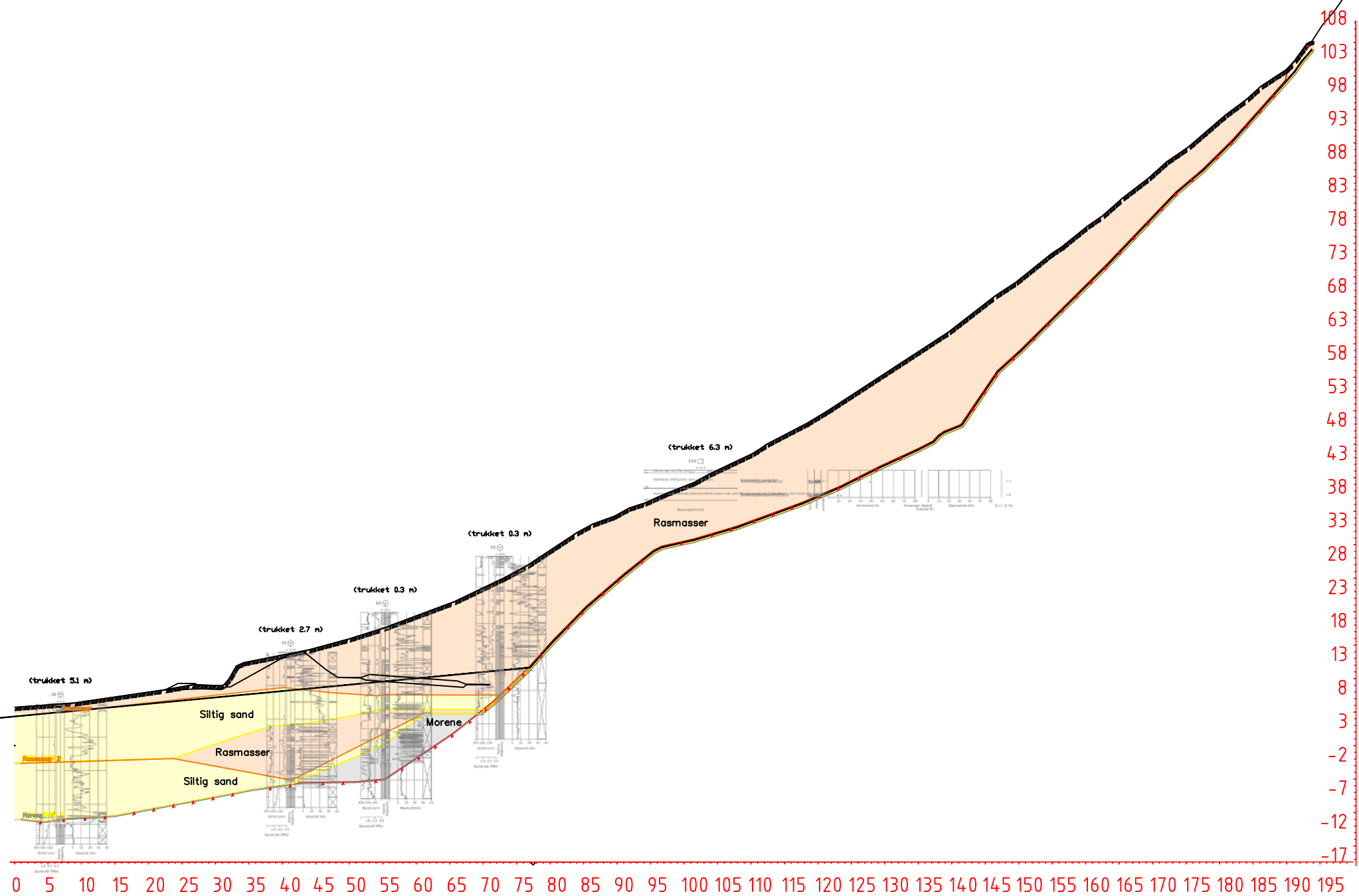
Org.nr. NO 920 591 035 MVA





2	Til bruk	AG	MB	1.11.2024
1	FORELØPIG	AG	MB	23.8.2024
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Situasjonsplan		Målestokk (A3) 1 : 1000		
Fv. 609 Heilevang Forprosjekt		Dato 1.11.2024		
		Oppdragsgiver DR ING A AAS-JAKOBSEN AS		
		Oppdragsnummer 24035B		
		Vedlegg til 24035-RIG04		
		V100		2

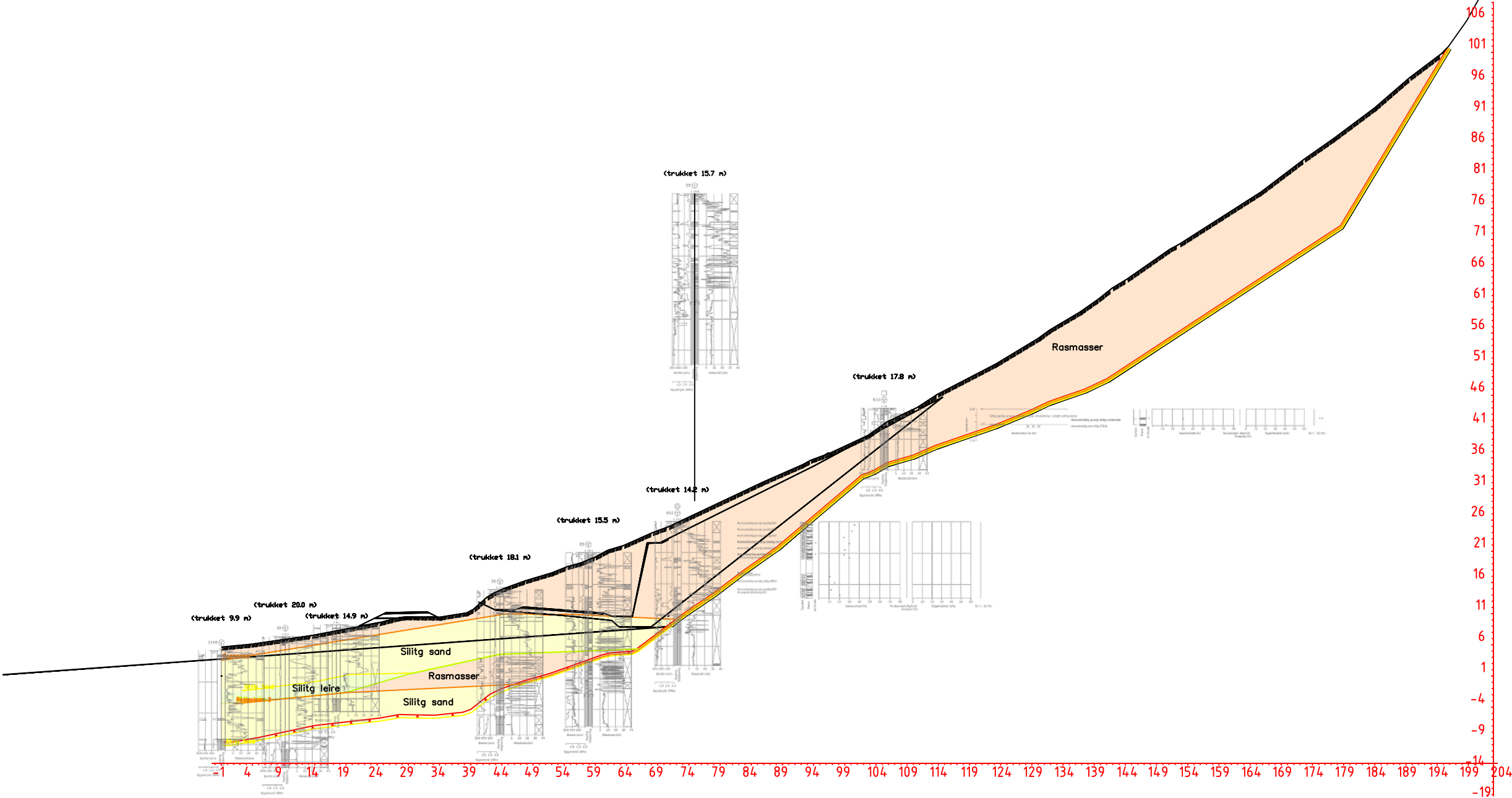
c:\users\andreas\era geo as\era geo - oppdrag\24\0\24035\6 tegning\64 resultat\stabilitetsberegninger.dwg 31.10.2024 02:58



Lagdelingen er konservativt tolket, med tanke på stabilitetsberegning av overliggende terreign, ved å neglisjere morenelaget som er antydnet i boring E9 og påvist i pkt. E58 og modellere dette som rasmasser.

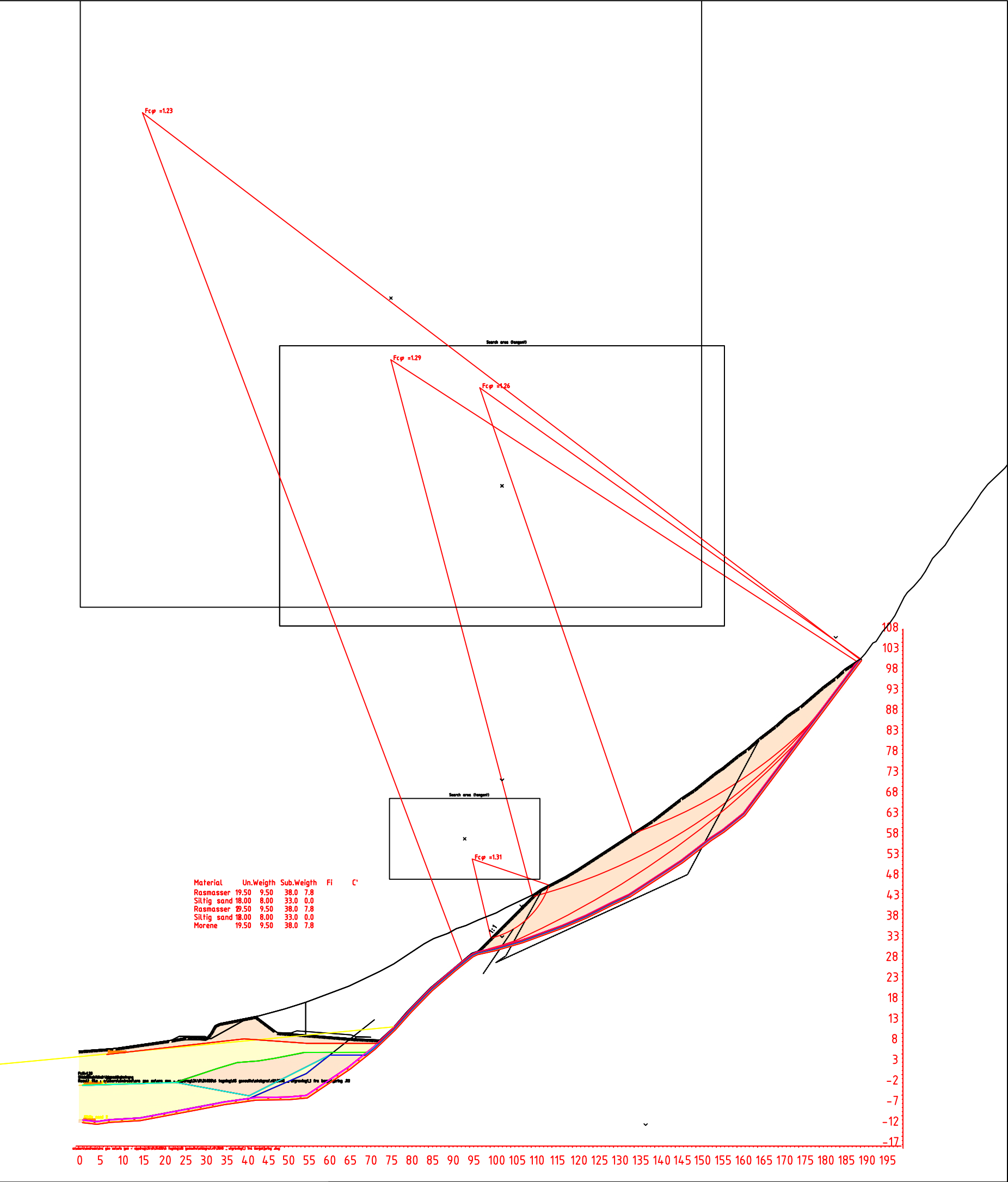
0	Til bruk	AG	MB	30.08.2024
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Tolket lagdeling Snitt 1		Målestokk(A3) 1: 750		
		Dato 30.08.2024		
Fv. 609 Heilevang		Kunde Vestland fylkeskommune		
		Oppdragsnr. 24035		
ERA Geo 70 23 89 00 www.era-geo.no Verftsgata 10, 6416 Molde				
		V200		V0

c:\users\andreas\era geo as\era geo -- oppdrag\24\0\24035\6 tegning\64 resultat\stabilitetsberegninger.dwg 31.10.2024 02:58

