

15143 Skred ved Nesvatnet, Levanger

15143-OO-RIG-R-005 rev. 02

ÅRSAKSFORHOLD

Teknisk vurdering av skredårsak.

REVISJONER

Rev.	Dato	Utført av	Kontrollert av	Godkjent av
00	22.12.2025	SBH, SWDY, THHO	MGB	JBS
01	06.02.2026	SBH, SWDY, THHO	MGB	JBS
02	10.02.2026	SBH, THHO	MGB	JBS

ENDRINGSHISTORIKK

Rev.	Referanse	Beskrivelse
00	-	For kundens kommentar
01	-	Utsendelse ferdig rapport
02	-	Oppdatert Vedlegg A

OPPDRAGSINFORMASJON

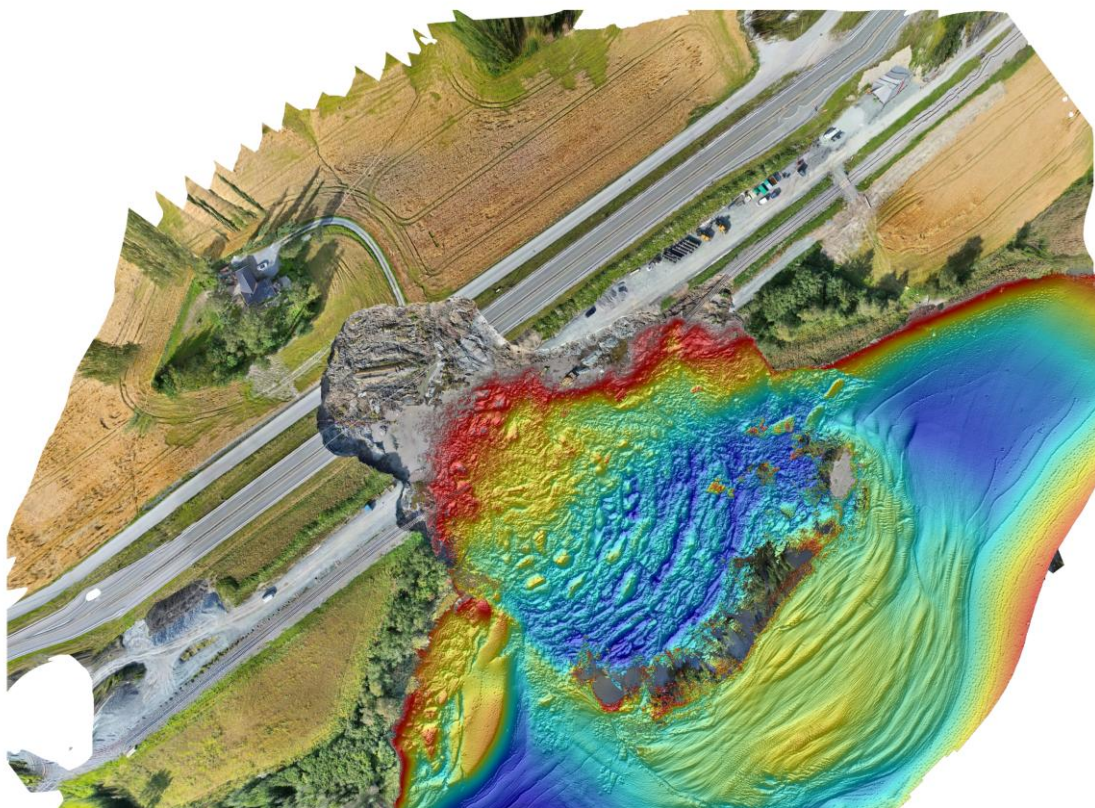
Oppdragsgiver:	BaneNor
Oppdragsgivers kontaktperson:	Navn: Eelco van Raaij Epost: eelco.van.raaij@banenor.no

SAMMENDRAG

Lørdag 30. august 2025 ca. kl. 08.40 gikk det kvikkleireskred ved Nesvatnet i Levanger kommune. 4 personer ble tatt i skredet, hvorav 1 person mistet livet.

Foreliggende rapport vurderer tekniske årsaksforhold knyttet til skredet. Det tas ikke stilling til om eller hva som kunne eller burde vært gjort annerledes i prosjektgjennomføring, prosjektering eller utførelse av arbeidene. Dette er vurdert å være utenfor rapportens mandat.

Arbeidet er utført av Dr. techn. Olav Olsen AS på oppdrag fra Bane Nor. Formålet med rapporten er å kunne konkludere med hensyn på utløsende skredårsak, og på det viset skaffe til veie kunnskap. Denne kunnskapen er viktig slik at en unngår å gjenskape situasjonen som har utløst skredet når jernbane og E6 skal gjenoppbygges.



Den utløsende årsaken til skredet er vurdert å være:

- poreovertrykk i et permeabelt lag som følge av luftspyling under installasjon av kalksementpeler, i kombinasjon med;
- en svekket sone i bakken bestående av kalksementpeler som ble installert like før skredhendelsen og mellomliggende forstyrret leire mellom kalksementpelene.

Det er påvist ved beregninger at poreovertrykk i det permeable laget alene er tilstrekkelig til å utløse skredet. Den svekkede sonen i bakkant er nødvendig som «rissanviser» for å gjenskape den faktiske bruddgeometrien som er observert etter skredet. Kritisk glideflate funnet i beregningene samsvarer godt med antatt glideplan, tolket fra sjøbunnskanning og grunnundersøkelser.

Innholdsfortegnelse

Vedlegg	3
Tegninger	3
1 Konklusjon med vurdering av skredårsak.....	4
2 Metodikk og avgrensning av rapportens omfang	6
3 Hendelsesforløp.....	7
3.1 Situasjonen i skredområdet – før skredet	7
3.2 Rekonstruert hendelsesforløp	7
4 Grunnforhold	9
4.1 Grunnforhold	9
4.2 Kvikkleiresone	10
5 Årsaksvurdering.....	11
5.1 Stabilitetsberegninger	11
5.1.1 Kort om beregning av skråningsstabilitet	11
5.1.2 Beregningsprofiler	11
5.1.3 Beregningsforutsetninger	12
5.1.4 Beregnet skråningsstabilitet – situasjon før skredet.....	12
5.1.5 Beregnet skråningsstabilitet – potensielle utløsende årsaker til skredet.....	14
5.1.6 Beregnet skråningsstabilitet – sannsynlig utløsende årsak til skredet.....	16
5.2 Vurdering av skredmekanisme	18
5.3 Variasjoner og usikkerheter i tolkningen av permeabelt lag.....	19
6 Betenkning for senere prosjekter med grunnforsterkning med kalk-sement	21
Referanseliste.....	22

VEDLEGG

A	Beregningsmodell og materialparametere for beregninger med endelig elementmetode
---	--

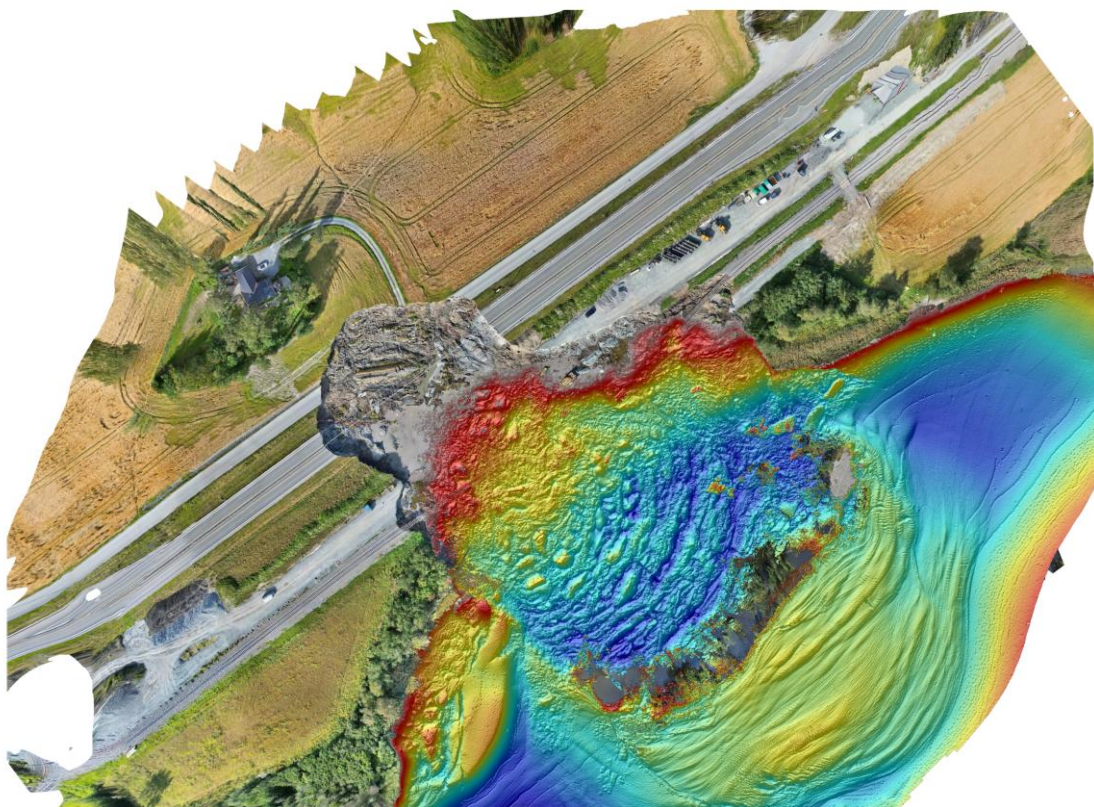
TEGNINGER

Tegningsnummer:	Tegning:	Målestokk:
501	Situasjonsplan – Alle borpunkter samlet	1:2500
502	Situasjonsplan – Tolkning kvikkleire	1:1500
503	Installasjonsrekkefølge KS-peler	1:750
504	Profil A – Stabilitetsberegning, opprinnelig situasjon	-
505	Profil K – Stabilitetsberegning, opprinnelig situasjon	-
506	Profil K – Stabilitetsberegning, anleggsfase	-

1 KONKLUSJON MED VURDERING AV SKREDÅRSAK

Foreliggende rapport vurderer tekniske årsaksforhold knyttet til skredet ved Nesvatnet i Levanger kommune 30. august 2025. Formålet med rapporten er å kunne konkludere med hensyn på utløsende skredårsak, og på det viset skaffe til veie kunnskap. Denne kunnskapen er viktig slik at en unngår å gjenskape situasjonen som har utløst skredet når jernbane og E6 skal gjenoppbygges.

Lørdag 30. august 2025 ca. kl. 08.40 gikk det kvikkleireskred ved Nesvatnet i Levanger kommune. 4 personer ble tatt i skredet, hvorav 1 person mistet livet. Deler av skredet er dokumentert med videoopptak.



Figur 1. Sammenstilling av dronefoto og sjøbunnskanning etter skredet.

Hendelsesforløp

Sentrale elementer i hendelsesforløpet er oppsummert under:

- Det pågikk anleggsarbeider med etablering av kalksementpeler på stedet da skredet gikk. Disse arbeidene hadde startet i skredområdet ca. 1,5 timer før skredet gikk.
- Initialskredet gikk i området hvor kalk-sementtriggen var oppstilt.
- Skredet bredte seg hurtig ut sideveis, og beveget seg ut i Nesvatnet. Få minutter etter initialskredet og sideveis forplantning gikk et større hovedskred som tok med seg E6.
- Selve skredhendelsen var over på bare noen minutter

Grunnforhold og topografi

Terrenget heller jevnt nedover fra høyreliggende terreng i vest ned mot Nesvatnet i øst. Fra E6 og ned til vannspeilet i Nesvatnet er det en høydeforskjell på ca. 7 m. På land er det generelt registrert et tørrskorpelag på 1 – 3 meter, over leire med varierende mektighet, generelt mellom 2 og 18 meter.



Derunder følger et tynt lag med morene over berg. Leira er registrert som meget bløt til middels fast og det er påvist tykkere sammenhengende lag med kvikkleire og/eller sprøbruddmateriale. I enkelte borpunkt framstår leira som kvikk like under tørrskorpa, men generelt ligger kvikkleira 2-4 meter under terreng. I deler av området er det tolket et eller flere permeable lag innskutt i leiravsetningen.

Resultater fra grunnundersøkelser utført fra flåte viser at grunnforholdene ute i Nesvatnet består av gytje over bløt leire til stor dybde. Det er påvist sprøbruddmateriale i dybden.

Årsaksvurdering, teknisk skredårsak

Vi konkluderer med at utløsende årsak til skredhendelsen er installasjonseffekter fra etablering av kalksementpeler. Kalksementpelene er installert inn i et permeabelt lag. Det vurderes som sannsynlig at dette permeable laget har fått satt opp et poreovertrykk under installasjon av kalksementpelene. På bakgrunn av dette vurderes det som at den mest sannsynlige utløsende årsaken til skredet er:

- poreovertrykk i et permeabelt lag som følge av luftspyling under installasjon av kalksementpeler, i kombinasjon med;
- en svekket sone i bakken bestående av kalksementpeler som nettopp var installert og mellomliggende forstyrret leire mellom kalksementpelene.