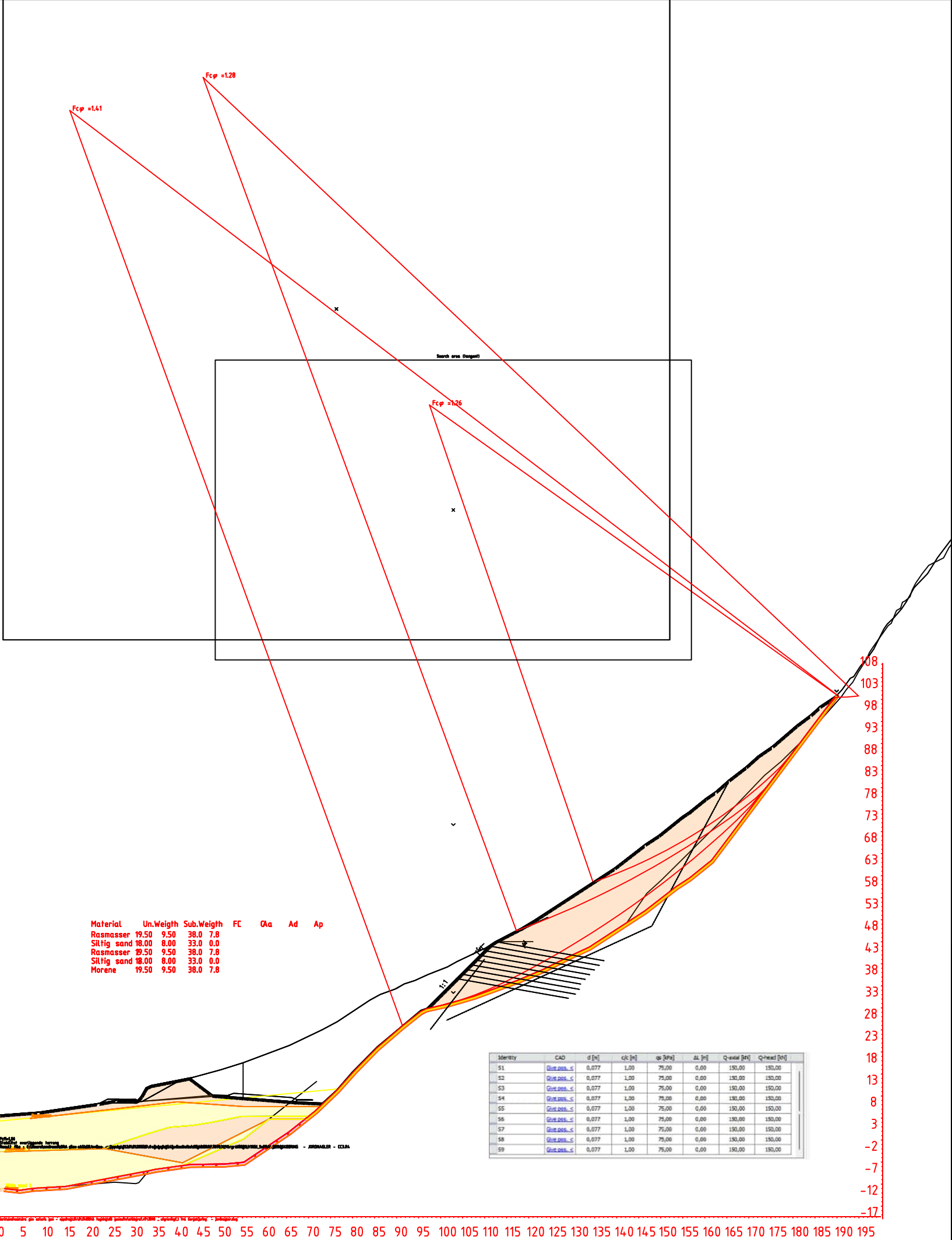


0	Til bruk	AG	MB	30.08.2024
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Tolket lagdeling Snitt 2		Målestokk(A3) 1: 750		
		Dato 30.08.2024		
Fv. 609 Heilevang		Kunde Vestland fylkeskommune		
		Oppdragsnr. 24035		
ERA Geo 70 23 89 00 www.era-geo.no Verftsgata 10, 6416 Molde				
		V201		V0

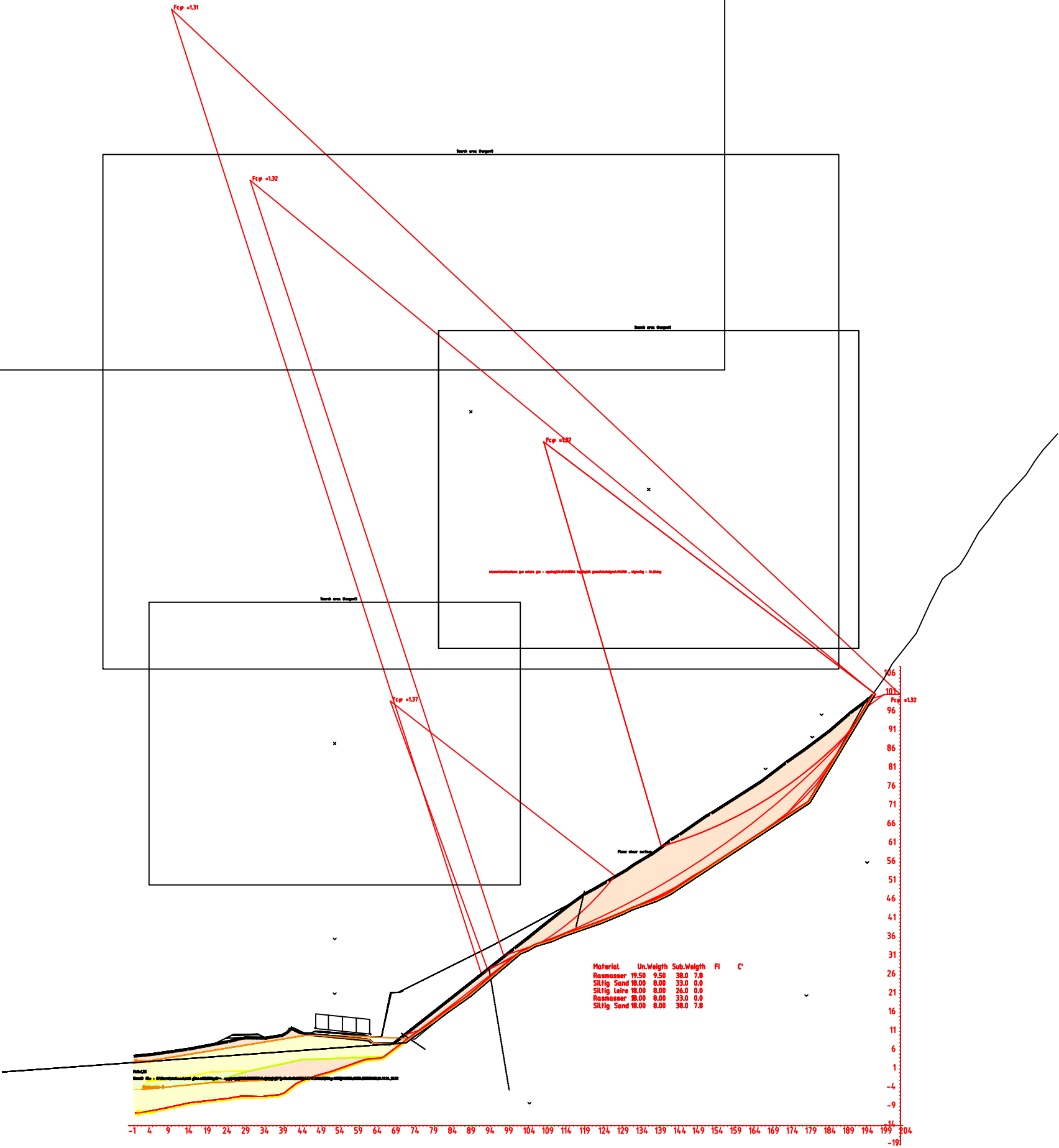
0	Til bruk	AG	MB	30.08.2024
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Effektivspenningsanalyse – Åpen graveskråning		Målestokk 1:1000		
Snitt 1		Dato 30.08.2024		
Fv. 609 Heilevang		Kunde Vestland fylkeskommune		
		Oppdragsnr. 24035		
ERA Geo 70 23 89 00 www.era-geo.no Verftsgata 10, 6416 Molde		V300		V0



0	Til bruk	AG	MB	30.08.2024
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Effektivspenningsanalyse – Med jordnagler Snitt 1		Målestokk 1:1000		
		Dato 30.08.2024		
Fv. 609 Heilevang		Kunde Vestland fylkeskommune		
		Oppdragsnr. 24035		
ERA Geo 70 23 89 00 www.era-geo.no Verftsgata 10, 6416 Molde		V301		VO



1	Revidert med veggeometri fra 24.10.2024	AG	MB	01.11.2024
0	Til bruk	AG	MB	30.08.2024
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Effektivspenningsanalyse – Åpen graveskråning		Målestokk 1:1250 (A3)		
Snitt 2		Dato 01.11.2024		
Fv. 609 Heilevang		Kunde Vestland fylkeskommune		
		Oppdragsnr. 24035		
ERA Geo 70 23 89 00 www.era-geo.no Verftsgata 10, 6416 Molde		V302		V1



0

Til bruk

Ver.

Versjonen gjelder

AG

MB

01.11.2024

Tegn.

Kont.

Dato

Effektivspenningsanalyse – Endelig situasjon uten poretrykksoppbygning

Målestokk
1: 850 (A3)

Dato
01.11.2024

Fv. 609 Heilevang

Kunde
Vestland fylkeskommune

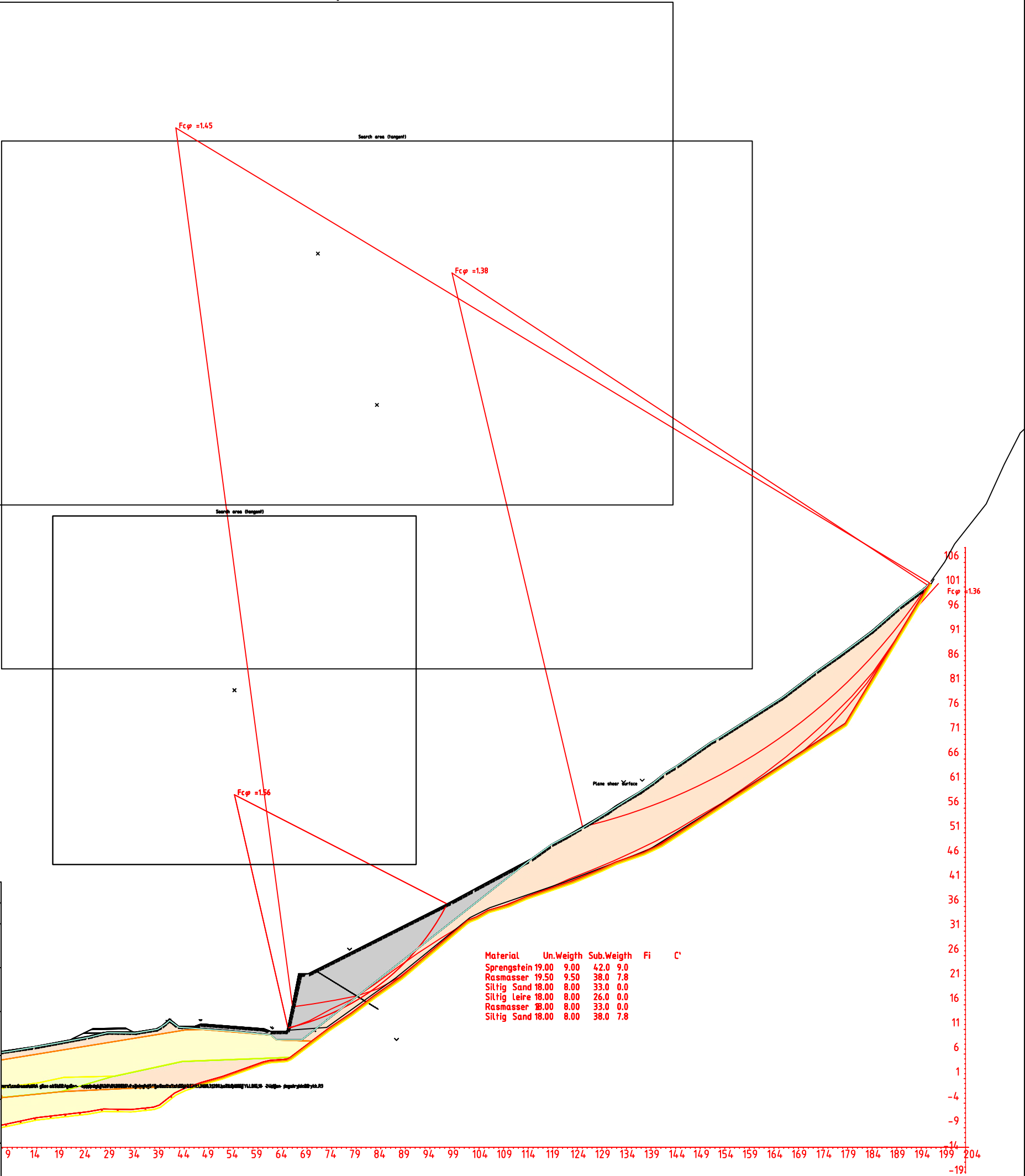
Oppdragsnr.
24035

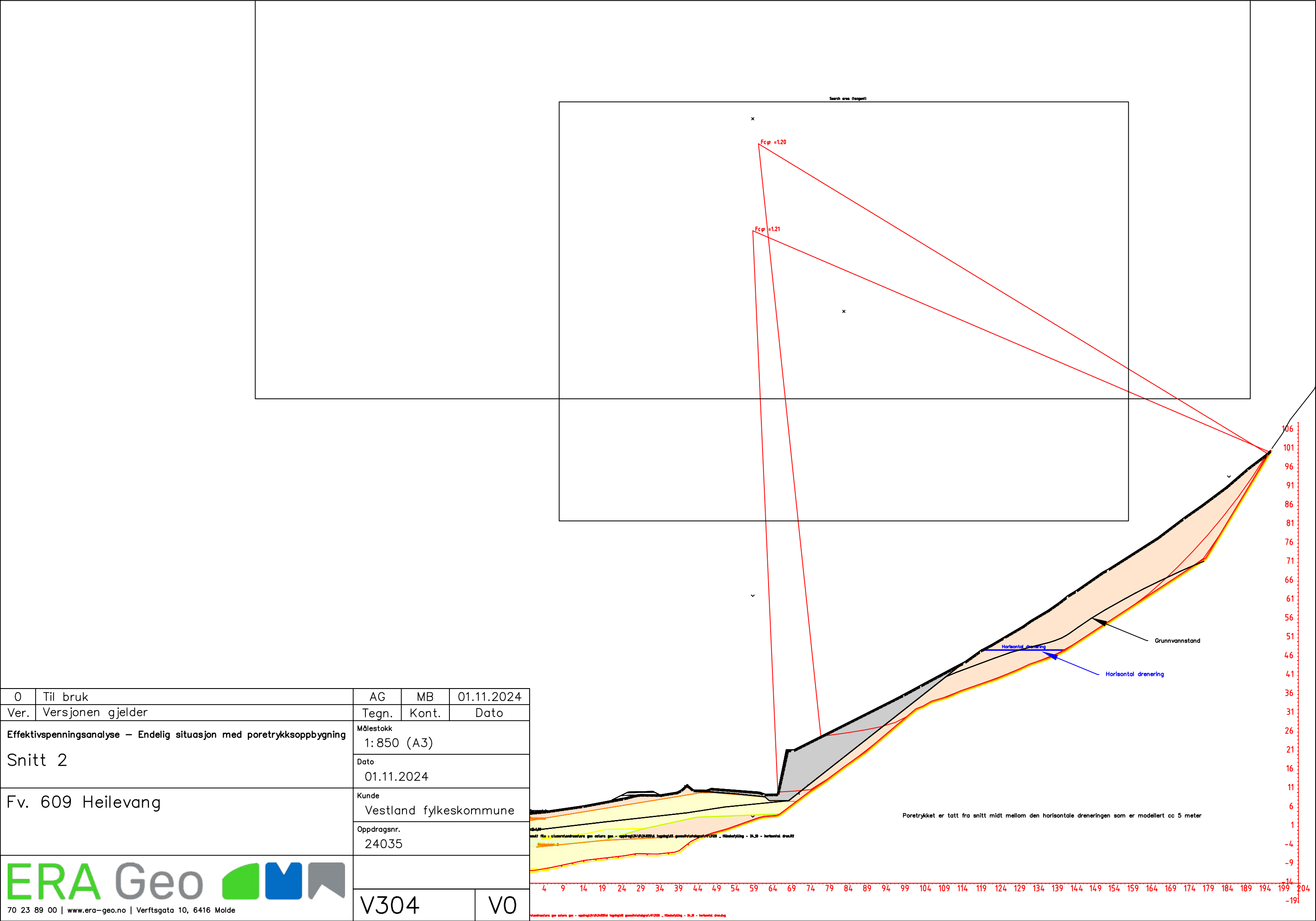
ERA Geo

V303

VO

70 23 89 00 | www.era-geo.no | Verftsgata 10, 6416 Molde



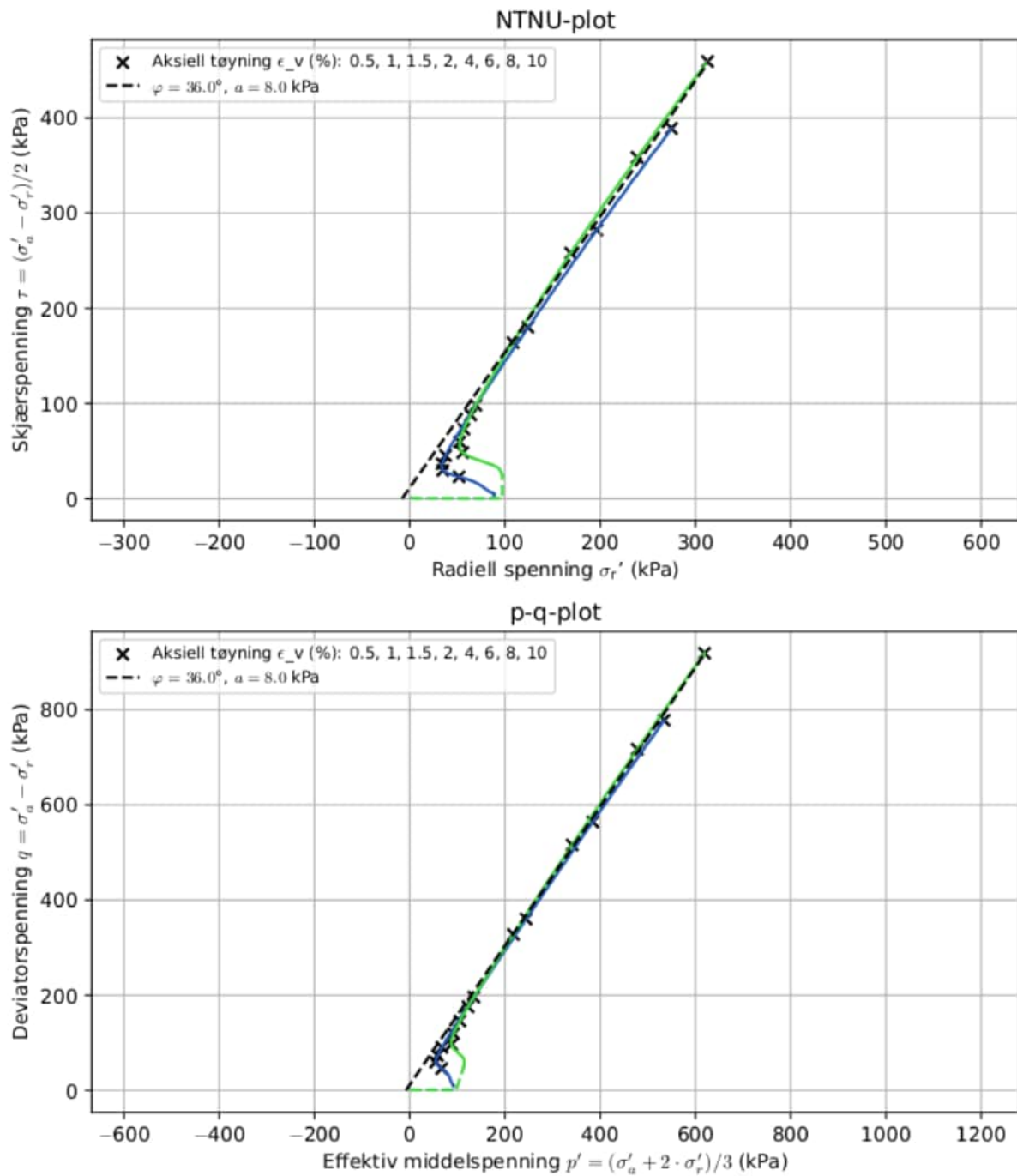


0	Til bruk	AG	MB	01.11.2024
Ver.	Versjonen gjelder	Tegn.	Kont.	Dato
Effektivspenningsanalyse – Endelig situasjon med poretrykksoppbygning		Målestokk 1: 850 (A3)		
Snitt 2		Dato 01.11.2024		
Fv. 609 Heilevang		Kunde Vestland fylkeskommune		
		Oppdragsnr. 24035		
ERA Geo				
70 23 89 00 www.era-geo.no Verftsgata 10, 6416 Molde				
V304			VO	

Vedlegg 1 - Tolkede Treaksialforsøk

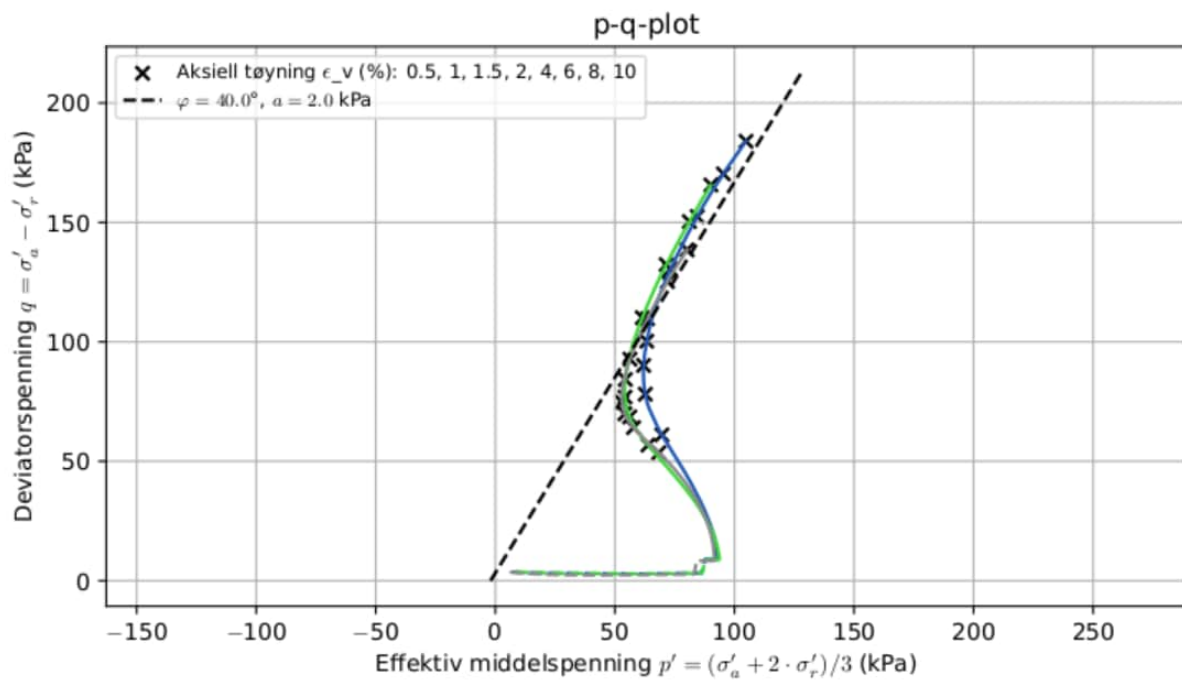
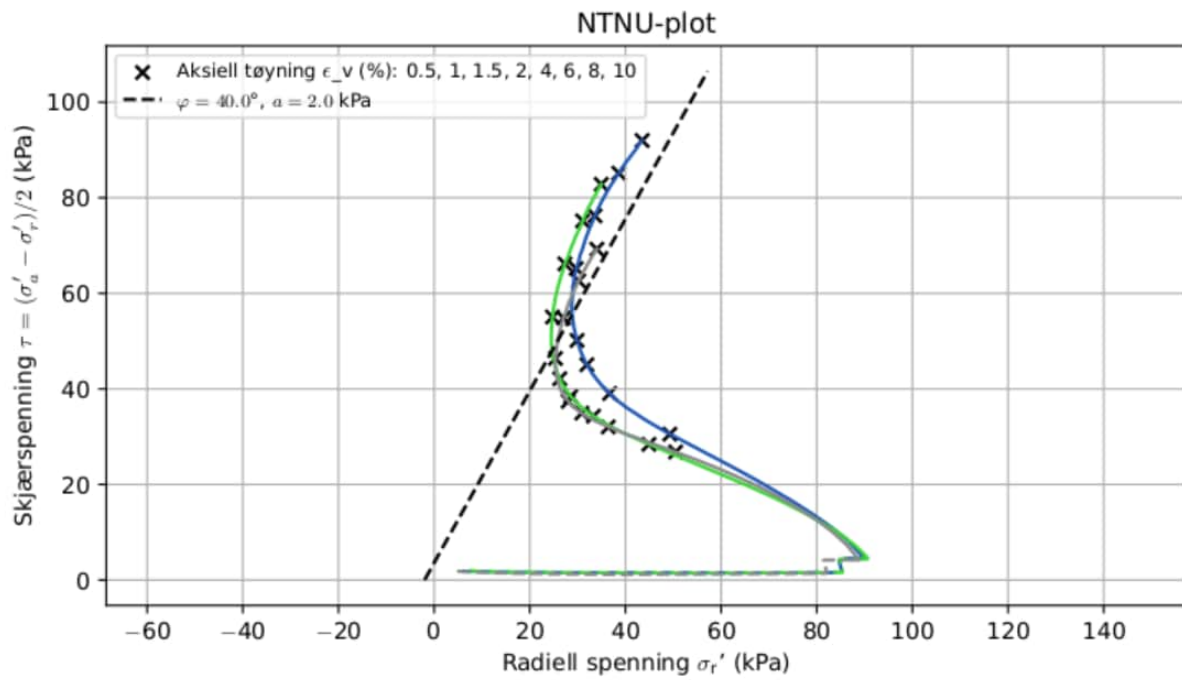
PKT. E18 DYBDE 1-2 METER