Det er påvist ved beregninger at poreovertrykk i det permeable laget alene er tilstrekkelig til å utløse skredet. Den svekkede sonen i bakkant er nødvendig som «rissanviser» for å gjenskape den faktiske bruddgeometrien som er observert etter skredet. Kritisk glideflate funnet i beregningene samsvarer godt med antatt glideplan, tolket fra sjøbunnskanning og grunnundersøkelser.

Andre faktorer som er vurdert, men ikke funnet å ha forekommet eller å ha noen innvirkning på skredhendelsen, inkluderer seismisk aktivitet, erosjon, undersjøiske skred og feil på vann- og avløpssystemet i området.

2 METODIKK OG AVGRENSNING AV RAPPORTENS OMFANG

Foreliggende rapport vurderer tekniske årsaksforhold knyttet til skredet ved Nesvatnet i Levanger kommune 30. august 2025. Vurderingene er utført med bakgrunn i tilgjengelig informasjon om grunnforhold, geometri, geoteknisk prosjektering og utførte anleggsarbeider. Formålet med rapporten er å kunne konkludere med hensyn på utløsende skredårsak, og på det viset skaffe til veie kunnskap slik at en unngår å repetere eventuelle feil i prosjektering og anleggsarbeider når jernbane og E6 skal gjenoppbygges.

Denne rapporten tar kun stilling til den utløsende årsaken for skredet. Det tas ikke stilling til om eller hva som kunne eller burde vært gjort annerledes i prosjektgjennomføring, prosjektering eller utførelse av arbeidene. Dette er vurdert å være utenfor rapportens mandat.

Rapporten er utarbeidet av Dr. techn Olav Olsen AS på bestilling fra undersøkelseskomisjonen for skredhendelsen hos Bane Nor SF.

3 HENDELSESFORLØP

3.1 Situasjonen i skredområdet – før skredet



Figur 2. Anleggsområdet fotografert fra lufta 6. august 2025. Foto: Leif Arne Holme/ Adresseavisen.

Ved skredtidspunktet pågikk det anleggsarbeider for etablering av kryssningsspor for jernbanen. Planlagt kryssningsspor er ca. 950 m langt, og er planlagt etablert i løsmasseskjæring på vestsiden av eksisterende spor. I tillegg til selve kryssningssporet omfatter prosjektet to driftsveier for tilkomst til sporveksler, mindre tiltak ved to planoverganger og bytte av fire stikkrenner. For prosjektet med etablering av kryssningsspor er Bane NOR SF byggherre og Infrakraft AS hovedentreprenør. NIRAS Norge AS er kontrahert av Bane NOR som prosjekterende for alle fag, samt oppfølging av geoteknisk utførelse.

Arbeidene som pågikk langs Nesvatnet da skredhendelsen inntraff lørdag 30. august ble utført som en del av arbeidene for etablering av nytt kryssningsspor. Anleggsarbeidene hadde da pågått siden juni samme år.

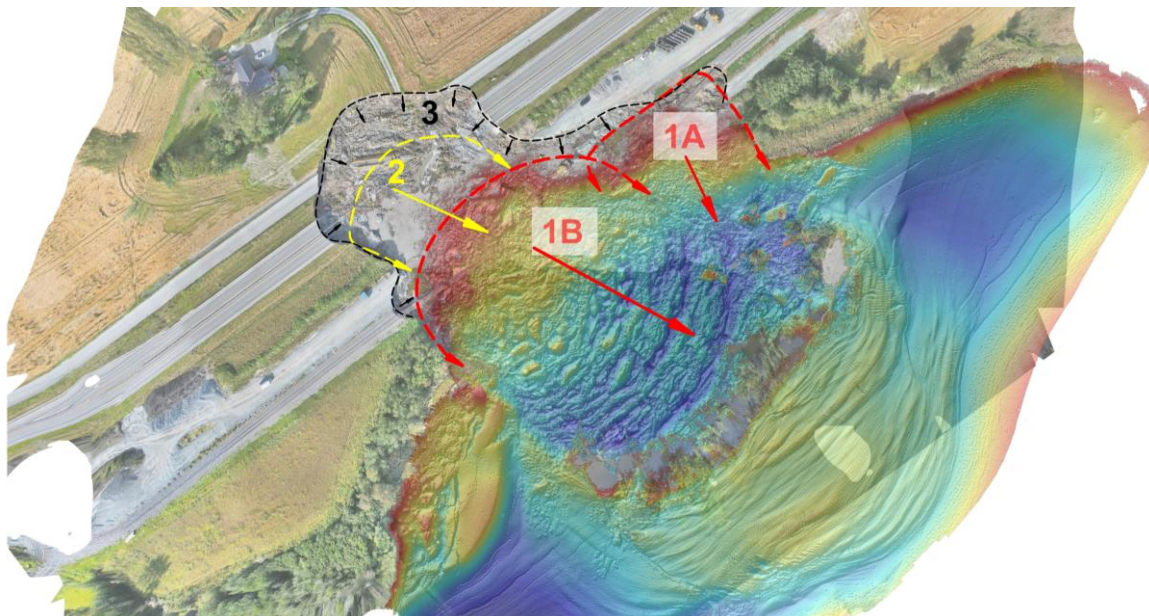
3.2 Rekonstruert hendelsesforløp

Rapport «15143-OO-RIG-R-004 Kvikkleireskred ved Nesvatnet – Faktarapport» [1] inneholder en detaljert beskrivelse av skildringer fra vitner til skredet. Disse vitneskildringene, samt videoer, foto og terrengskanninger på land og i Nesvatnet danner grunnlag for å rekonstruere hendelsesforløpet for skredet som fant sted lørdag morgen 30. august 2025 klokken 08.40.

Øyenvitneskildringene beskriver at de ca. 3 min i forkant av skredet hørte gnisselyder i pukken som var lagt ut som bærelag for KS-riggen. Dette er beskrevet som at pukken «koker¹». Skredet inntraff ca. 08:40 denne morgenen. På dette tidspunktet var det installert 29 KS-peler i skredområdet. Siste pel ble installert kl. 08:39.

¹ Koking er en benevnelse på poreovertrykk i sand og andre friksjonsmasser. Ved «koking» er poretrykket større enn vertikalspenningene, slik at sandkornene flyter rundt i en vektløs tilstand. Dette fenomenet er også kjent under navnet «kvikksand».

Ut fra de opplysningene som foreligger startet skredet i det området hvor kalksementtrigg og arbeidere var plassert. Dette sammenfaller med området hvor det var blitt installert KS-peler samme morgen, og hvor arbeidene fortsatt pågikk. Figur 3 viser rekonstruert rekkefølge for de ulike delene av skredet.



Figur 3. Skisse av rekonstruert skredforløp.

Antatt initialskred er vist som del 1A av skredet i Figur 3. I henhold til vitneskildringer har skredet utviklet seg videre sidevegs i retning sør, markert som del 1B i Figur 3. Det er ikke kartlagt om området vist som 1B har gått i ett stykke eller i flere deler. Den sidevegs utbredelsen av skredet til 1B har så åpnet for en videre utvikling bakover mot og gjennom E6 i det som er markert som område 2 i Figur 3. Område 2 har deretter løsnet og pløyd seg igjennom de initiale skredmassene, bak og under den opprinnelige sjøbunnen, og forflyttet fronten av skredmassene godt ut i, og nært motsatt side av Nesvatnet. Område 3 er definert som mindre skalker i skredkanten som har løsnet etter at hoveddelene av skredet har gått.

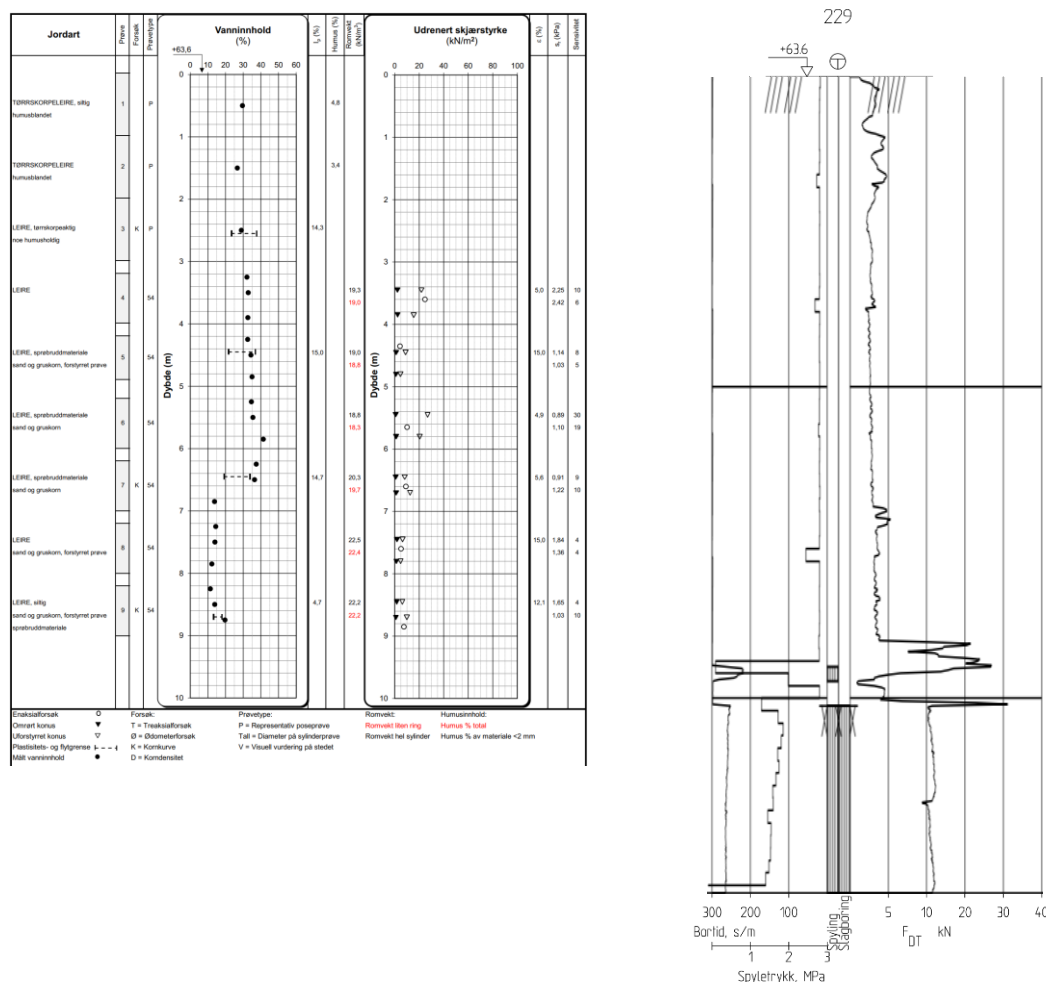
Lengst nordvest i skredgropa er det på sjøbunnskann indikasjoner på det som antas å være den initiale glideflata, og som ikke er påvirket av det påfølgende og større del-skredet som utviklet seg bakover mot E6, kfr. for øvrig kap. 5.2.

4 GRUNNFORHOLD

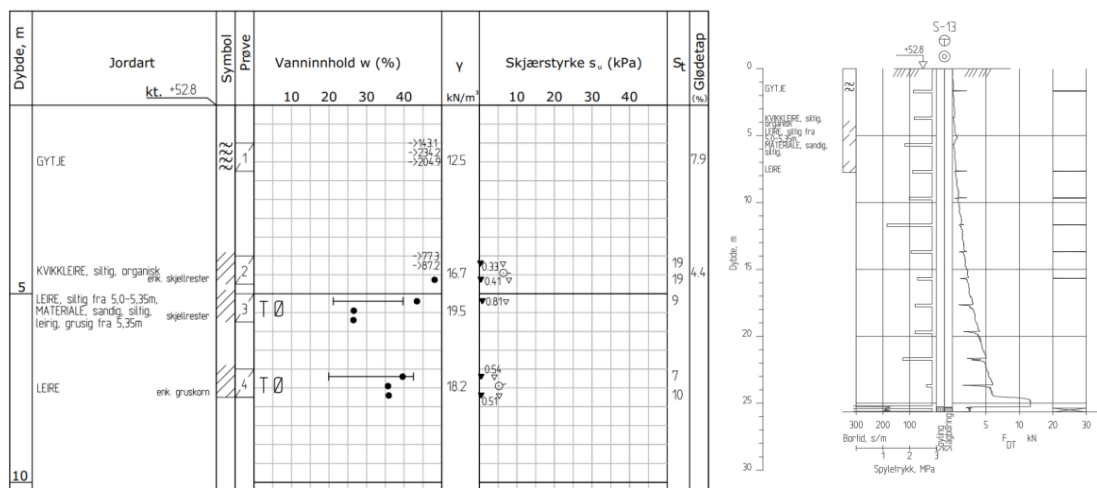
4.1 Grunnforhold

På land er det generelt registrert et tørrskorpelag på 1 – 3 meter, over leire med varierende mektighet, generelt mellom 2 og 18 meter. Derunder følger et tynt lag med morene over berg. Leira er registrert som meget bløt til middels fast og det er påvist tykkere sammenhengende lag med kvikkleire og/eller sprøbruddmateriale. I enkelte borpunkt framstår leira som kvikk like under tørrskorpa, men generelt ligger kvikkleira 2-4 meter under terreng. I deler av området er det tolket et eller flere permeable lag av sand eller silt innskutt i leiravsetningen. Antatt representativt borprofil for grunnforholdene på land er vist i Figur 4.