TOLKET STYRKE $a = 8$ $\phi = 36^\circ$



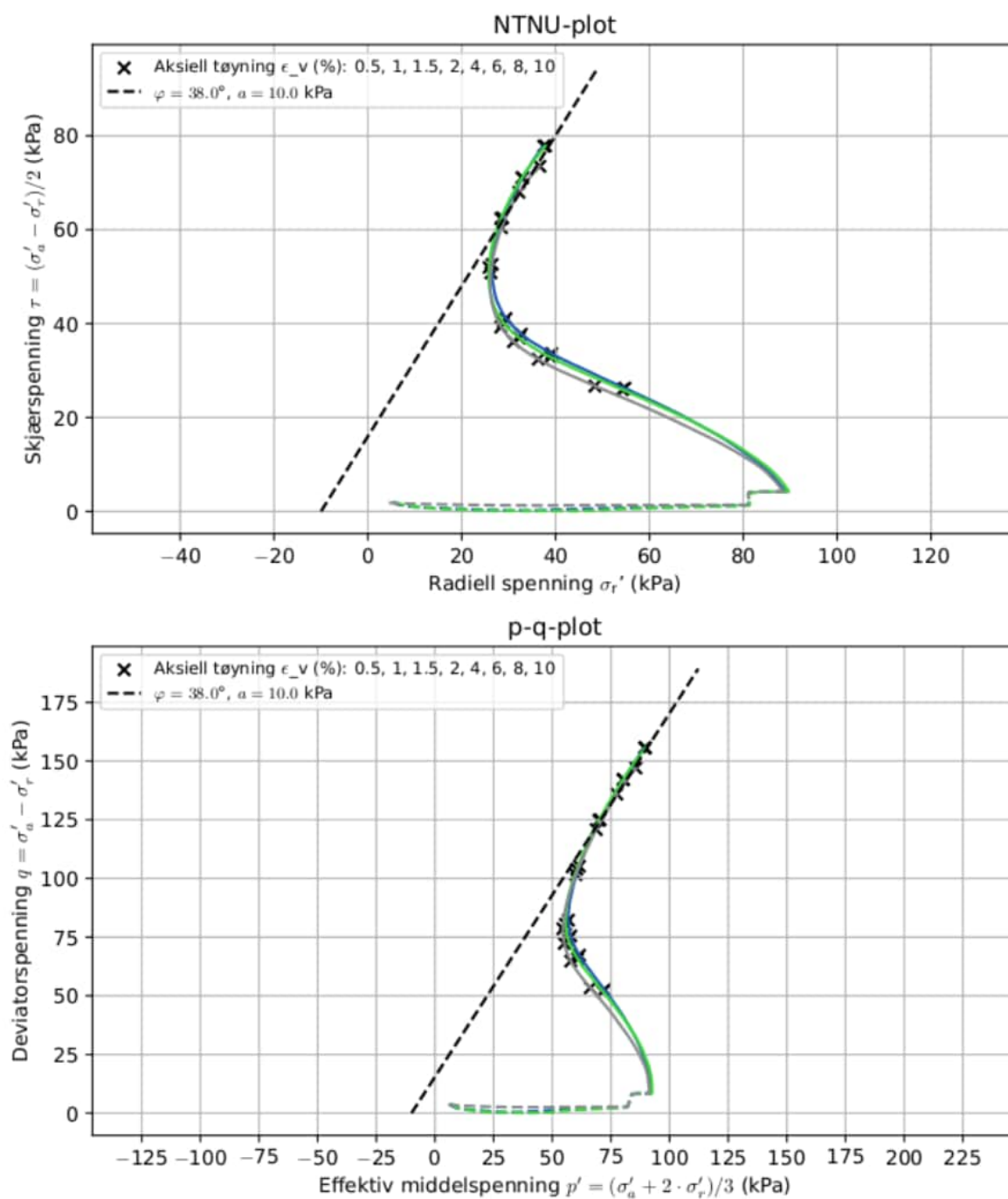
PKT. E4 DYBDE 0-3 METER

TOLKET STYRKE $\rightarrow a = 2 \phi = 40^\circ$



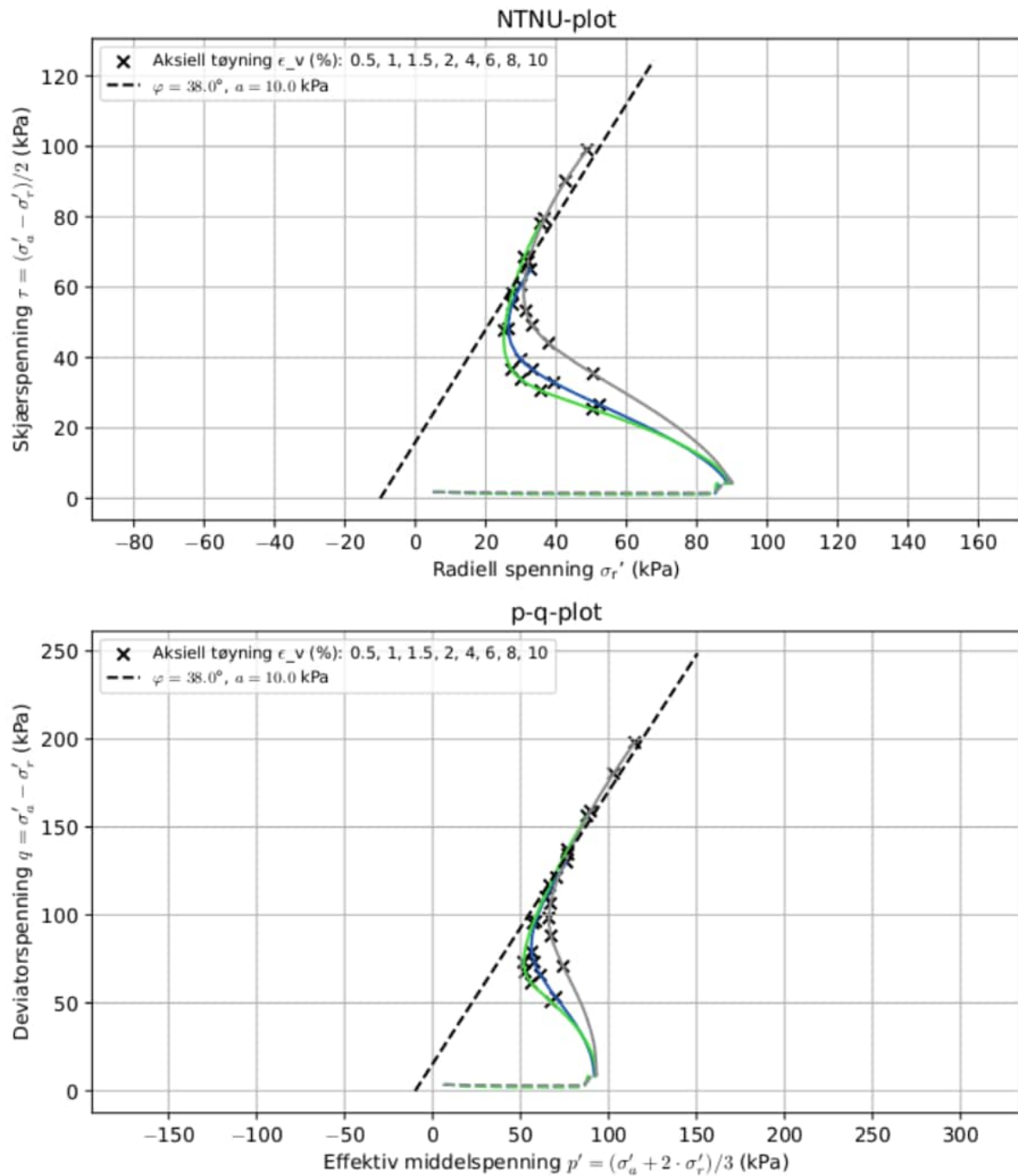
PKT.E58 DYBDE 1,5-2 METER

TOLKET STYRKE $a = 10$ $\phi = 38^\circ$



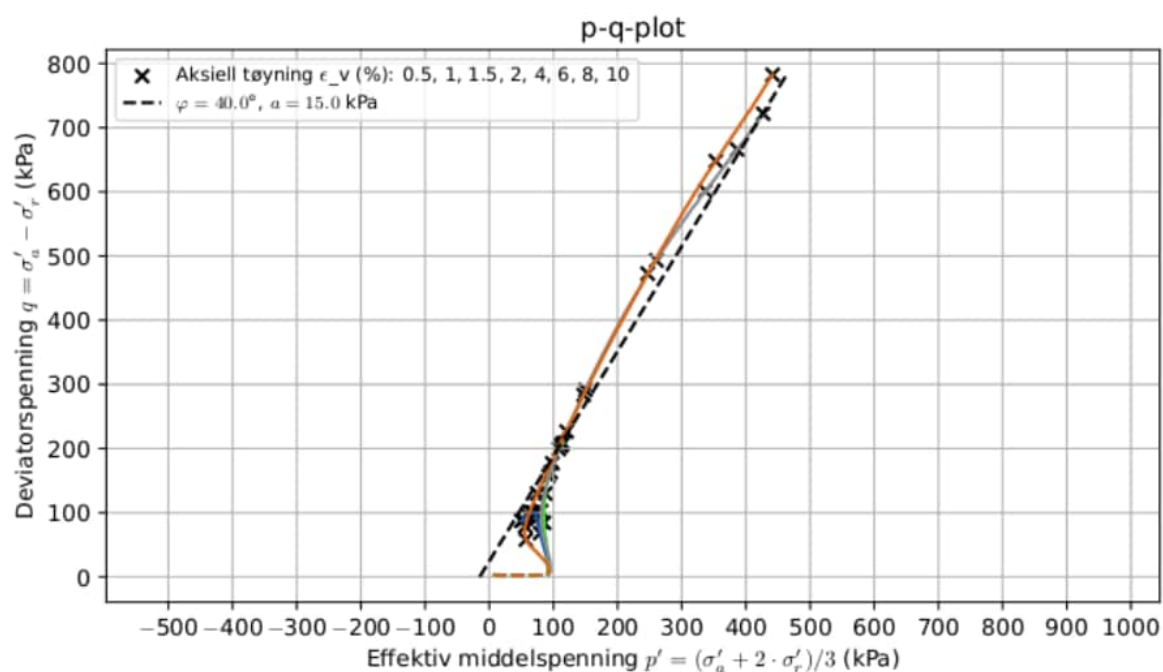
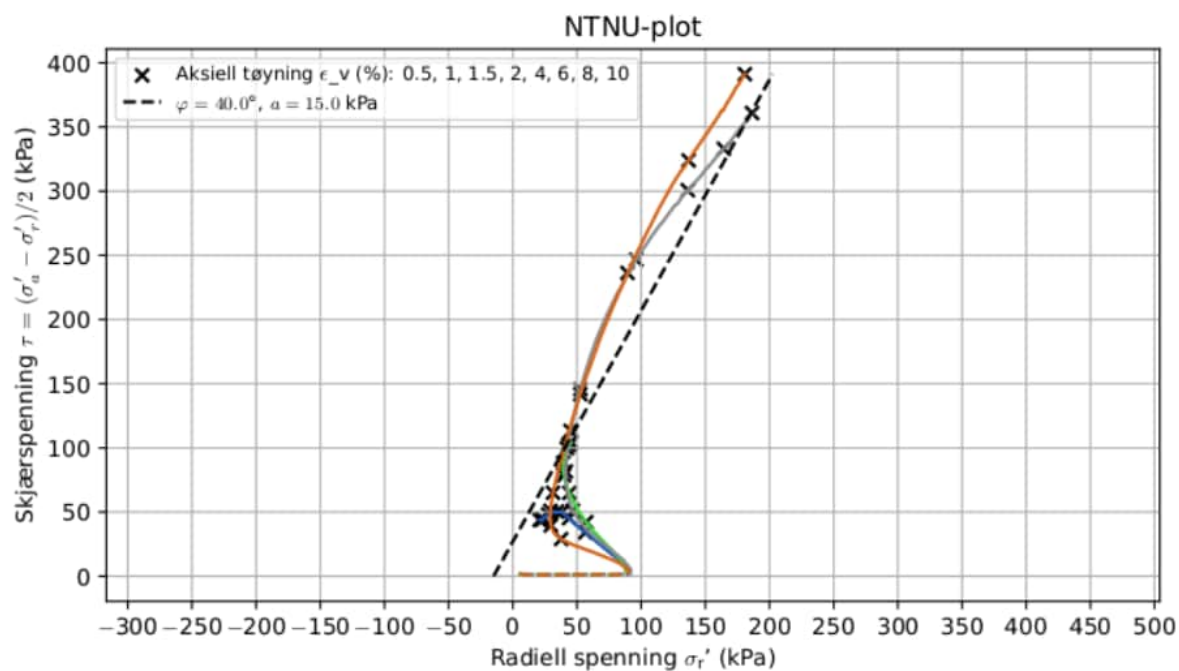
PKT.E2 DYBDE 0,8-1 METER

TOLKET STYRKE $\rightarrow a = 10$ $\phi = 38^\circ$

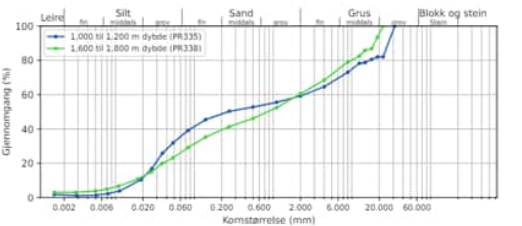
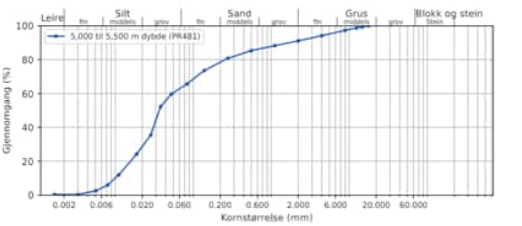
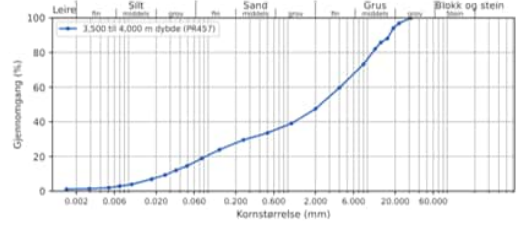
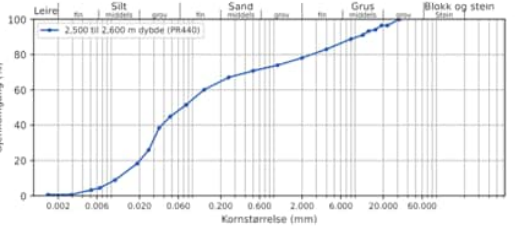
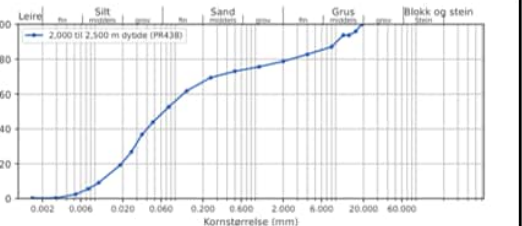
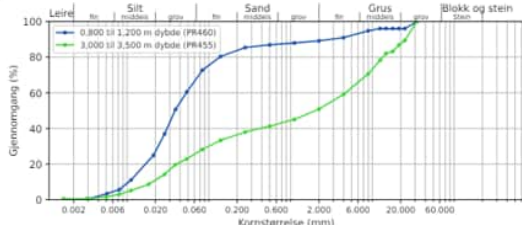
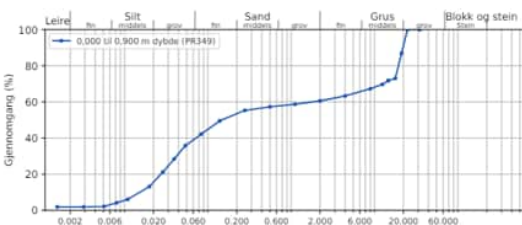
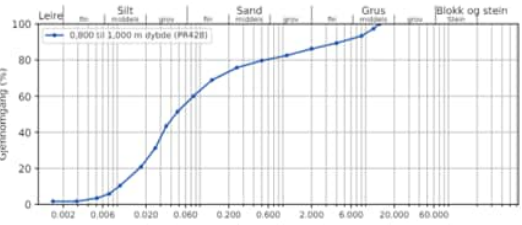
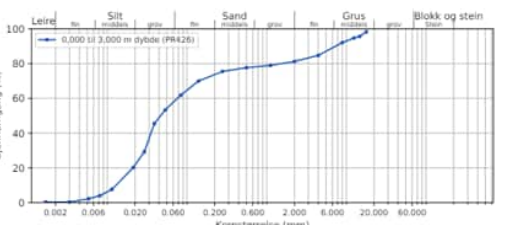
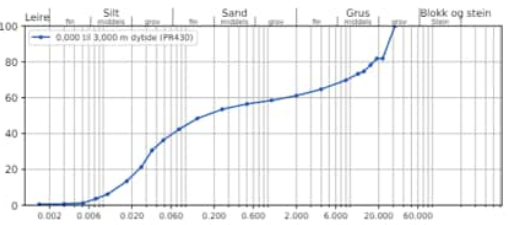
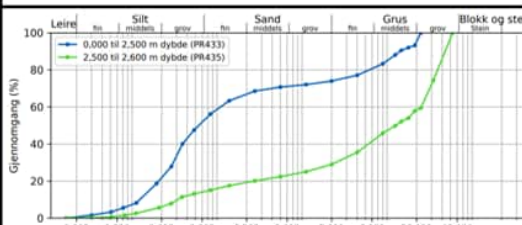
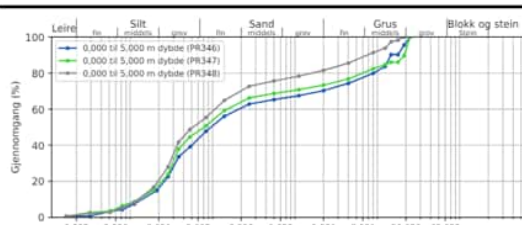
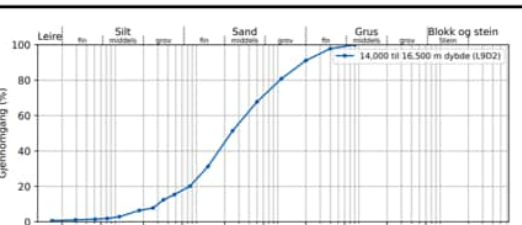