Resultater fra grunnundersøkelser utført fra flåte viser at grunnforholdene ute i Nesvatnet består av gytje over bløt leire til stor dybde. Det er påvist sprøbruddmateriale i dybden. Gytjen i de første meterne under sjøbunn har svært lav tyngdetetthet. Antatt representativt borprofil for grunnforholdene ute i Nesvatnet land er vist i Figur 5.



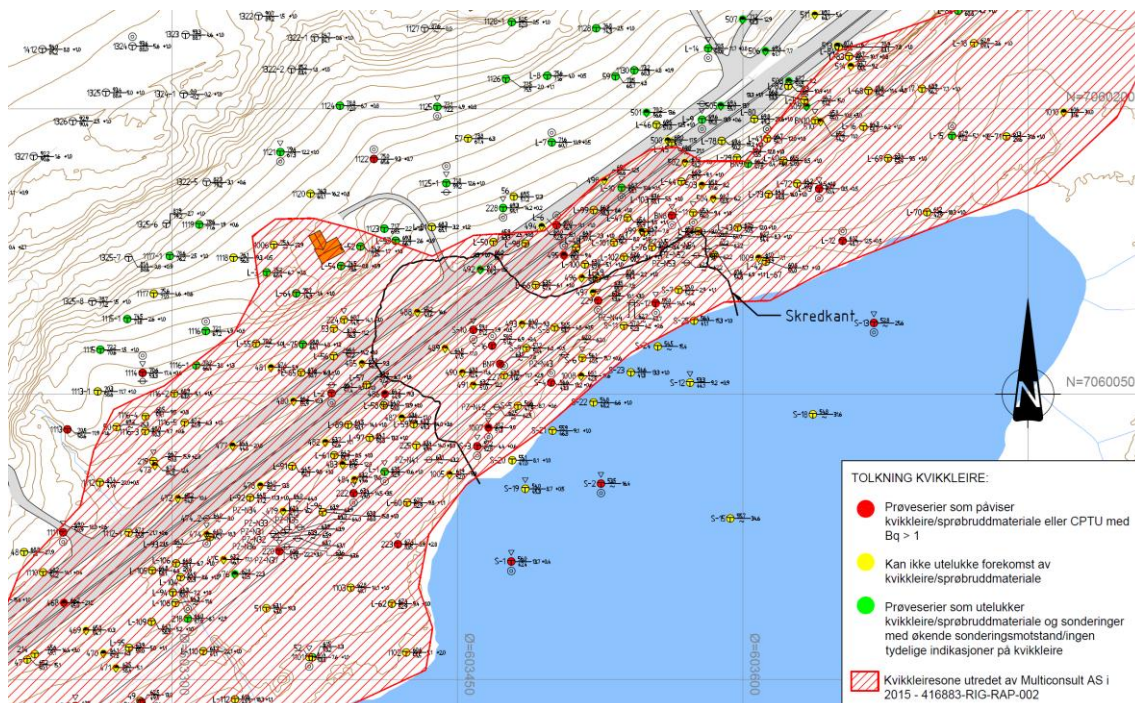
Figur 4. Prøveserie og totalsondering fra borpunkt 229, plassert sentralt i antatt initialscred.



Figur 5. Prøveserie og totalsondering fra borpunkt S13, plassert ute i Nesvatnet, rett til side for utløpsområdet. Plasseringen gjør at borpunktet kan antas å være representativ for grunnforholdene i vannet før skredet.

4.2 Kvikkleiresone

Multiconsult har i forbindelse med geotekniske prosjektering av breddeutvidelse for E6 utredet utbredelsen av kvikkleire [2]. Utstrekning av sonen ved den aktuelle delen av Nesvatnet er sammenstilt med skredkant og OOs tolkning av kvikkleirepunkter i tegning 502. Sonen ble klassifisert med *høy faregrad*. Kvikkleira er sammenhengende over et større område og har varierende mektighet. Et utsnitt av tegning 502 er vist i Figur 6.



Figur 6. Tolket utbredelse av kvikkleire fra Multiconsult [2], sammenstilt med skredkant og OOs tolkning av individuelle borpunkt. Utsnitt av tegning 502.

5 ÅRSAKSVURDERING

5.1 Stabilitetsberegninger

5.1.1 Kort om beregning av skråningsstabilitet

Med begrepet «stabil skråning» innenfor geoteknikk og geologi menes en skråning hvor styrken i grunnen er større enn påvirkningene slik at skråningen ikke settes i bevegelse/raser ut.

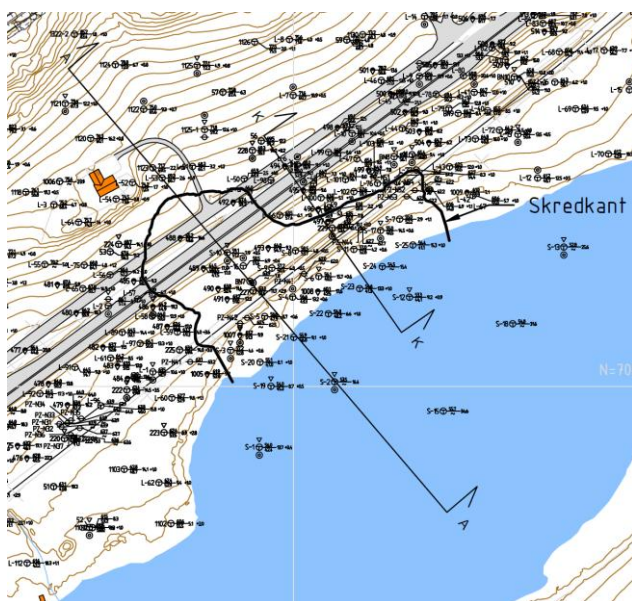
For å kunne kvantifisere «hvor stabil» en skråning er sammenlignes drivende og stabiliserende krefter på skråningen, og forholdet mellom drivende og stabiliserende krefter uttrykkes som et forholdstall. Dette forholdstallet omtales gjerne som en «sikkerhetsfaktor»: $F_s = \frac{\text{Stabiliserende krefter}}{\text{Drivende krefter}}$

Så lenge de stabiliserende kreftene er større enn de drivende kreftene vil skråningen være stabil. Dvs. at en skråning vil være stabil for $F_s \geq 1,0$.

Ulike prosjekteringsstandarder, tekniske regelverk etc. har ulike krav til hvor høyt dette forholdstallet skal være. I denne rapporten er det ved vurdering av årsak kun vurdert hvilke lastsituasjoner som kan framprovosere at de drivende kreftene blir større enn de stabiliserende kreftene, slik at forholdstallet $F_s \leq 1,0$. Det er i denne rapporten ikke tatt stilling til hvilke krav til beregnet sikkerhet som har vært gjeldende for de ulike lasttilfellene.

5.1.2 Beregningsprofiler

Det er utført beregninger på to ulike profil. Plassering av profilene i plan er presentert i tegning 501. Profil A strekker seg gjennom senter av skredgropa og valgt for å presentere stabiliteten generelt i området før skredhendelsen, mens profil K er plassert i området hvor det er vurdert at initialskredet ble utløst. Profil K i denne rapporten tilsvarer profil R i Niras sine rapporter, mhp. geografisk plassering.



Figur 7. Plassering av beregningsprofil A og K. Utsnitt fra tegning 501.

5.1.3 Beregningsforutsetninger

Geometri, tolket lagdeling, valg av jordartsparemetere og laster er redegjort for i notat 15143-00-RIG-N-001 rev. 04 [3].

I tillegg er følgende vurderinger gjort for beregning av skredårsak:

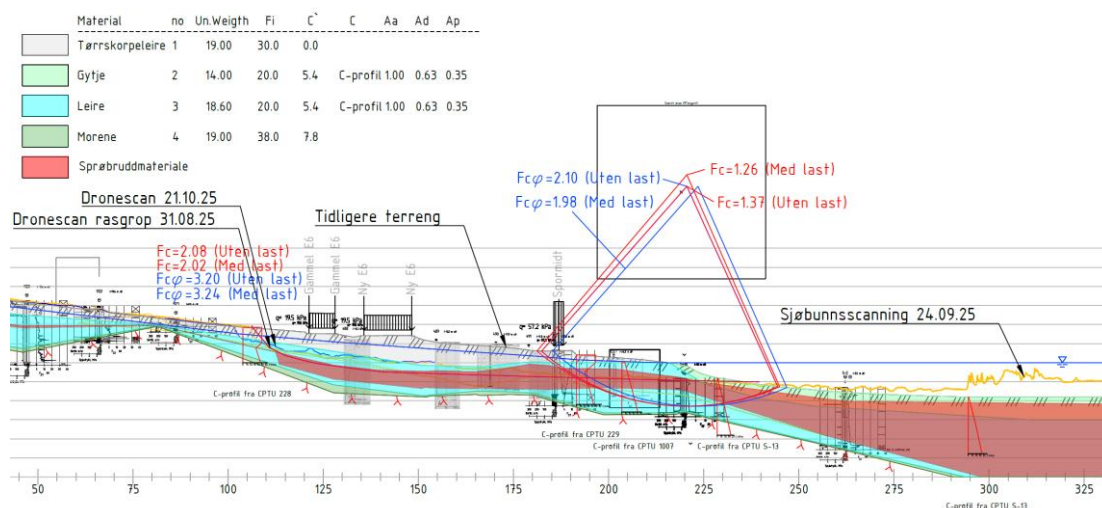
- Skredet har hatt et hurtig forløp, og det er vurdert at udrenerte skjærfasthetsparametere (totalspenningsbasis) i leira er det som representerer styrken i leira best i skredsituasjonen.
- For initialsituasjonen/situasjonen før skredet er beregningsmessig stabilitet kontrollert også med drenerte skjærfasthetsparametere (effektivspenningsbasis)
- Det er tatt utgangspunkt i hydrostatisk poretrykksfordeling fra tolket grunnvannstand i initialtilstand.
- Toglast i beregninger er basert på dimensjonerende toglast i Bane Nors tekniske regelverk.
- Anleggslast fra KS-rigg er satt til 25 kPa for beregninger hvor anleggslast er opptredende. Dette er lavere enn faktisk beltetrykk fra KS-riggen, men er vurdert som tilstrekkelig representativt for en 2D-beregning, gitt KS-riggens begrensede utstrekning innover i planet og observert utstrekning av bruddflater.
- For beregninger av stabilitet med lokal poretrykksoppbygging er det utført beregninger med programvare for 2D endelig elementmetode. Dette i motsetning til øvrige stabilitetsberegninger som er utført med grenselikvektsbetraktninger. Nærmere redegjørelse for beregningsmodell og materialparametere er gitt i Vedlegg A.

5.1.4 Beregnet skråningsstabilitet – situasjon før skredet

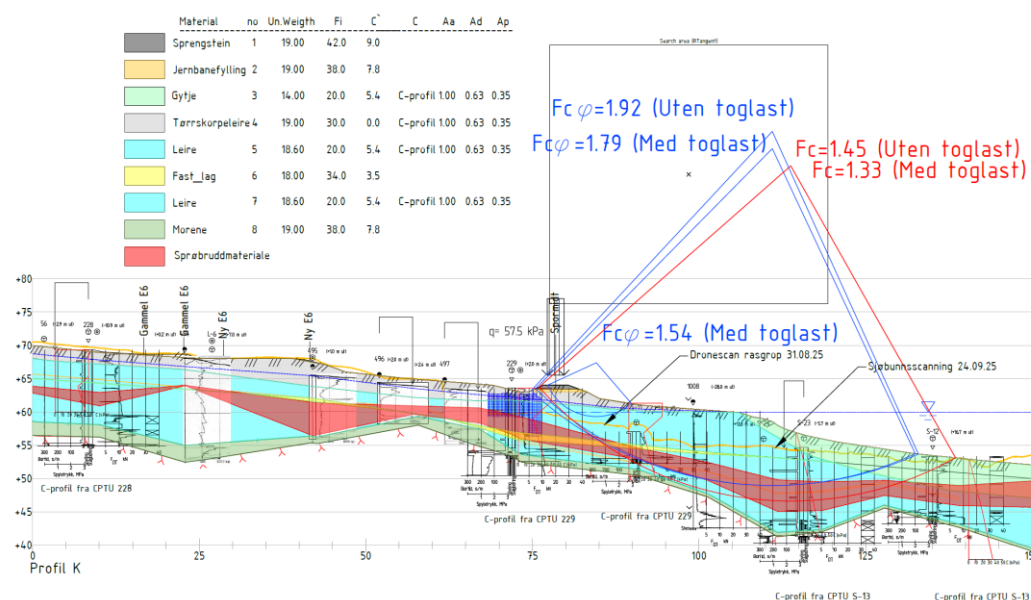
Situasjonen før skredet er beregnet både for en situasjon med toglast og for en situasjon uten terrenglast. Toglasten er betydelig større enn lasten fra anleggsmaskiner, og beregningen med toglast er derfor vurdert å også være dekkende for situasjonen med last fra anleggsmaskiner. En oversikt over beregningsmessig sikkerhet uttrykt som forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter er vist i Tabell 1.

Tabell 1. Oversikt over beregnede sikkerhetsfaktorer – situasjon før skredet.

	Med toglast Totalspenningsbasis	Uten toglast Totalspenningsbasis	Med toglast Effektivspenningsbasis	Uten toglast Effektivspenningsbasis
Profil A	$F_s = 1,26$	$F_s = 1,37$	$F_s = 1,98$	$F_s = 2,10$
Profil K	$F_s = 1,33$	$F_s = 1,45$	$F_s = 1,54$	$F_s = 1,92$



Figur 8. Utsnitt av tegning 504. Beregningsmessig skråningsstabilitet i Profil A før skredet



Figur 9. Utsnitt av tegning 505. Beregningsmessig skråningsstabilitet i Profil K i før skredet.

Det bemerkes at beregningsmessig sikkerhetsfaktor viser tilstrekkelig margin mot en labil situasjon, til at et naturlig utløst skred kan utelukkes. Videre bemerkes det at styrken i tørsskorpelaget er tolket forsiktig. Det vurderes derfor at det er mer sannsynlig at reell skråningsstabilitet er bedre enn den beregnede, enn motsatt.

Videre bemerkes det at innmålt terreng (dronescan & sjøbunnsscanning) etter skredet viser store avvik fra beregningsmessig kritiske glideplan, kfr. Figur 8 og Figur 9, samt tegning 504 og tegning 505 med bedre lesbarhet. Dette vurderes som en indikasjon på at utløsende skredårsak ikke har direkte sammenheng med terrenggeometri og terrenglaster.

Beregningsmessig sikkerhetsfaktor avviker noe fra beregningsmessig sikkerhetsfaktor fra Niras' prosjekteringsrapport. Dette vurderes imidlertid å være mindre viktig, da marginen mot en beregningsmessig labil situasjon er tilstrekkelig til å utelukke at evt. rene beregningsfeil i prosjekteringen har vært direkte årsak til skredet.

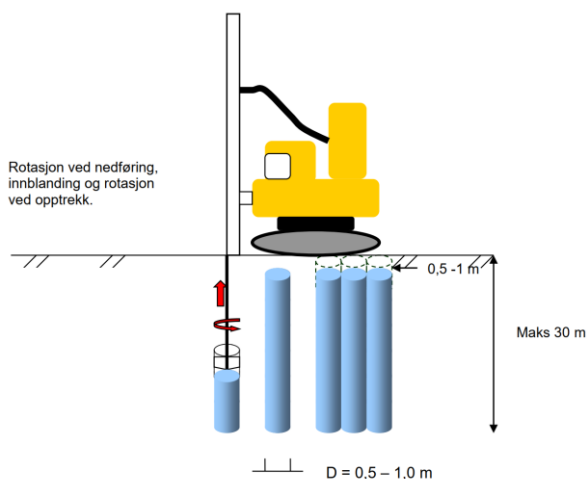
5.1.5 Beregnet skråningsstabilitet – potensielle utløsende årsaker til skredet

Basert på vitneskildringer, bilder, videoer og innmålt terreng etter skredet vurderes det som overveiende sannsynlig at initialskredet har gått i området hvor KS-riggen var oppstilt på skredtidspunktet. Dette området er benevnt som delområde 1A i Figur 3, og Profil K er vurdert å være representativt beregningsprofil for initialskredet og delområde 1A.

På skredtidspunktet var det stengt for togtrafikk, og det er derfor ikke hensyntatt laster fra togtrafikk i disse beregningene. Last fra KS-rigg og annen anleggsaktivitet er vurdert til 25 kPa, kfr. kap. 5.1.3.

Nedbør, seismisk aktivitet og bæreevnebrudd som følge av anleggslast og opprasking av masser er alle vurdert som mulige årsaker og forkastet. Mhp. grunnlag for nedbør og seismisk aktivitet henvises det til innsamlede data i rapport nr. 15143-OO-RIG-R-004 [1]. Det er der vist at det hverken var seismisk aktivitet i området ved skredtidspunktet, eller at det vært noen særlig nedbørsintensiv periode i forkant av skredet. Bæreevnebrudd som følge av anleggslaster og opprasking av masser er forkastet som utløsende årsak basert på bæreevneberegninger som gir beregningsmessig svært god margin mot bæreevnebrudd.

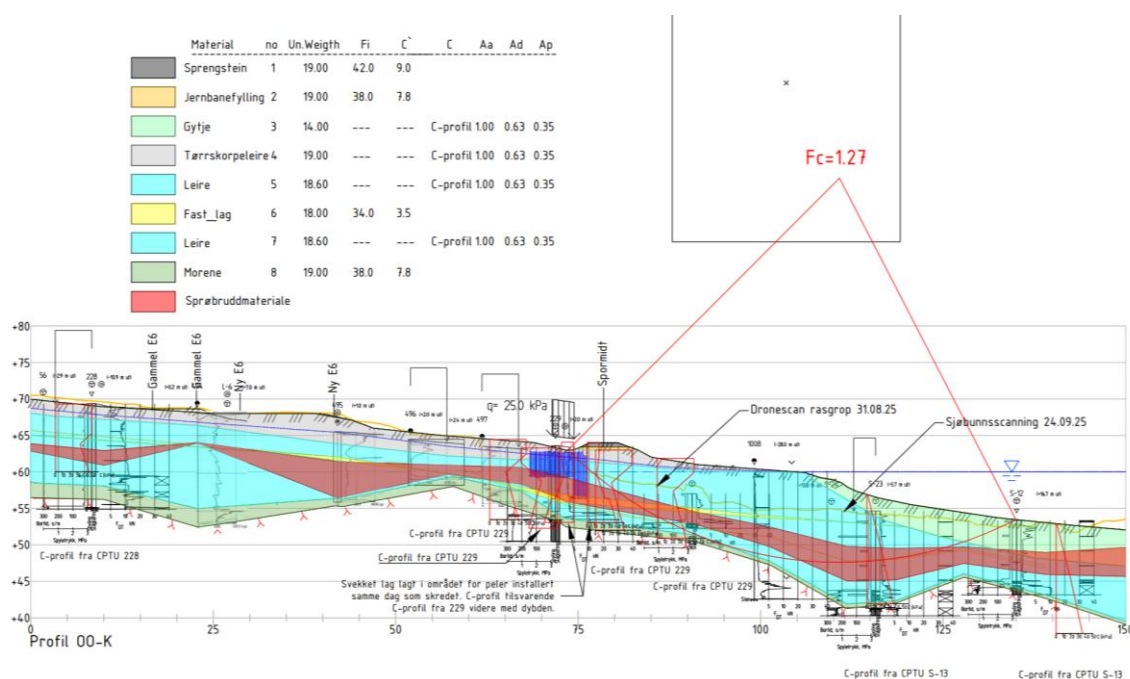
Det er som tidligere omtalt vurdert som overveiende sannsynlig at skredet har startet i området hvor KS-riggen var oppstilt. Ved etablering av kalk-sementpeler svekker man grunnen midlertidig ved at man fører en visp ned i bakken og rører om leira. Samtidig som vispen trekkes opp til overflaten igjen spyles det kalk og sement inn i leira med høyt trykk. Vispen rører da kalk og sement sammen med leira når den trekkes opp. Det er i Norge vanlig å benytte luft som spylemedium ved innspyling av kalk og sement. Peleprotokoller fra kalk-sementarbeidene viser at luft ble benyttet som spylemedium ved de aktuelle arbeidene. Blandingen av kalk/sement/leire herder så ved hjelp av kjemiske prosesser og oppnår en styrke og stivhet som blir mange ganger høyere enn leira hadde før stabilisering. Herdeprosessen starter umiddelbart, og allerede få dager etter installasjon kan KS-pelene ha oppnådd betydelig styrke.



Figur 10. Prinsippskisse av kalk-sementstabilisering. Skisse fra NGFs Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler

Den midlertidige svekkingen av leira omfatter selve den vispede sonen, samt at de høye spyletrykkene svekker leira i en sone rundt den vispede sonen. Ved prosjektering av tiltaket har

prosjekterende angitt denne sonen til å omfatte en omkrets på 5 m i planet rundt den vispede sonen. For tilbakeregning av skredhendelsen er denne sonen redusert i våre beregninger. Den aktuelle dagen pågikk det komplettering av kalksementpeler satt tidligere samme uke. Pelene som sto i bakken hadde allerede rukket å herde til en styrke vesentlig høyere enn leiras opprinnelige styrke. Som en beregningsteknisk forenkling er dette hensyntatt med å innføre en svak sone kun for kalksementpelene satt samme dag. Beregnet skråningsstabilitet med anleggslast og en sone med lav styrke i er vist i Figur 11 og på tegning 506. Styrken av leira i den svekkede sonen er estimert med bakgrunn i anbefalinger i NGFs høringsutkast til veileder for Dypstabilisering med bindemidler [4], og samsvarer med styrke benyttet av Niras i deres prosjektering [5]. Det ble i dette tilfellet satt flere rader (ribber) med kalk-sementpeler tett på hverandre (lysåpning ca. 2 m mellom hver ribbe). Total utstrekning av den svekkede sonen innover i planet vil med disse forutsetningene være ca. 20 m. Det er derfor vurdert som representativt at den svekkede sonen har utbredelse innover i planet i en 2D-beregning.



Figur 11. Utsnitt av tegning nr. 506 som viser beregningsmessig skråningsstabilitet ved anleggslast og midlertidig svekkelse i leira som følge av installasjon av kalksementpeler.

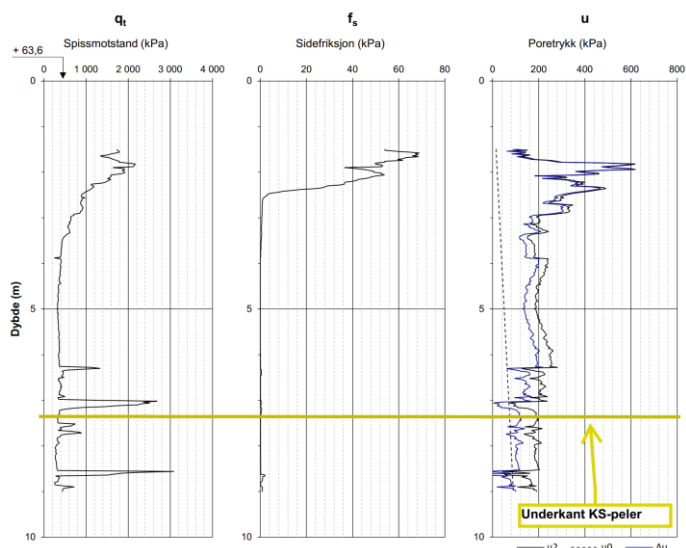
Beregningsmessig er skråningsstabiliteten redusert som følge av den midlertidige styrkereduksjonen i leira som følge av installasjon av KS-peler. Beregningen presentert på tegning 506 (gjengitt i Figur 11) viser en beregningsmessig sikkerhetsfaktor på $F_s = 1,27$. Innføringen av en svak sone reduserer beregnet sikkerhetsfaktor med ca. 5 %, sammenholdt med beregninger uten en slik svak sone.

Beregningene viser tilstrekkelig margin mot en labil tilstand til at midlertidig svekkelse av leira lokalt rundt pelene alene ikke vurderes som utløsende årsak til skredet. Det bemerkes videre at kritiske glideflater i liten grad samsvarer med innmålt terreng i skredgropa etter skredet. Dette indikerer videre at riktig skredmekanisme ikke er fanget opp i disse beregningene.

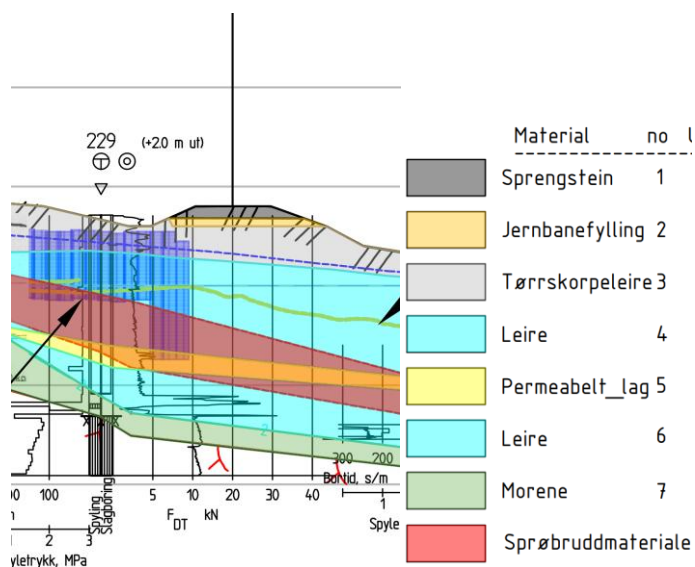
5.1.6 Beregnet skråningsstabilitet – sannsynlig utløsende årsak til skredet

Borpunkt 229 ligger sentralt plassert i delområde 1A hvor skredet er antatt utløst. Ved kote +57,2 og kote +56,6 (tilsvarer 6,3 og 7,0 m dybde fra opprinnelig terreng) er det ved CPTu og totalsondering påtruffet lag med høyere fasthet og høyere permeabilitet enn den omkringliggende leira. Dette laget er også funnet igjen i de nærmeste, omkringliggende borpunktene. Poretrykkssensoren på CPTu-sonderingen viser at målt poretrykk sammenfaller med antatt hydrostatisk poretrykk når sonden går inn i dette laget ved ca. kote 56,6, kfr. Figur 12. Dette indikerer at laget har høy permeabilitet, og reagerer hurtig ved poretrykksforandringer.