PKT.E58 DYBDE 3,5-4 METER

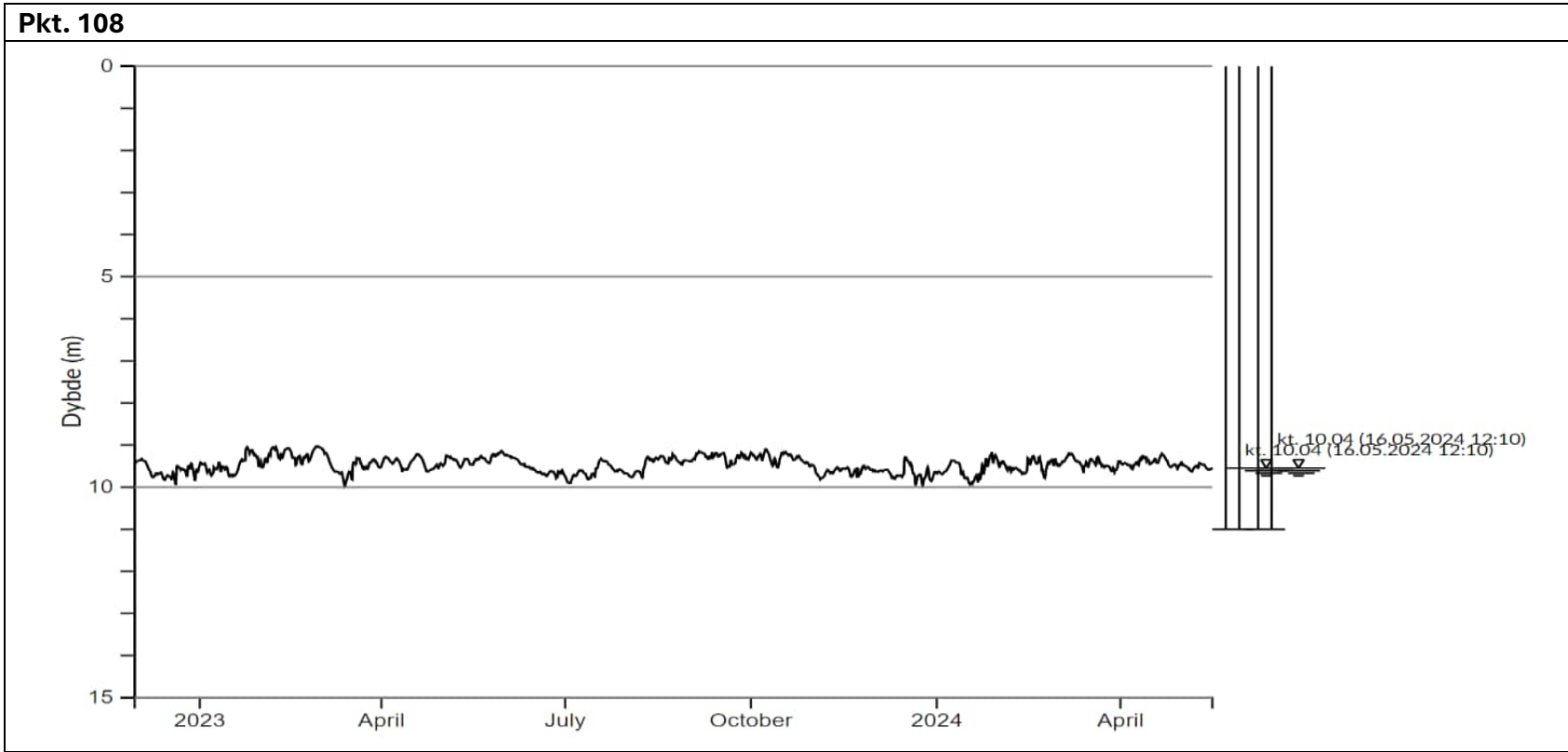
TOLKET STYRKE -> $a = 15$ $\phi = 40^\circ$



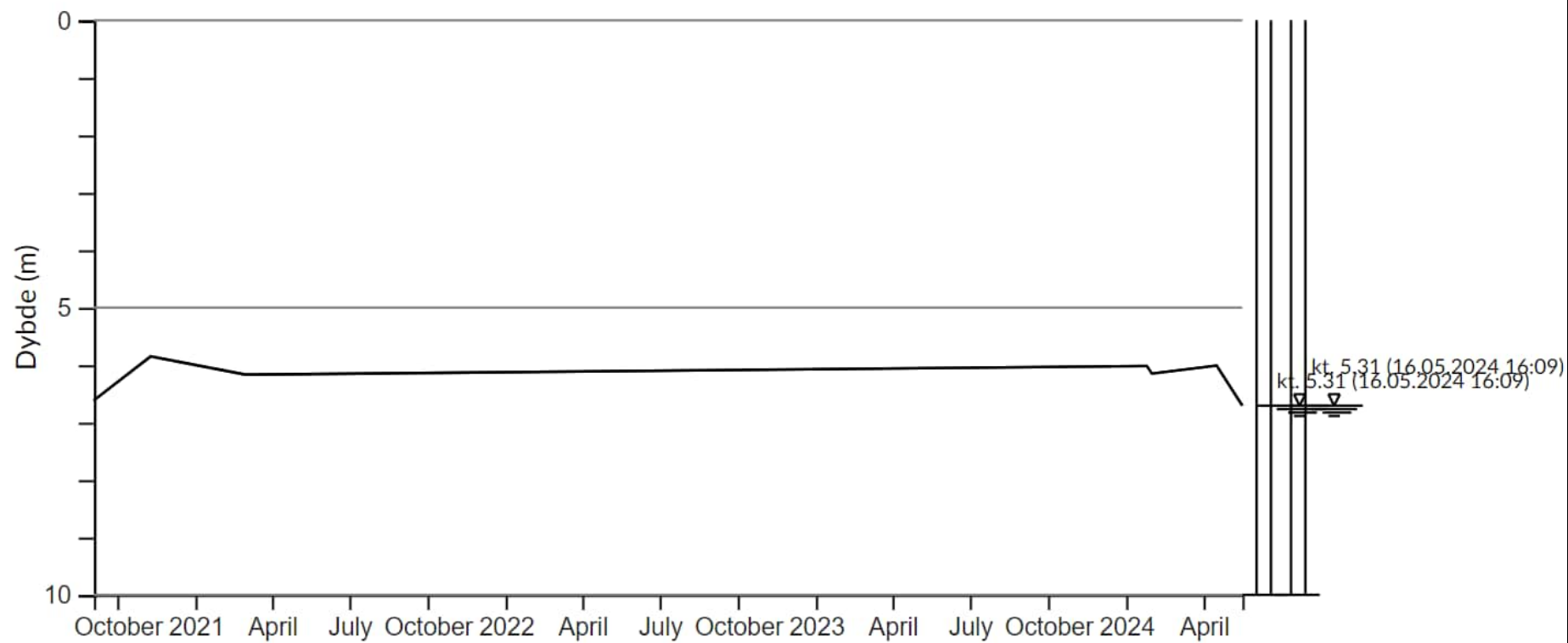
Vedlegg 2- Sammenstilling siktforsøk

E48  1-1,2m Humusholdig grusig siltig sandig materiale - <i>Rasmasser</i> 1,6-1,8m Grusig sandig siltig materiale – <i>Morene</i>	E52  5-5,5m Humusholdig sandig silt - <i>Rasmasser</i>	E58  3,5-4m Grusig sandig siltig materiale – <i>Morene</i>	E59  2,5-2,6m Humusholdig sandig grusig silt – <i>Rasmasser</i>	E60  2-2,5m Humusholdig sandig grusig silt - <i>Rasmasser</i>
E 61  0,8-1,2m Humusholdig sandig silt - <i>Rasmasser</i> 3-3,5m Humusholdig Grusig siltig sandig materiale - <i>Morene</i>	PG1  0-0,9m Humusholdig grusig siltig sandig materiale - <i>Rasmasser</i>	E2  0,8-1m Humusholdig sandig silt - <i>Rasmasser</i>	E4  0-3m Humusholdig sandig silt - <i>Rasmasser</i>	E11  0-3m Humusholdig sandig grusig silt - <i>Rasmasser</i>
E13T  0-2,5m Grusig sandig SILT - <i>Rasmasser</i> 2,5-2,6m Humusholdig grus	E17  0-5m Humusholdig sandig silt - <i>Rasmasser</i> 0-5m Humusholdig grusig, sandig silt - <i>Rasmasser</i> 0-5m Humusholdig siltig, grusig sandig materiale – <i>Rasmasser</i>	E45  14-16,5m Siltig Sand		

Vedlegg 3 - Poretrykksavlesninger



Pkt. 29



NOTAT

Til: Vestland fylkeskommune

Att.:

Cc: Magne Bonsaksen, ERA GEO

Fra: DHI

DHI ref.: Christian Almestad

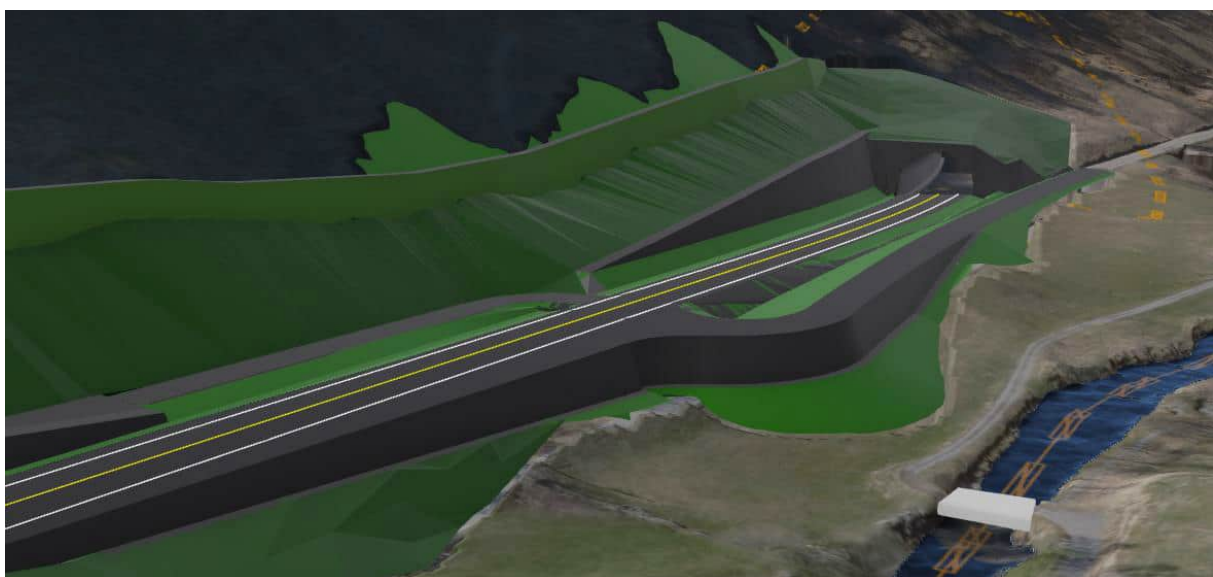
Prosjekt: 13801573-02

Dato: 25.10.2024

Emne: FV 609 Heilevang hydrogeologiske analyser

1 Innledning

DHI er engasjert av Vestland fylkeskommune for å utføre hydrogeologiske analyser for en veistrekning og tunnelportal i Hestvika i forbindelse med prosjektering ny veitrase på Fv. 609 mellom Askvoll og Førde. Analysene er utført basert på geotekniske undersøkelser gjennomført våren 2024 og simuleringer med 3-dimensjonal hydrogeologisk modell i programvaren FEFLOW.



Figur 1: Analyseområde veistrekning og tunnelportal i Hestvika (kilde:
<https://storymaps.arcgis.com/stories/1113ea5b7065488898f61478b0d964cb>**)**

2 Simulering av drenering

Det er gjennomført en grundig studie av grunnvannsforholdene i profil 3120. Dette området er karakterisert av en skredkropp bestående av heteorogene klastiske masser og morenemasser, med en stor andel finfraksjon.

Geotekniske beregninger har vist at grunnvannsnivået i løsmassene har stor betydning for sikkerhetsfaktoren. Under befaringen, som ble gjennomført på forsommeren, ble det konstatert at grunnvannsnivået lå rundt 8 meter fra jordoverflaten (undersøkelsesgropen nedstrøms skredmassene).

Hvilket modelleringsscenario og med det kritiske forhold som skal legges til grunn er ikke definert, men vil sannsynligvis innebære vårperioden med maksimal nedbør og tilhørende snøsmelting.

Modelleringsscenarioet valgt er derfor basert på vanntilførselshastigheten som fører til full metning av løsmassene for valgt sesong (fra fullstendig umettet ved $t=0$ til fullstendig mettet ved stabil tilstand). Denne grensebetingelsen ble oppnådd ved å sette grunnivået som grensebetingelse for hydraulisk trykk i modellene (Trykkehøyde BC). Infiltrasjonsstrømmene som ble beregnet av modellen for å opprettholde den ekstreme tilstanden for grunnvannsspeilet ved overflaten, ble deretter satt som maksimal innstrømningsbegrensning.

Med den ekstreme vanntilstrømmingen BC, ble det antatt at designscenariet var en initialtilstand med hydraulisk trykkehøyde $H=0$ m (havnivå), dvs. umettet skredmasse.

Den samme simuleringen fra $t=0$ til $T=180$ dager ble utført i scenariet med dreneringsrør, for å se hvordan dreneringen hindrer grunnvannsnivået i å stige inn i løsmassene. Stabil vannstand oppnås i løpet av 60 dager.

Modellene ble laget ved hjelp av *finite element-programvaren FEFLOW*, med simulering av både mettet og umettet strømming. To ulike modeller ble utviklet:

- 2D-modell i vertikalt snitt, statisk (Figur 2) og dynamisk med subhorizontal drenering $L=20$ m (Figur 3);
- 3D-modell med vertikale lag, statisk (Figur 4) og dynamisk (Figur 5 a, b);

3D-modell fra forrige punkt, dynamisk med 5 dreneringsavløp (kopi av 2D-modellens avløp), avstand 5 m, $L=20$ m (ref. Figur 5, kritisk snitt ved maksimal avstand fra dreneringsavløpene, $\pm 2,5$ m).

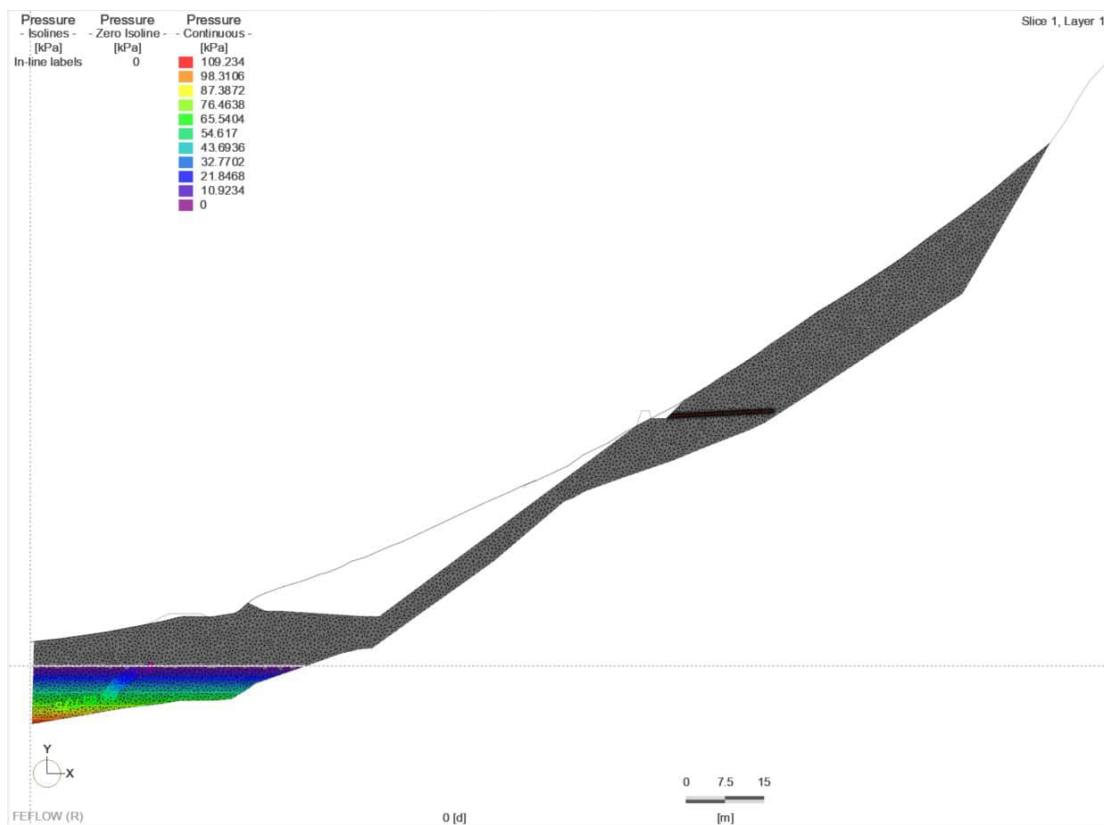
Simuleringene ble utført med en permeabilitet på $K=1$ m/d, tilsvarende $1,16E-5$ m/s, en verdi som er forenlig med de høyere nivåene fra pumpetester og slug-tester, og med omfanget av fin matriks i de svært heterogene skredmaterialene.

Det bør merkes at for å simulere infiltrasjon basert på prosedyren ovenfor, ble det brukt en hydraulisk grensebetingelse (med $Q_{\max}$ -begrensning for den relative infiltrasjonen). Ved å variere permeabiliteten holdes de interne metningsforholdene like under dynamiske forhold (det er bare dreneringshastighetene som varierer, ikke nivåene), noe som sikrer at simuleringene er representative for geotekniske formål over et bredere spekter av mulige hydrauliske konduktivitetsverdier.

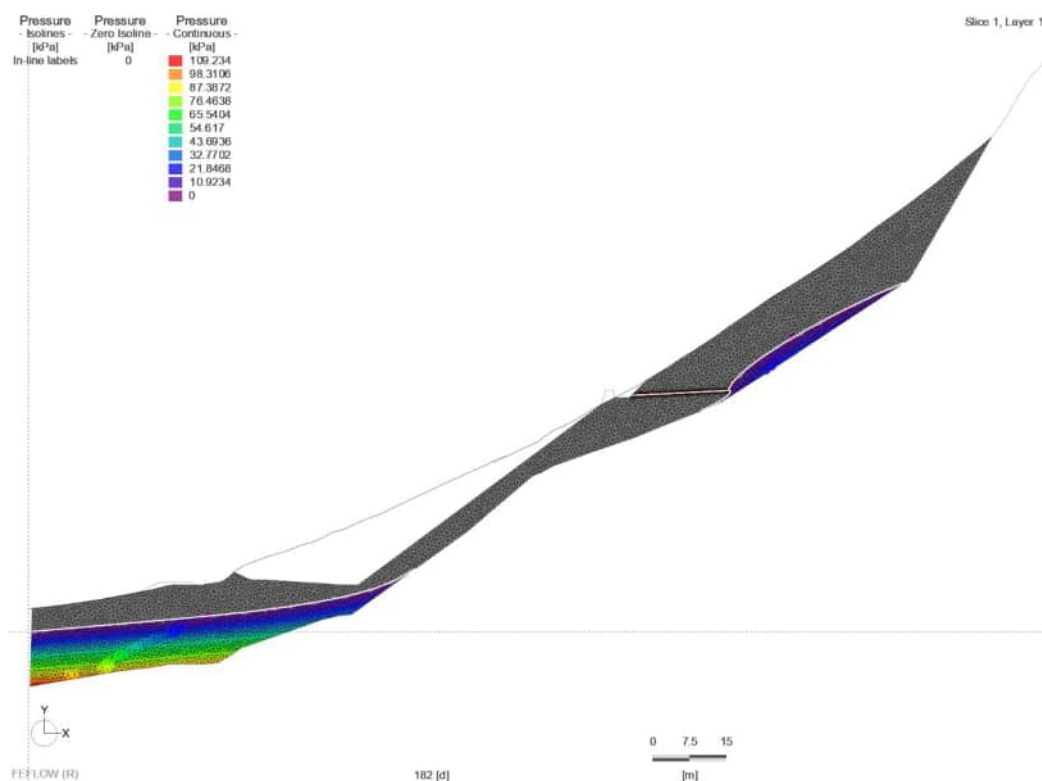
Sammenlignet med effektiviteten til 2D-oversikten viser 3D-modellen en dreneringsavstand på 5 meter som en grenseverdi, selv om en mer effektiv drenering ville kreve en mindre avstand. Dreneringslengden $L=20$ m må bekreftes av borer til berggrunn, og bør ideelt sett modifiseres til å strekke seg fra jordoverflaten til berggrunnen.

Merk at:

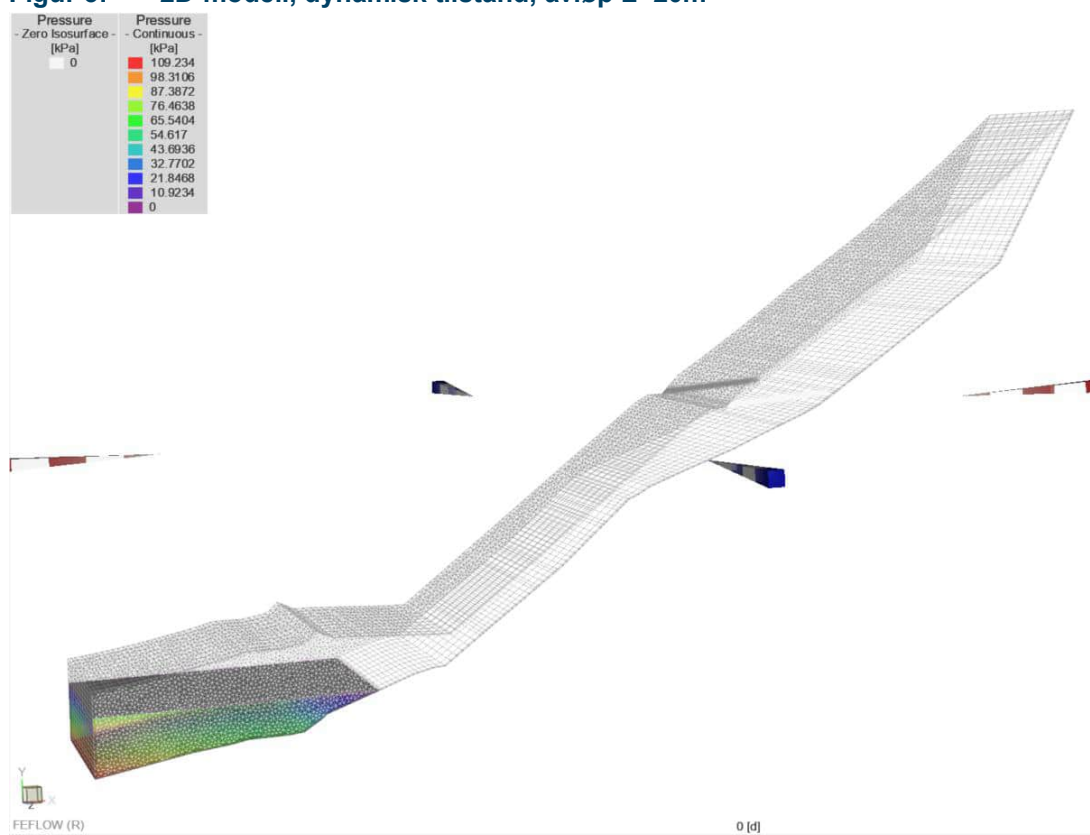
- I 2D-modellen under vanntilstrømningsforhold er stigningen i grunnvannsspeilet begrenset til maksimalt ca. 2,7 meter fra skredbunnen, mens stigningen i vannstanden nedstrøms skredet er svært begrenset;
- 3D-modellen gjengir vanntilstrømningsfenomenet på en mer omfattende måte, og den viser spesielt:
 - o En betydelig økning i grunnvannsnivået nedstrøms dreneringsavløpene, grunnet at de kun aktiveres etter metning av skredbunnen, mens direkte infiltrasjon fra det umettede grunnvannsmagasinet ikke fanges opp av dreneringsavløpene på en naturlig måte;
 - o Maksimale grunnvannsforhold i området mellom dreneringsavløpene, slik at metningen av skredet ikke varierer vesentlig sammenlignet med 2D-simuleringen, men nivåer nær markoverflaten nås nedstrøms dreneringsavløpene.



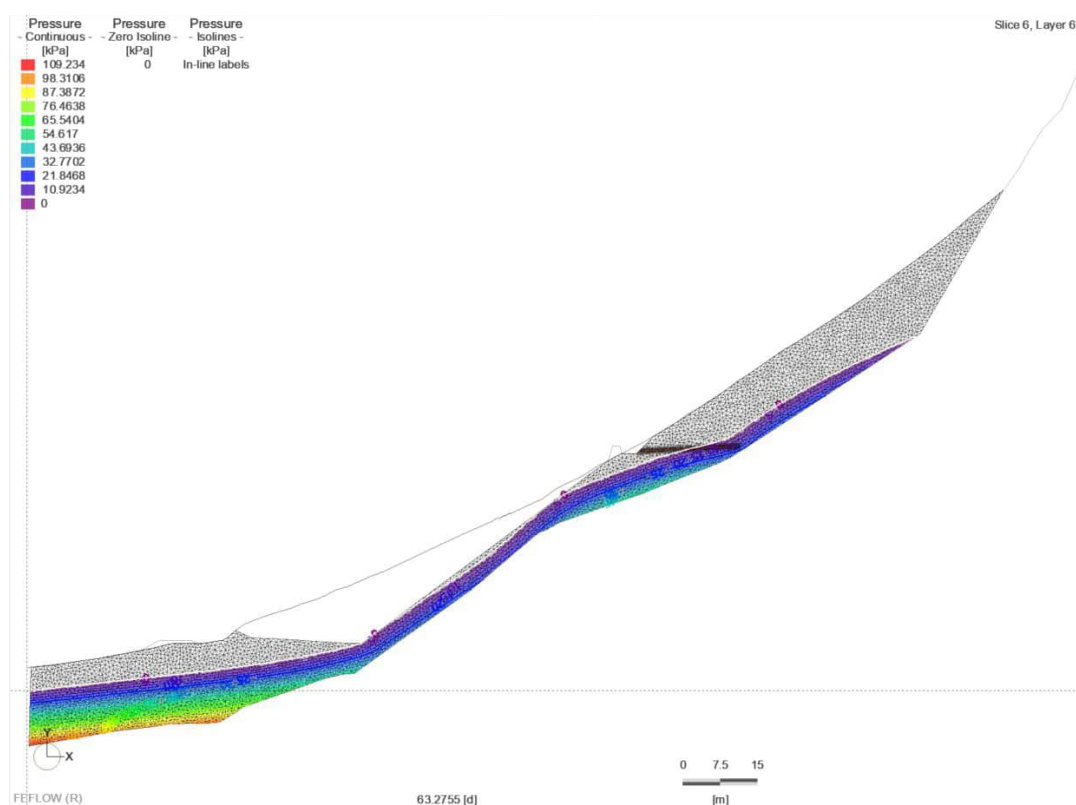
Figur 2: 2D-modell, statisk, starttilstand