Kalksementpelene som ble installert den 30.08 er i henhold til peleprotokoller installert ned til kote ca. +56,3 (varierer fra +56,26 til +56,46) Som vist i Figur 13 er kalksementpelene installert inn i dette permeable laget.



Figur 12. Måleresultater fra CPTu-sondering i BP.229. Underkant KS-peler på kote +56,3 tegnet inn.



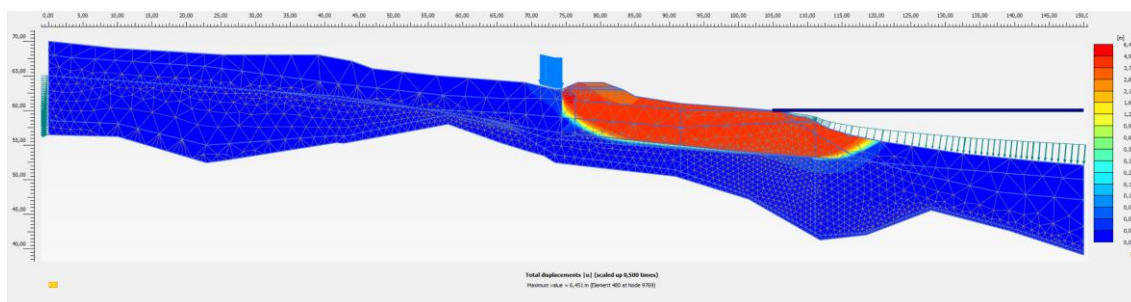
Figur 13. Utsnitt av lagdeling i Profil K. Merk at de lengste KS-pelene (blå) går ned i gult, permeabelt lag.

Det er kjent fra litteraturen at poretrykksoppbygging i forbindelse med installasjon av kalksementpeler kan transporteres hurtig og over store avstander i permeable lag. Eksempelvis har Rogstad [6] vist betydelig utslag på poretrykksmålere i permeable lag opp mot 50 m unna KS-installasjon. For å kunne fange opp poretrykksøkningen i permeable lag må poretrykksmålerne stå med spissen i det permeable laget.

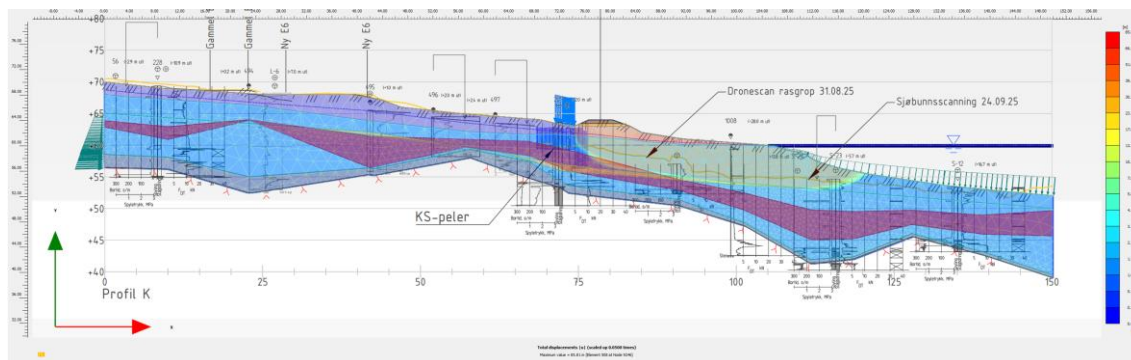
Samtlige poretrykksmålere ved Nesvatnet er tolket til å være installert med spiss og filter i leire. Flere av poretrykksmålerne er installert tett på tolket plassering av det permeable laget. Slik lagdelingen er tolket foreligger det dermed ikke poretrykksmålinger fra det permeable laget, hverken fra utførelse av kalksementarbeidene, eller tidligere.

Tolket plassering av det permeable laget er forholdsvis grunn, ca. 6 m under terreng etter at terreng var avlastet. Dvs. at for poretrykk høyere enn ca. $u = 120$ kPa vil effektivspenningene i dette laget være null, og dette laget vil da være helt uten styrke. Beregninger presentert i Figur 14 og Figur 15 viser at skråningen blir labil og går til brudd også for lavere poretrykk enn dette. Ved å variere poretrykket i det permeable laget er det funnet et kritisk poretrykk som gir en beregnet sikkerhetsfaktor for skråningen $F_s = 0,999$. Kritisk poretrykk i det permeable laget er ved beregninger funnet å være $u = 106,5$ kPa. Dette tilsvarer et poreovertrykk på $\Delta u = 51,5$ kPa, sammenlignet med initialtilstanden med hydrostatisk poretrykk og tolket grunnvannstand. Det bemerkes for øvrig at kritisk glideplan i beregningen samsvarer godt med innmålinger av skredgropa etter skredet.

Kilden til et slikt poreovertrykk vurderes å være direkte påvirkning fra lufttrykk ifbm innspyling av kalk og sement i leira. Peleprotokollene viser at spyletrykket har vært $u_s = 700$ kPa under installasjon. Poreovertrykket i det permeable laget kan derfor ha vært vesentlig høyere enn det kritiske poreovertrykket som teoretisk setter skråningen i bevegelse.



Figur 14. Beregningsresultat for poreovertrykk $\Delta u = 51,5$ kPa $F_s = 0,999$. Plot av totale forskyvninger.



Figur 15. Beregningsresultat for poreovertrykk $\Delta u = 54 \text{ kPa}$ $F_s = 0,996$. Plot av totale forskyvninger sammenstilt med bl.a. sjøbunnskanning og dronescan etter skredet.

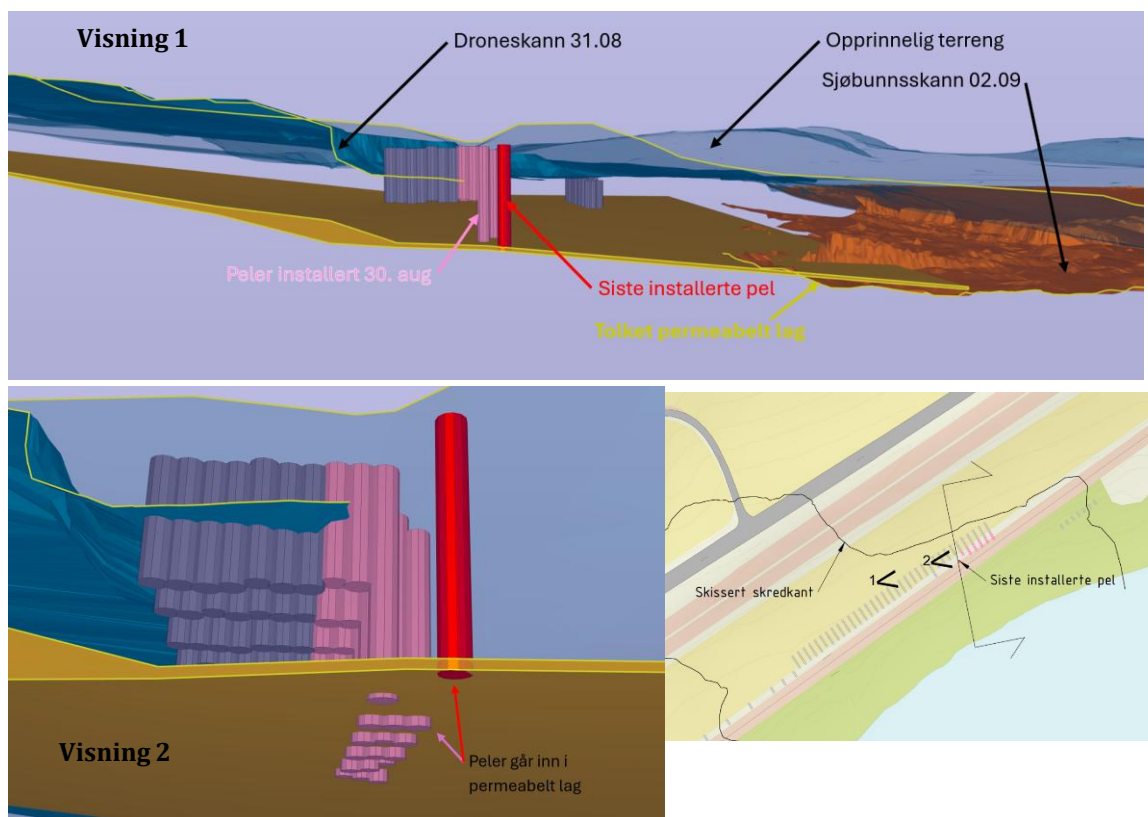
På bakgrunn av dette vurderes det som at den mest sannsynlige utløsende årsaken til skredet er:

- poreovertrykk i et permeabelt lag som følge av luftspyling under installasjon av kalksementpeler, i kombinasjon med;
- en svekket sone i bakken bestående av kalksementpeler som nettopp var installert og mellomliggende forstyrret leire mellom kalksementpelene.

Det er påvist ved beregninger at poreovertrykk i det permeable laget alene er tilstrekkelig til å utløse skredet. Den svekkede sonen i bakkant er nødvendig som «rissanviser» for å gjenskape den faktiske bruddgeometrien som er observert etter skredet.

5.2 Vurdering av skredmekanisme

En sammenstilling av installerte kalksementpeler, sjøbunnskanning av skredgropa og tolket permeabelt lag fra grunnundersøkelser er vist i Figur 16. KS-peler installert samme dag som skredhendelsen er vist med rosa, siste installerte KS-pel er vist som rød, og KS peler installert tidligere er vist som grå. Utbredelsen av permeabelt lag tolket fra grunnundersøkelser er ikke fullt ut kjent, og baserer seg på de grunnundersøkelsene som var utført før skredet gikk. For grunnundersøkelser utført etter skredet har det ikke vært mulig å skille et evt. permeabelt lag i toppen/glideplan fra overliggende skredmasser transportert av skredet.



Figur 16. Sammenstilling av installerte kalksementpeler, sjøbunnsskanning av skredgrova, tolket permeabelt lag fra grunnundersøkelser. Profilvisninger og orienteringsfigur

Det framgår av Figur 16 og Figur 15 at glideplanet i skredgrova ved antatt initialskred (område 1A, kfr. Figur 3) i stor grad samsvarer med tolket permeabelt lag fra grunnundersøkelser. Initialskredet er følgelig vurdert avgrenset av dette permeable laget i bunn og en sone av midlertidig svekket leire i bakkant. I en 2D-betraktning av skråningen er det da kun passivt mothold i strandsonen mot Nesvatnet som holder igjen skråningen.

Dersom en betrakter skråningen i 3 dimensjoner så vil det også være en kraftoverføring mellom sideterreng og initialskred, inn og ut av planet i 2D-beregningen. Vi har ikke utført noen detaljerte tekniske betraktninger av hvordan sidevegs utbredelse av skredet har foregått, men vi konstaterer at skredet kun har utvidet seg sørover for antatt initialskred, og at endelig skredgeometri synes å sammenfalle med bergtopografien under løsmassene.

5.3 Variasjoner og usikkerheter i tolkningen av permeabelt lag

Det permeable laget er påvist i borpunkter nær antatt initialskred og er udiskutabelt til stede ved initialskredet. Utbredelse, mektighet og kontinuitet av dette permeable laget er imidlertid ikke kartlagt mellom borpunktene. Det foreligger ikke målinger av trykkoppbygning eller variasjon/fordeling av antatt trykkoppbygging innad i det permeable laget. Det kan ikke utelukkes at



utbredelse og trykkfordeling i laget har vært annerledes enn det som er lagt til i grunn i våre beregninger. Andre effekter kjent fra installasjon av kalksement som horisontale deformasjoner fra volumutvidelser etc. kan ha spilt større rolle enn hva vi har påvist ved våre beregninger, f.eks. i kombinasjon med strain-softening i kvikkleira.

Vi vurderer imidlertid samsvaret mellom beregnet og observert/innmålt bruddflate som en sterk indikasjon på at beregningene har fanget opp de overordnede mekanismene ved skredet, og at årsaken til skredet er identifisert.

6 BETENKNING FOR SENERE PROSJEKTER MED GRUNNFORSTERKNING MED KALK-SEMENT

Ved geoteknisk prosjektering generelt legges det partialfaktorer på jordas styrkeegenskaper (materialfaktorer) og på dimensjonerende laster (lastfaktorer). Dette er en metodikk som er vel etablert og som har vist seg å gi robusthet i prosjekterte løsninger slik at evt. mindre avvik i utførelse, utilsiktede variasjoner i lastsituasjoner mm. kan forløpe uten alvorlige konsekvenser.

Skråningen ved Nesvatnet hadde i initialtilstand beregningsmessig stabilitet med beregningsmessig restkapasitet mot brudd, og det var installert poretrykksmålere for overvåking av poretrykk i leira for å ha kontroll på utførelse av kalk-sementstabiliseringen. Likevel viser beregninger utført i ettertid at et ugunstig plassert permeabelt lag er tilstrekkelig til å forårsake en omfattende skredhendelse når dette laget trykkes med en kalksementtrigg.