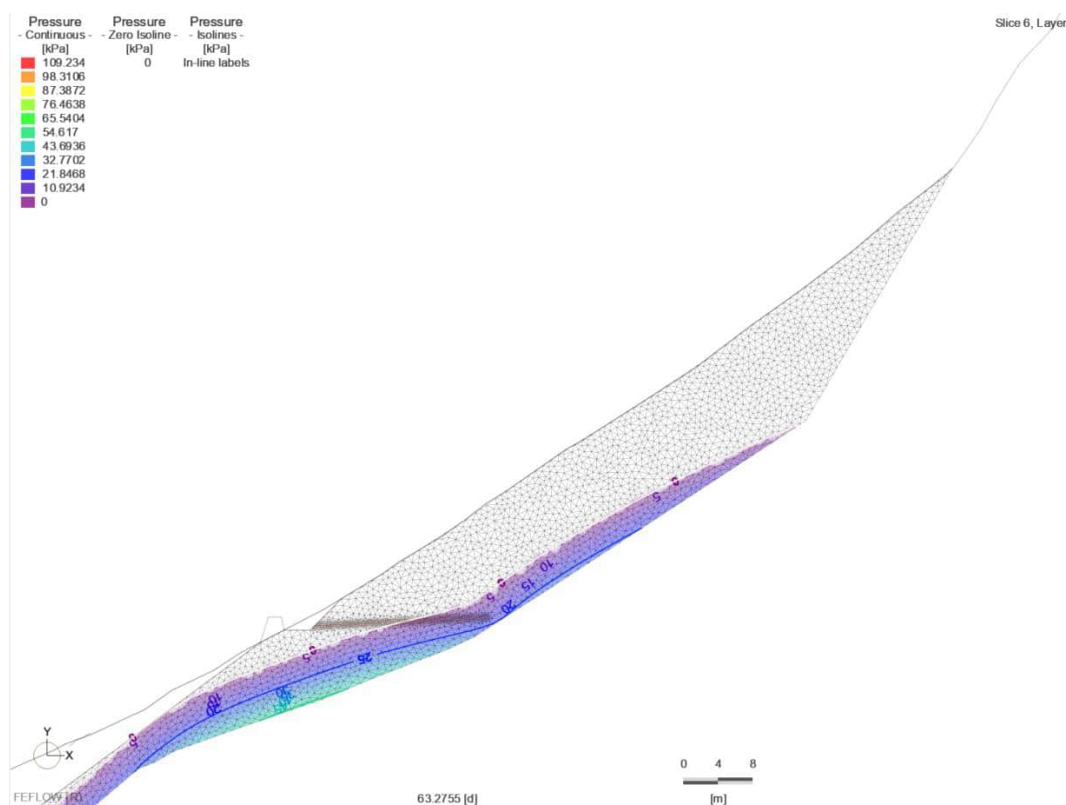
Figur 3: 2D-modell, dynamisk tilstand, avløp L=20m



Figur 4: 3D-modell, statisk, starttilstand



a



b

Figur 5: 3D-modell, dynamisk tilstand, n.5 sluk L=20m, avløpsavstand 5 m. Kritisk snitt ved maksimal avstand fra avløp, $\pm 2,5$ m (a: fullt snitt, b: skreddetalj)

3 Kontroll av grunnvannsnivået gjennom kombinert dyp- og overflatedrenering

Simuleringen av "worst case"-scenarioet understreket porevannstrykkets betydning for stabilitetsforholdene i skredmassene og dermed behovet for å begrense den piezometriske trykkehøyden.

I henhold til det geologiske profilet og modellen, har skredet dessuten en kile oppover skråningen på grunn av den underoppstikkende berggrunnen. Skredets oppadgående grense utgjøres derfor av en ugjennomtrengelig grense, og stigningen i grunnvannsstanden i skremassen kan bare skje gjennom direkte vertikal infiltrasjon fra overflaten og inn i skredmassen.

I området er det observert morfologiske forhold, typisk relatert til skredets utvikling, som fremmer lokal infiltrasjon som en negativ og destabiliserende faktor. Nærmere bestemt observeres et diskontinuerlig og uorganisert dreneringsnettverk på overflaten, som mangler utløp i segmenter av høyere orden og i stedet ender i mothellende områder (Figur 7).

Tilstedeværelsen av infiltrasjonssoner er tydelig i avrenningsstagnasjonsområder, noe som fører til den typiske dannelsen av våte områder med bregnevegetasjon (Figur 6).

I denne forbindelse kan infiltrasjon begrenses betydelig ved å organisere dreneringsnettverket gjennom å lage en fiskebeinsstruktur (Figur 8 a). For konstruksjon av avløp er det mulig å bruke enten semikorrugerte metallrør (Figur 8 b) eller strukturer laget med biotekniske teknikker (Figur 8 c). Basert på forfatterens erfaring har korrugerte strukturer, til tross for at de er mer økonomisk gunstige å konstruere, vist seg å ha dårlig integrasjon med jordsmonnet, noe som fører bypass-fenomener på kort tid. Derfor anbefales det å konstruere kanaler av tre og stein, helst med et geosyntetisk lag i bunnen for å hindre infiltrasjon.

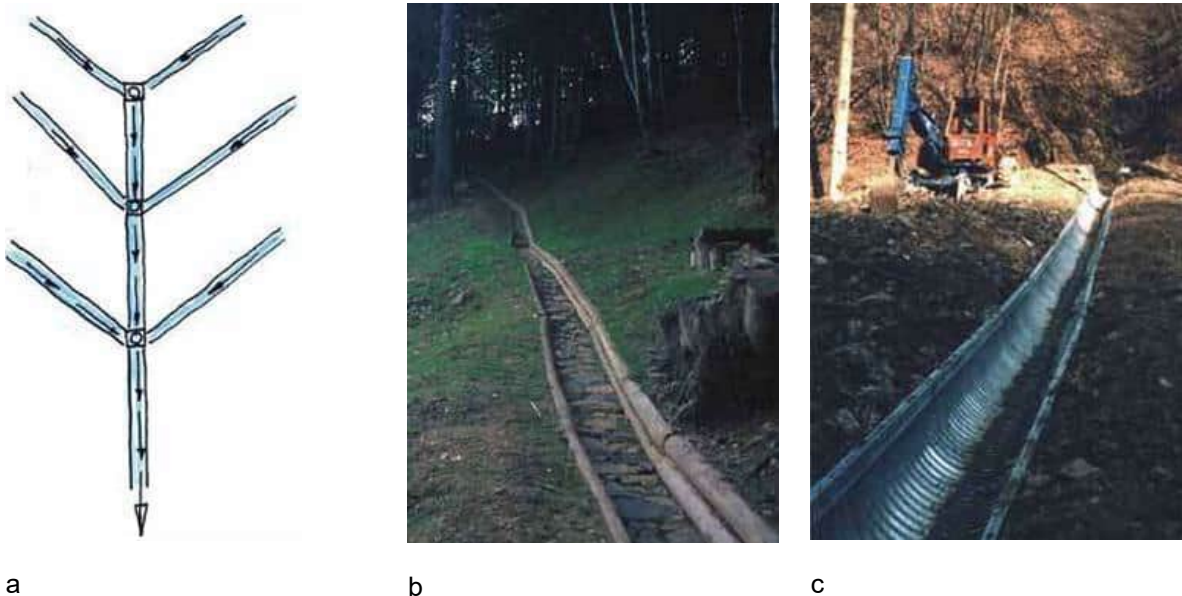
Der det ikke er mulig å komme til med en edderkoppgraver, utføres denne typen arbeid vanligvis med manuell graving. De lokale forholdene, som kjennetegnes av blandede jordarter med sterkt forvitrede og nedbrutte klaster og blokker, anses i en foreløpig analyse å egne seg for manuell utgraving.



Figur 6: Vegetasjon med bregner, typisk for våte soner, der mothelling og et uorganisert dreneringsnett legger til rette for infiltrasjon



Figur 7: Uorganisert rennenettverk, ingen resipienter, noe som bidrar til stagnasjon og lokal infiltrasjon



Figur 8: a: fiskebeinsavløpssystem, b: biotekniske teknikker, c: halvbølgede metallrør

Effekten av reduksjonen i infiltrasjonstilførselen på metningen av løsmassene kan evalueres på parametrisk basis.

Rent teoretisk bør et effektivt overvannsnettverk sørge for effektiv oppsamling av avrenningsvann og minimere områder med stagnasjon i dammer, der infiltrasjon hovedsakelig forekommer.

En veiledende vurdering kan gjøres ved hjelp av empiriske relasjoner for beregning av forholdet mellom infiltrasjon og avrenning, basert på SCS-CN-metoden (Soil Conservation Service Curve Number) med utgangspunkt i kurvetallet (CN) på 50-65 for naturlig jord i skogkledde og bratte områder. Med et effektivt dreneringssystem vil CN forskyves oppover, ettersom mer vann fanges opp og mindre blir infiltrert. En rimelig økning i CN for et svært effektivt system vil være fra 50-65 til 80-90 for bratte områder.

CN-metoden gir en formel for å estimere avrenningsdybde (Q) basert på nedbørsdybde (P) og CN-verdier. Den grunnleggende ligningen for avrenning er ¹:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \text{ where } S = \frac{1000}{CN} - 10$$

der

Q er avrenningsdybden (mm)

P er nedbørsdybden (mm)

S er den potensielle maksimale fordrøyningen etter at avrenningen begynner, basert på CN.

Som en metode for å grovt anslå størrelsesordenen på infiltrasjonsreduksjonen kan vi anta:

¹ USDA NRCS National Engineering Handbook - kapittel 10

$P = 50$ mm (en typisk nedbørshendelse som bidrar til kjeden av hendelser i løpet av vanntilførselsperioden). *Merk: For enkelhets skyld er det i denne parameterevalueringen kun tatt hensyn til direkte infiltrasjon, mens avrenningsbidraget fra den øvre delen av bassenget er neglisjert*;

Opprinnelig $CN = 50$

CN etter drenering = 80 (etter installasjon av et dreneringssystem).

Vi beregner derfor

Naturlig helning:

$S = 10$ mm

$Q \approx 40$

Infiltrasjon (naturlig helning) = 50 mm (nedbør) - 40 mm (avrenning) ≈ 10 mm

Med dreneringsnett:

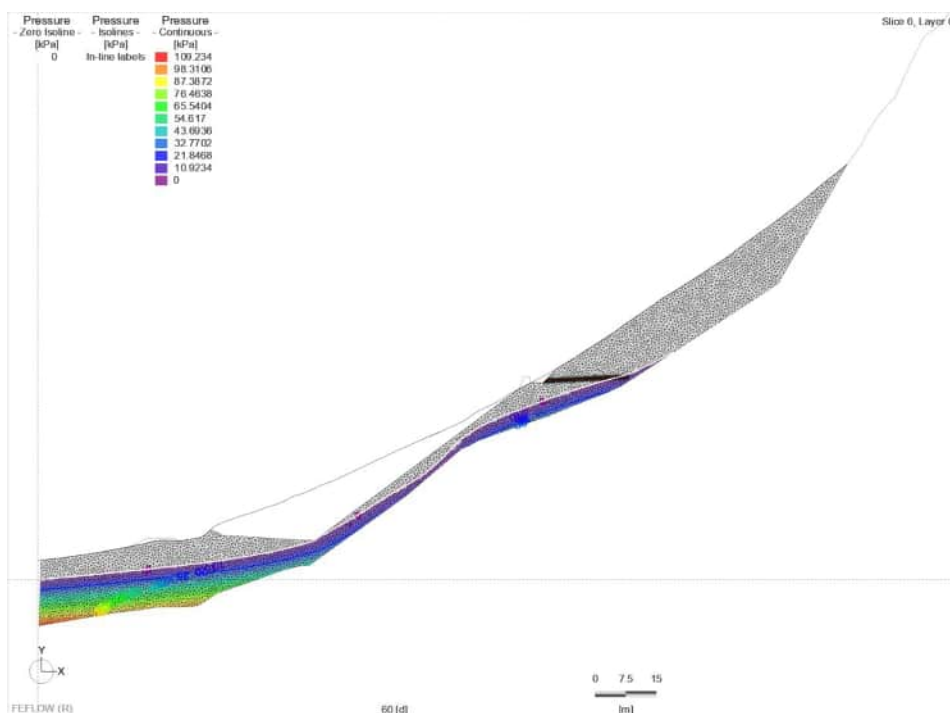
$S = 1,76$ mm

$Q \approx 48$

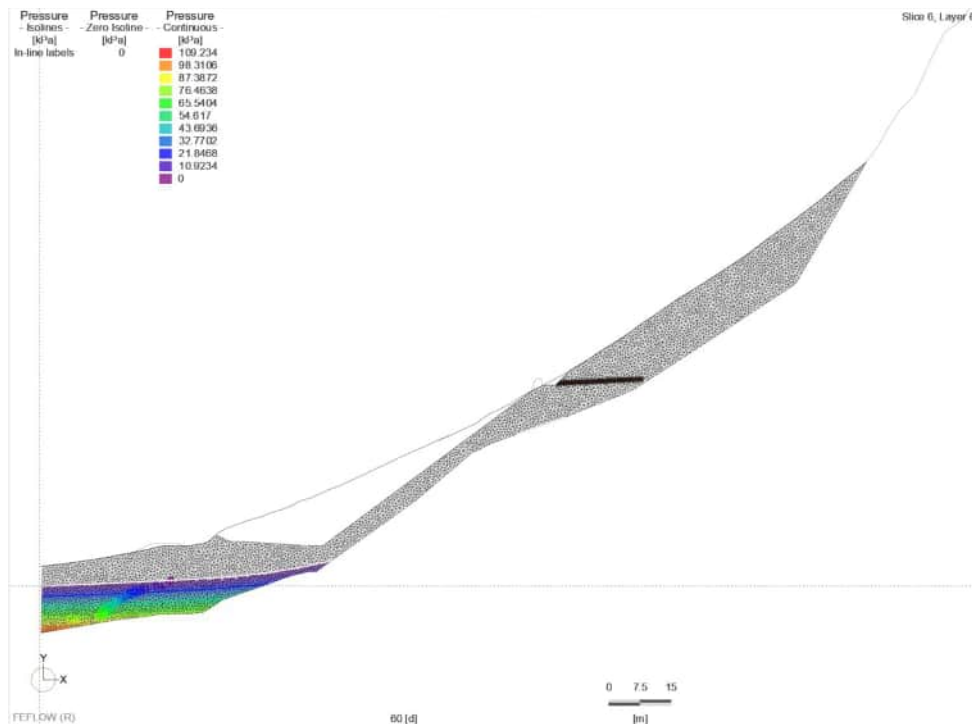
Infiltrasjon (med dreneringsnett) = 50 mm (nedbør) - 48 mm (avrenning) ≈ 2 mm

Estimering av infiltrasjonsreduksjon som en dimensjonerende ordre ≈ 80

Med utgangspunkt i denne verdien er det brukt en 50 % og 80 % reduksjon av vertikal tilførsel i det forrige beregningsscenarioet. Merk at under de evaluerte forholdene, med en 80 % reduksjon i infiltrasjon, forblir skredet fullstendig umettet.