Beregningsteknisk blir styrken i dette laget null når trykket blir høyt nok. For dette spesialtilfellet vil ikke tradisjonelle materialfaktorer på jordstyrken gi tilstrekkelig robusthet. For å oppnå null i styrke må i prinsippet materialfaktoren være uendelig.

For å kunne fange opp poretrykksendringer i et permeabelt lag inne i en leiravsetning må poretrykksmåleren stå med spissen i det permeable laget. Skredforløpet ved Nesvatnet indikerer at skredet har blitt utløst svært kort tid etter at det permeable laget har blitt trykksatt. Ved så hurtig poretrykksoppbygging som det antas å ha vært ved Nesvatnet vil det ikke være tid til å iverksette avbøtende tiltak, selv om man skulle klare å måle poretrykksoppbyggingen.

Skredhendelsen ved Nesvatnet reiser et spørsmål om vi med dagens praksis har metodikk som ivaretar tilstrekkelig robusthet for stabilisering med kalksement i leirgrunn med permeable lag.

Det er observert at problemstillingen kun er kommentert med en enkel setning i gjeldende versjon av «NGFs Veileder for grunnforsterkning med kalksementpeler». I SVVs håndbok V221 har vi kun funnet problemstillingen drøftet for installasjon av jetpeler, og ikke for kalksementpeler.

Høringsutkast for ny utgave av NGFs veileder behandler problemstillingen i større grad. Vi tilrår at kunnskapen om sannsynlig skredårsak ved Nesvatnet deles med bransjen, og at det gis innspill til NGF om at risikoen i tilknytning til permeable lag i grunnen om mulig bør tydeliggjøres ytterligere når ny veiledning utgis. Tilgjengelig matetrykk for kalksementinnblanding overstiger normalt variasjonsområde for vertikalspenninger over de aktuelle installasjonsdybdene. Dette vil ha potensiale til å forårsake grunnbrudd i skråninger med langt høyere beregningsmessig sikkerhet enn for tilfellet ved Nesvatnet.

REFERANSELISTE

- [1] Dr.techn. Olav Olsen AS, 15143-OO-RIG-R-004 Kvikkleireskred ved Nesvatnet - Faktarapport, 2025.
- [2] Multiconsult, 416883-RIG-RAP-002 E6 Vassmarka – Ronglan, Midtdeler, Geoteknisk vurdering, rev01, 04.05.2025.
- [3] Dr.techn. Olav Olsen AS, «15143-OO-RIG-N-001 Forberedende arbeider rev. 04,» 2025.
- [4] Norsk Geoteknisk forening (NGF), «Veiledning for dypstabilisering med bindemidler (høringsutgave),» NGF, Oslo, 2025.
- [5] iras Norge AS, «KTT-16-A-10346 rev00C Kapasitetsøkende tiltak Trønderbanen. Nordlandsbanen (Hell) – Steinkjer. Nesvatnet kryssingsspor.Fagnotat Geoteknikk Optimalisering kalksementpeler,» 18.08.2025.
- [6] A. Rogstad, «Resultater fra omfattende måleprogram ved installasjon av kalksementpeler på Kleberget i Moss,» i *Geoteknikkdagen 2025*, Oslo, 2025.
- [7] NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner., Standard Norge.
- [8] Statens vegvesen, «Vd 396 A r01 E6, Hp 07, 08 Grubåsen – Ronglan. Grunnundersøkelse for hovedplan,» 1977.
- [9] Statens vegvesen, Vd 396 B r01 E6, Hp 07, 08, Grubåsen - Ronglan. Linje over Nesvatnet. Undersøkelse for hovedplan, 1978.
- [10] Statens vegvesen, Vd606 A r01 E6 Grubåsen – Ronglan. Supplerende grunnundersøkelser for hovedplan., 1980.
- [11] Statens vegvesen, «Vd 1360 A E6 Vassmarka – Ronglan. Geoteknisk datarapport,» 2014.
- [12] Multiconsult AS, «416883-RIG-RAP-001 E6 Vassmarka-Ronglan, Midtdeler. Grunnundersøkelser,» 28.10.2015.
- [13] Niras Norge AS, «KTT-10-A-10007 rev01A Ronglan kryssningsspor. Geoteknisk datarapport,» 02.09.2022.
- [14] Niras Norge AS, «KTT-16-A-10321 rev02C Kapasitetsøkende tiltak Trønderbanen. Nordlandsbanen (Hell) – Steinkjer. Nesvatnet Kryssningsspor. Fagrapport Geoteknisk datarapport,» 30.04.2025.

- 
-
- [15] Cautus GEO, «2025602 Installasjonsrapport for Infrakraft AS – Krys15143-oo-RIGsingsspor Alstad,» 2025.
- [16] Dr.techn. Olav Olsen AS, «15143-OO-RIG-R-001 Skred ved Nesvatnet, Levanger. Geoteknisk datarapport,» 2025.
- [17] Statens vegvesen, Datarapport interimsveg, 2025.
- [18] NIRAS Norge AS, Nordlandsbanen Hell – Steinkjer, Ronglan kryssingsspor, Områdestabilitetsvurdering, KTT-10-A-10013, rev. 02A, Prosjektnummer 600034616, parsell 10, Teknisk detaljplan, 04.11.2022.

Vedlegg A: Beregningsmodell og materialparametere for beregninger med endelig elementmetode

A1. Generelt

I prosjektering av tiltaket er det benyttet grenselikevektsbetraktninger for beregning av skråningsstabilitet. Stabilitetsberegninger med grenselikevektsmetoden er også benyttet for kontroll av ulike stabilitetsforhold i foreliggende rapport. Stabilitetsberegninger med grenselikevektsmetoden er i foreliggende rapport utført med programvaren GeoSuite Stability.

Ved beregning av poretrykksoppbygging i det permeable laget er det valgt å benytte endelig elementmetode. Disse beregningene er utført med programvaren Plaxis 2D. Det vil være mulig å gjøre denne type beregninger med grenselikevektsmetoden også, men det er enkelte programvarespesifikke forhold som vi har vurdert å være mer hensiktsmessige ved bruk av elementmetoden.

I dette vedlegget er det presentert to beregningsmodeller:

- *Modell A:* Kontroll av skråningsstabilitet for opprinnelig situasjon, dvs. før anleggsarbeidene startet. Hensikten med denne modellen er å verifisere elementmodellen mot grenselikevektsmodellen.
- *Modell B:* En modell med svakt lag som følge av installasjon av KS-pel og poreovertrykk. Toglast er byttet ut med en anleggslast fra KS-rigg. Hensikten med denne modellen er å etterregne selve skredhendelsen.

A1.1 Kontroll av beregningsmodell

Ved oppsett av elementberegningen er det benyttet samme geometri og laster som i grenselikevektsberegningene. Ved elementmetodeberegninger er det langt flere frihetsgrader for modellering av jordstyrken, med de fordeler og ulemper dette medfører. For de aktuelle stabilitetsberegningene er det udrenert skjærfasthet som er styrende for leirlagene, og drenert skjærfasthet for permeable lag som er styrende. Valg av materialparametere er basert på tolkede styrkeegenskaper og egenvekter fra grunnundersøkelsene. En nærmere oversikt over materialmodeller og materialparametere er gitt i kap. A2. Som kontroll av beregningsoppsettet er stabiliteten av skråningen før utbygging beregnet, og sammenlignet med beregning utført med grenselikevektsmetoden/GeoSuite Stability, kfr. Tabell A1.

For beregning av stabiliteten i skråningen før anleggsarbeidene er følgende sikkerhetsfaktor beregnet:

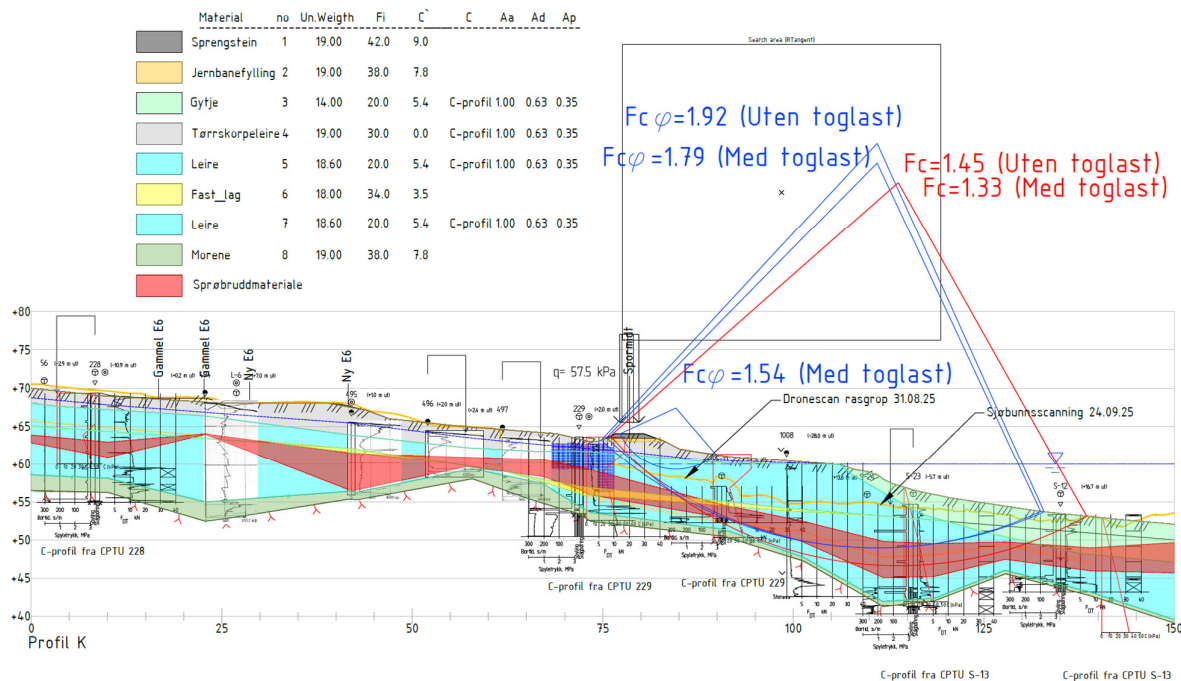
> *Tabell A1 Sammenligning av resultater fra ulike beregningsmetoder*

Metodikk	Grenselikevektsmetode	Endelig elementmetode
Programvare	GeoSuite Stability	Plaxis2D
Beregnet sikkerhetsfaktor, totalspenningsanalyse (<i>Modell A</i>)	1,33	1,36

Beregnet sikkerhetsfaktor er vurdert til å samsvare tilstrekkelig til at elementmodellen er verifisert av modellen benyttet for grenselikevektsbetraktningene.

A2. Materialparametere

Ved oppsett av elementberegningen er det benyttet samme geometri og laster som i grenselikevektsberegningene. Ved elementmetodeberegninger er det langt flere frihetsgrader for modellering av jordstyrken. For de aktuelle stabilitetsberegningene er det udrenert skjærfasthet som er styrende for leirlagene, og drenert skjærfasthet for permeable lag som er styrende. Valg av materialparametere er basert på tolkede styrkeegenskaper og egenvekter fra grunnundersøkelsene, og er lagt så tett som mulig på verdiene som er benyttet i grenselikevektsberegningene. I *Modell A* ble det laget en lagdeling tilsvarende tegning 504 vist i Figur A1. I *Modell B* ble det i tillegg lagt inn et område med redusert styrke, for å hensynta forstyrrelser som følge av installasjon av KS-pel. Den resulterende modellen er vist i Figur A2.



> Figur A1 Utklipp av tegning 505 fra rapport 15143-00-RIG-R-005.

Materialparametere for alle Mohr-Coloumb-materialer er vist i Tabell A2.

> *Tabell A2 Materialparametere, utenom ADP-materialer*

Navn	MC-type	γ_{unr}/γ_{dr}	E_{ref}	ν	c_{ref}	ϕ	ψ	s_u
Fast lag	Drained	18	3.00E+04	0.3	3.5	34	4	-
Jerbanefylling	Drained	19	3.00E+04	0.3	7.8	38	8	-
Kalksement ¹	Undrained C	19	5.00E+02	0.499	-	-	-	5
Leire Tørresk.	MC Undrained C	19	3.00E+04	0.495	-	-	-	50
Morene	Drained	19	3.00E+04	0.3	7.8	38	8	-
Sprengstein	Drained	19	3.00E+04	0.3	9	42	12	-

A2.1 ADP-materialer for udrenert skjærfasthet

Skjærstyrken i ADP-materialene ble valgt slik at de ble tilpasset tolkede profiler, vist i Figur A1, i høyest mulig grad. Da det ikke er mulig å interpolere mellom skjærstyrkeprofiler i Plaxis, var det nødvendig med flere ulike materialer for å oppnå en tilnærming. ADP-verdier er valgt i henhold til *NIFS Rapport nr. 14/2014*, med aktiv faktor på $c_u^D/c_u^A = 0,63$ og passiv faktor på $c_u^P/c_u^A = 0,35$. Følgende parametere er identiske for alle ADP-materialene:

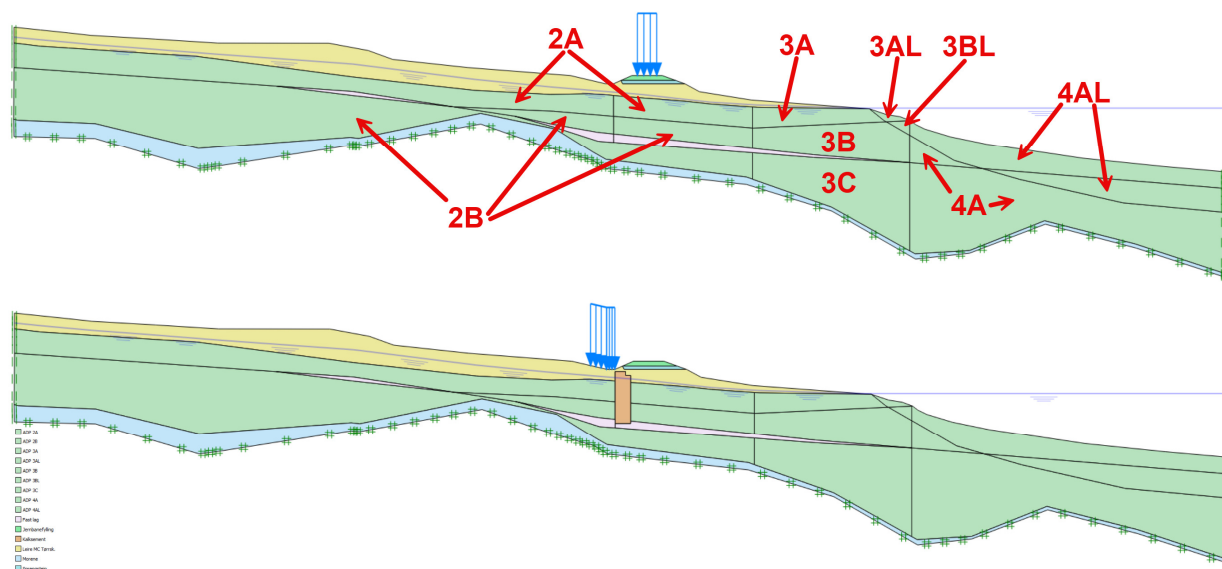
- $\gamma_{unsat} = 18.6$
 - $\gamma_{unsat} = 14.0$ (for L-materialer, se Figur A2)
- $G_{ur}/s_u^A = 500$
- $\nu = 0.495$
- $\gamma_r^C = 1 \%$
- $\gamma_r^E = 1.5 \%$
- $\gamma_r^{DSS} = 1 \%$
- $s_u^P / s_u^A = 0.35$
- $s_u^{DSS} / s_u^A = 0.63$

Materialparametrene $s_u^{A_{ref}}$, $s_u^{A_{inc}}$, y_{ref} og y_{inc} måtte tilpasses enkeltvis til de delene av jorden det materialet var ment å representere. Det bemerkes at variabelen som styrer helningen på y_{ref} -linjen (y_{inc}) ikke er tilgjengelig i GUI-en, og kan derfor bare endres på via kommandolinjen i Plaxis. De særegne materialparemetrene for hvert ADP-materiale er vist i Tabell A3.

¹ Bare gjeldende for *Modell B*

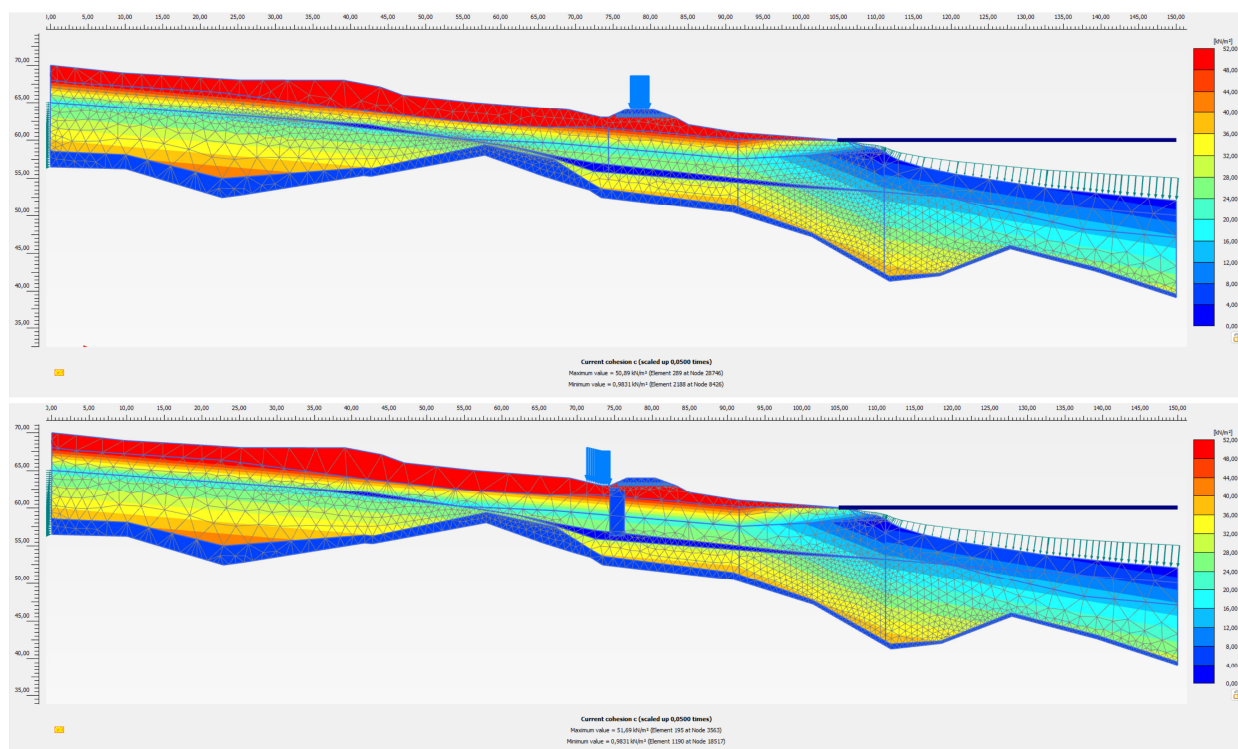
> Tabell A3 Oversikt over parametere for hvert ADP-materiale for å tilpasse skrått terreng.

Materiale	$s_{u,ref}^A$	$s_{u,inc}^A$	y_{ref}	y_{inc}
2A	50	-11.2	67.8	-0.084
2B	22	2.7	65.2	-0.084
3A	50	-11.2	47.5	0.137
3B	1	2.7	101.0	-0.388
3C	1	2.5	105.3	-0.428
4A	1	2.3	76.8	-0.165



> Figur A2 Modell A over og Modell B under: Utklipp fra Plaxis som viser laginndeling samt øvrig beregningssituasjon. I tillegg er det angitt hvilke ADP-materialer som gjelder for hver jorddel.

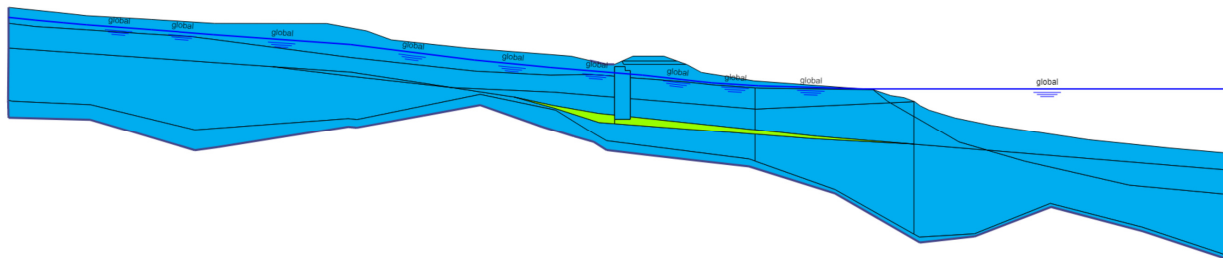
Den resulterende skjærstyrke-/ kohesjonsfordelingen er vist i Figur A3.



> Figur A3 Modell A over og Modell B under: Utklipp fra Plaxis som viser skjærstyrke/kohesjon i modellen.

A3. Grunnvann og poretrykk

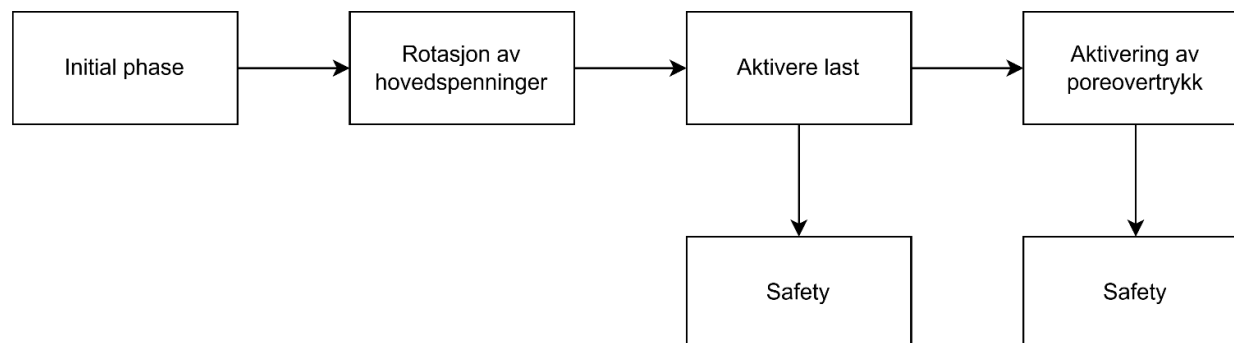
Grunnvannstanden ble adoptert fra tilsvarende beregning gjort i GeoSuite (ref. Figur A1). Denne grunnvannsstanden gjelder for alle lag, i alle faser, utenom fasen «Aktivering av poreovertrykk» og den tilhørende Safety-fasen i *Modell B*. I disse fasene ble det satt ulike poreovertrykk i det grønne området vist i Figur A4, for å finne det laveste nødvendige poreovertrykket for å utløse brudd. Til slutt ble denne satt til 106.5 kN/m².



- > Figur A4 Modell B: Utklipp fra Plaxis som viser globalt vannivå. Jorddelene markert i grønt har et poretrykk satt til 106.5 kN/m² i poreovertrykksfasen. I Modell A gjelder det globale vannivået for alle faser i alle lag.

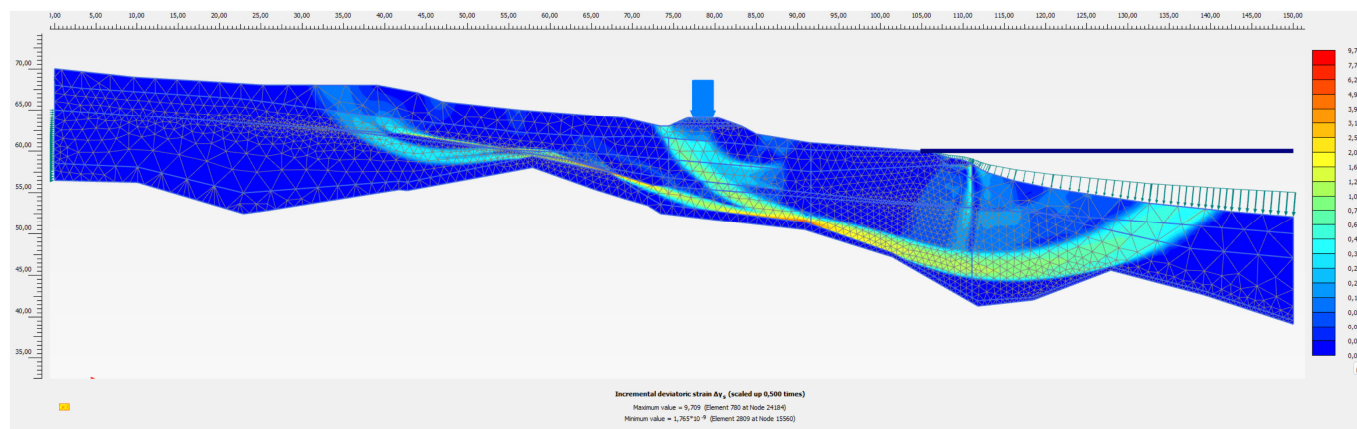
A4. Beregningsfaser

I *Modell A* og *Modell B* ble det totalt regnet i henholdsvis 4 og 6 forskjellige faser, se Figur A5. Fasen «Rotasjon av hovedspenninger» er en lastfase der det ikke skjer noen endringer fra initialfasen (Initial phase).