Figur 9: Scenario 50 % reduksjon av tilførsler (overfladisk dreneringsnett): 3D-modell, dynamisk tilstand, n,5 avløp $L=20$ m, avstand mellom avløpene 5 m. Kritisk seksjon ved maksimal avstand fra avløpene, $\pm 2,5$ m



Figur 10: Scenario 80 % reduksjon av tilførsler (overfladisk avløpsnett): 3D-modell, dynamisk tilstand, n,5 avløp L=20 m, avstand mellom avløpene 5 m. Kritisk seksjon ved maksimal avstand fra avløpene, ±2,5 m

4 Permeabilitetstester

P46 Kalibrering av pumpetest

Kurven for pumpetesten har en uregelmessig form, noe som sannsynligvis skyldes at akvifernivået er lukket eller at laterale barrierer har ført til en reduksjon av transmissiviteten over tid.

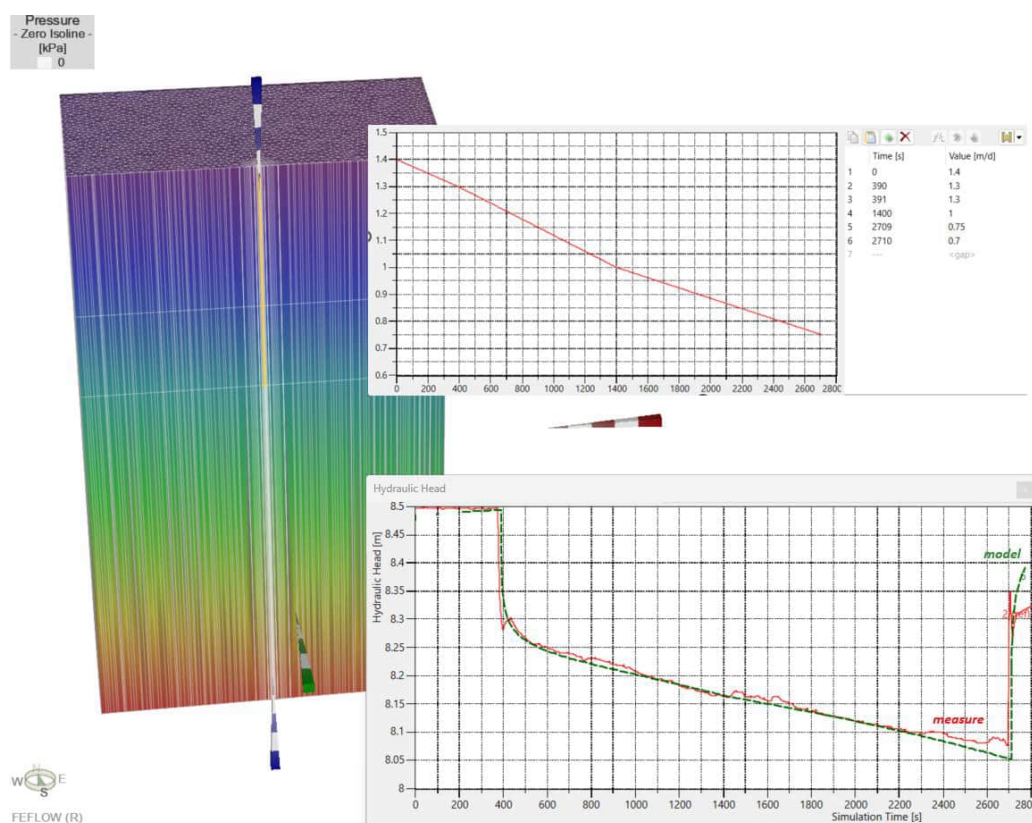
Derfor ble det utført en innledende tolkning ved hjelp av en finite element-strømningsmodell (FEFLOW, DHI-WASY). Testbrønnen ble fullstendig diskretisert innenfor modelldomenet.

Testkurven kunne ikke tolkes ved hjelp av en konstant K-verdi, så dataene ble automatisk kalibrert ved hjelp av en variabel K-modell, med variabilitet begrenset innenfor et smalt område.

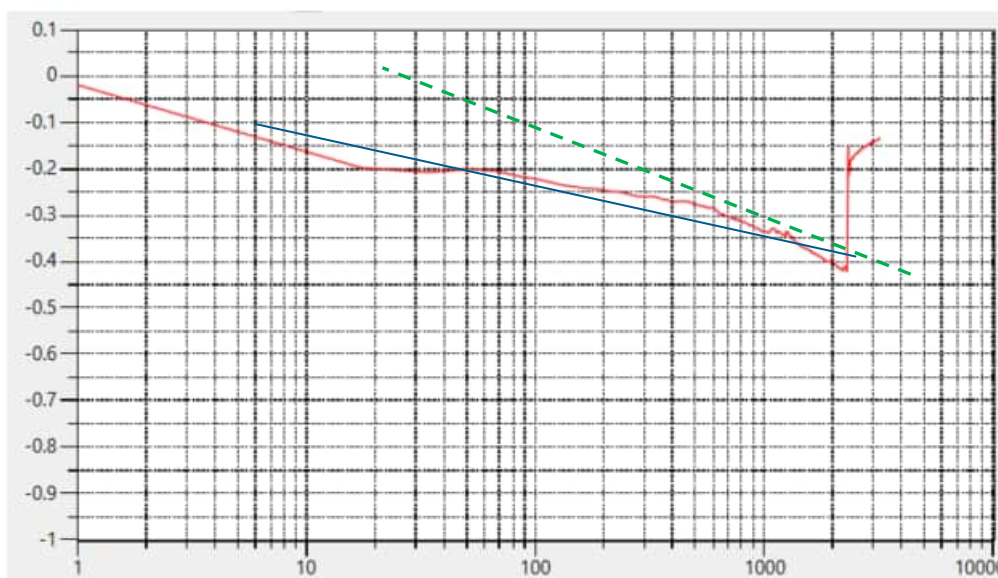
I Figur 11 viser diagrammet K vs. tidsavhengighet (s, m/d); det nederste diagrammet viser den beste tilpasningen mellom felldataene (i rødt) og simuleringen (grønn stiple linje).

Resultat: K svakt varierende med tiden for beste kurvetilpasning (T avtagende, permeabilitetsgrense, noe isolert nivå ikke gjenfylt)

$$K = 1,62E-5 \div 8,10E-6 \text{ m/s } (1,4 \div 0,7 \text{ m/d})$$



Figur 11: P46, pumpetest. Tolkning av kurver tilpasset numerisk modell



Figur 12: P46, tentativ tolkning ved hjelp av Theis-Jacobs logaritmiske tilnærming

Tolkning ved hjelp av Theis-Jacobs logaritmiske tilnærming er usikker på grunn av den korte testvarigheten og den uregelmessige formen på kurven i logplottet.

$$T \left(\frac{m^2}{s} \right) = \frac{0.183Q \left(\frac{m^3}{s} \right)}{DH \text{ (m)}}$$

Nedenfor vises resultater som tolker en logaritmisk syklus for $t > 300$ (grønn stiplet linje), som er i samsvar med modellresultatets høyere verdi.

DH	0.22	m	(drawdown for logarithmic cycle)
Q	0.0001	m ³ /s	≈ 6 l/min
T	8.3237E-05	m ² /s	transmissivity
H	5	m	filter length
K	1.6647E-05	m/s	permeability

P 46 Kalibrering av slugtest

Kurven for slugtesten viser en langsom stigning i "slug"-fasen, noe som kan skyldes at vann fyller gapet mellom røret og borehullet. Dette kan påvirke presisjonen til resultatene i nedtrekksfasen noe.

Resultatene fra slugtestene tolkes i utgangspunktet ved hjelp av Horslev-metoden, der permeabiliteten K er

$$K = \frac{r^2}{2L} * \frac{\ln\left(\frac{H_0}{H(t)}\right)}{t}$$

der

R er brønnradiusen

L er lengden på vannsøylen i brønnen (filterlengde) = 5 m

H₀ er den opprinnelige endringen i vannstand

H_t er vannstanden på tidspunkt t

t er tiden som har gått

t = 2", K = 6,9E-5 m/s

t = 5", K = 2,17×E-5 m/s

t = 8", K = 8,34E-6 m/s

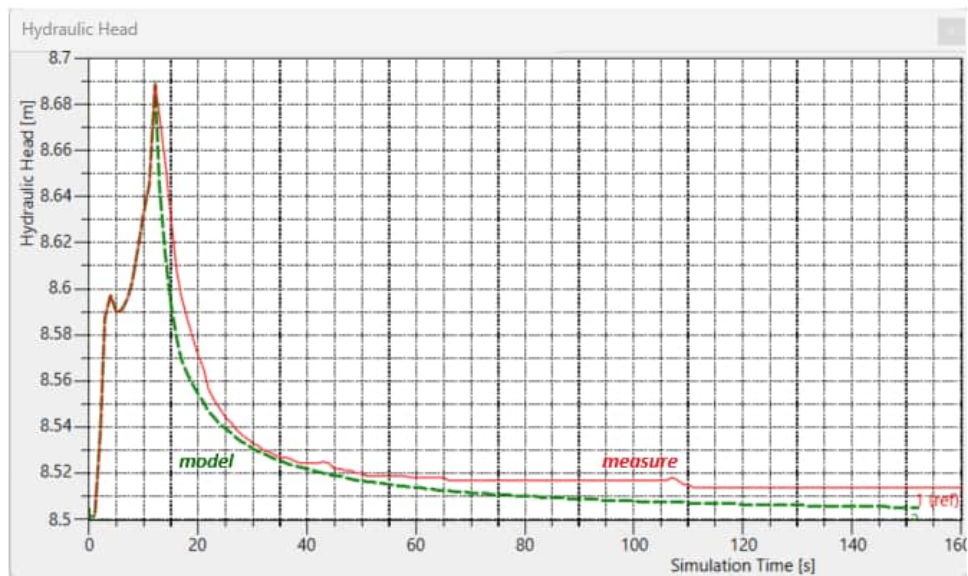
t = 18", K = 1,39E-6 m/s

Gjennomsnittlig verdi 2,51E-5 m/s

Slug-data ble brukt som input i den numeriske modellen for videre kontroll (kurve for innledende stigningsnivå som trykkfall-grensebetingelse, opp til andre 12 øverste testnivå, deretter BC fjernet og fri nedgang)

Numerisk modell «best fit» gjennomsnitt 7,1E-6 m/s

Testresultatene er grovt samsvarende med resultatene fra pumpetester i samme brønn



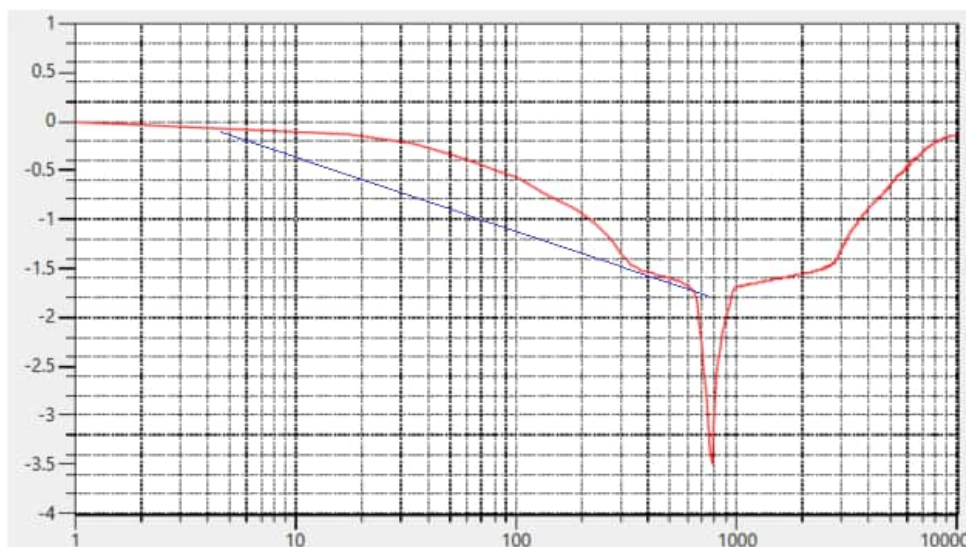
Figur 13: P46, slug-test. Tolkning ved hjælp af numerisk kurvetilpasning

P45 Pumpetest

Tolkning med Theis-Jacobs logaritmiske tilnærming er usikker siden testen er kort og kurven i logplottet er svært uregelmæssig (Figur 14). For $t > 700$ s skyldes trykkfallet løfting af pumpe og trykkmåler, så det skal ikke tas i betragtning. Tid < 300 s påvirkes af brønnlagringseffekten.

Så en kort strekning kan tolkes, for $t > 300$ s.

DH	0.7 m	(drawdown for logarithmic cycle)
Q	0.0001 m ³ /s	≈ 6 l/min
T	2.61E-05 m ² /s	transmissivity
H	6 m	filter length
K	4.36E-06 m/s	permeability



Figur 14: P45, tentativ tolkning ved hjælp af Theis-Jacobs logaritmiske tilnærming

Kommentar:

Pumpetestdataene er uregelmessige, delvis på grunn av sterk lateral og vertikal anisotropi. Begge testene indikerer en akvifer med middels til lav permeabilitet, med en maksimal hydraulisk ledningsevne ($K_{\max}$) på ca. 1,4 m/s. Transmissiviteten varierer sannsynligvis i løpet av testen, og viser den samme oppførselen som forventes for grøftedrenering, på grunn av lateral lukking eller delvis desaturering av noen permeable lag.

		K (m/s)	K (m/d)
P46	max	1.62E-05	1.40
	min	8.10E-06	0.70
P45		4.36E-06	0.38