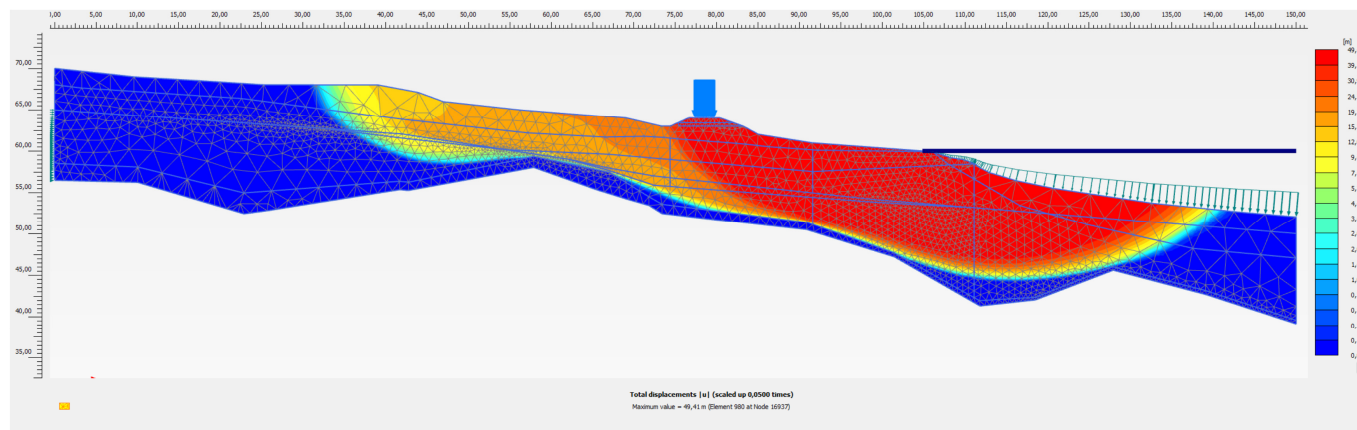


- > Figur A5 Illustrasjon av beregningsfasene og rekkefølge for Modell B. I Modell A bortfaller «Aktivering av poretrykk» og den tilhørende «Safety»-fasen.

A5. Resultater *Modell A*

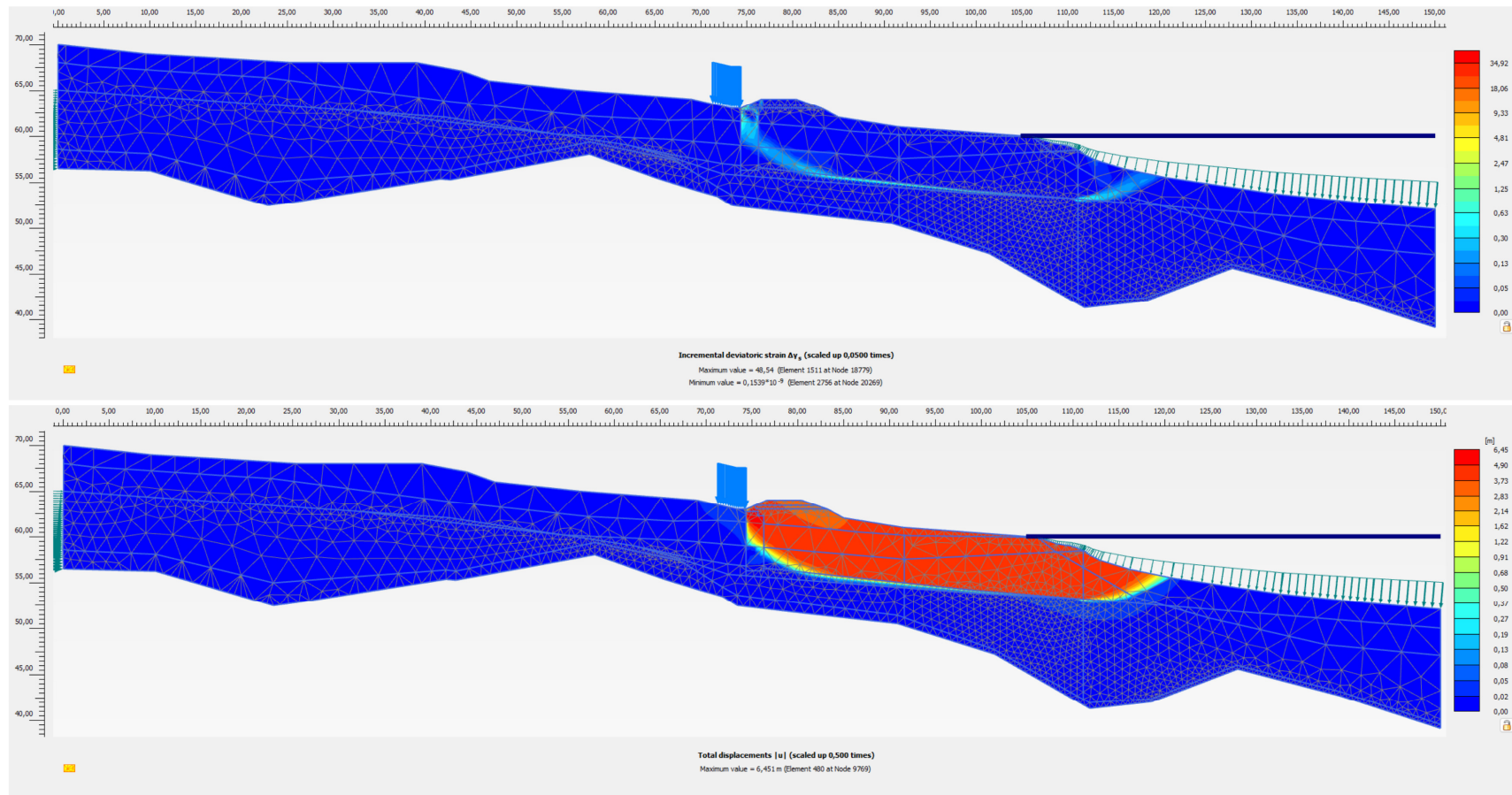


> *Figur A6 Inkrementell deviatorertøyning i «Safety»-fasen (logaritmisk fargeskravur).*

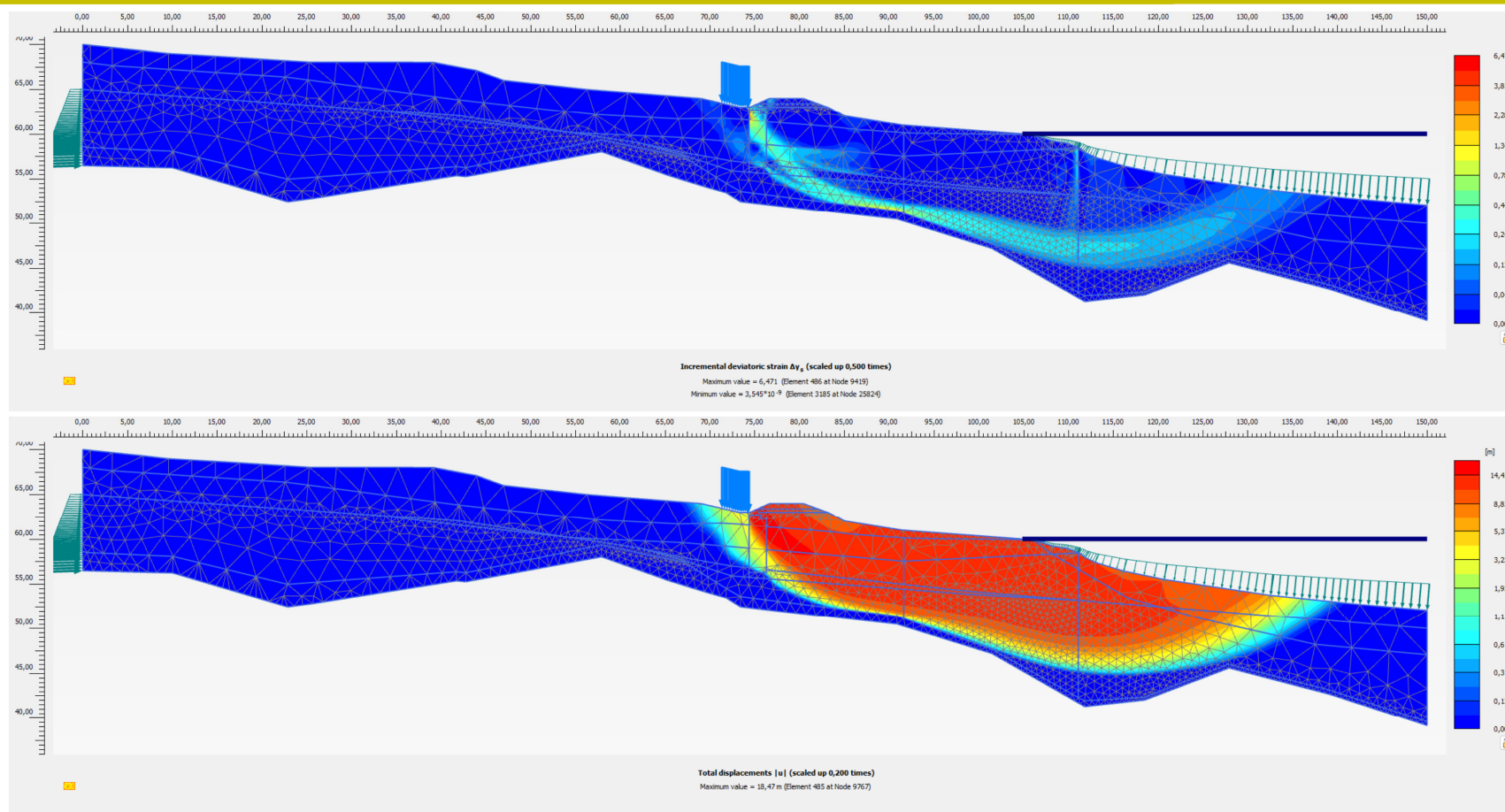


> *Figur A7 Totale tøyninger i «Safety»-fasen (logaritmisk fargeskravur).*

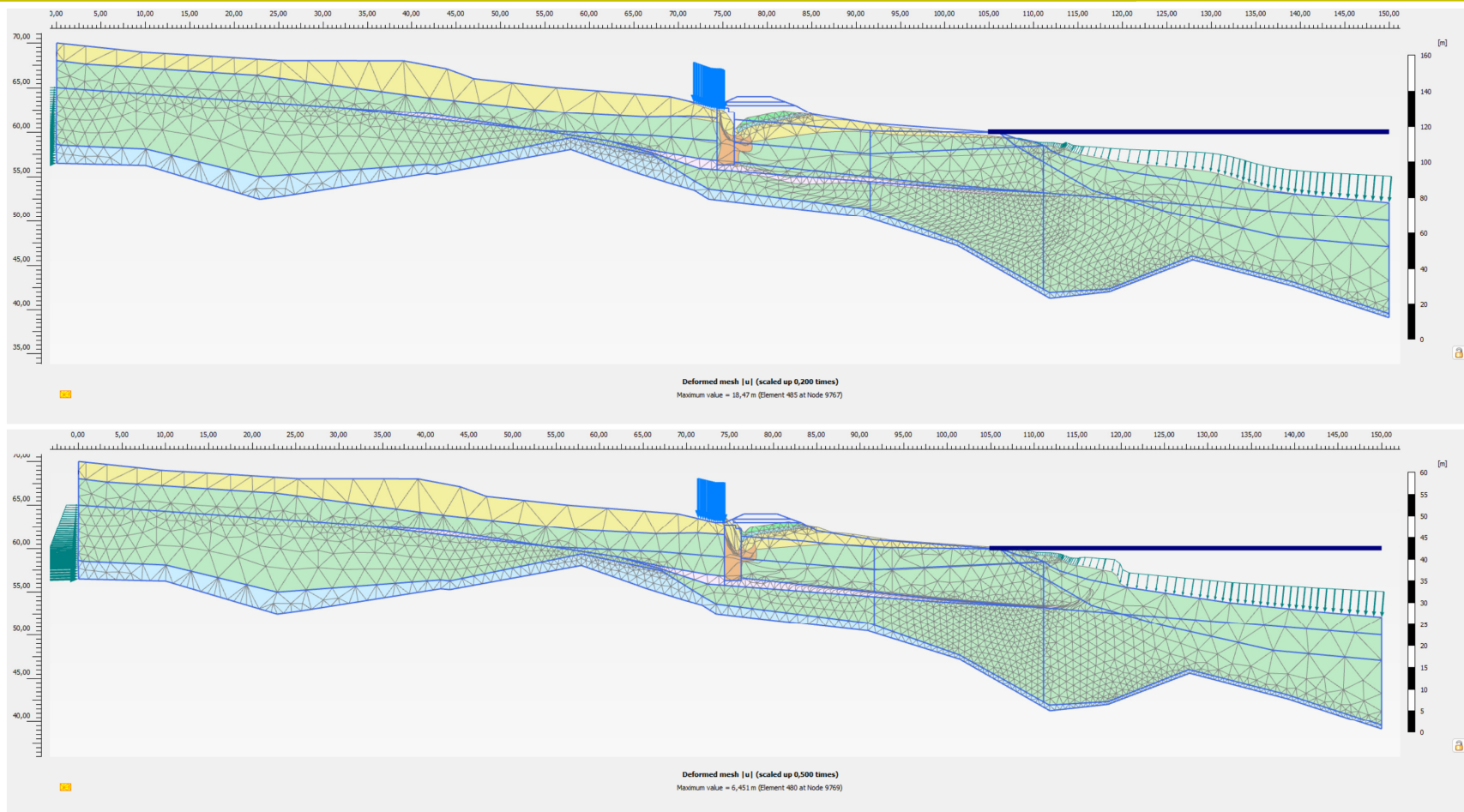
A6. Resultater Modell B



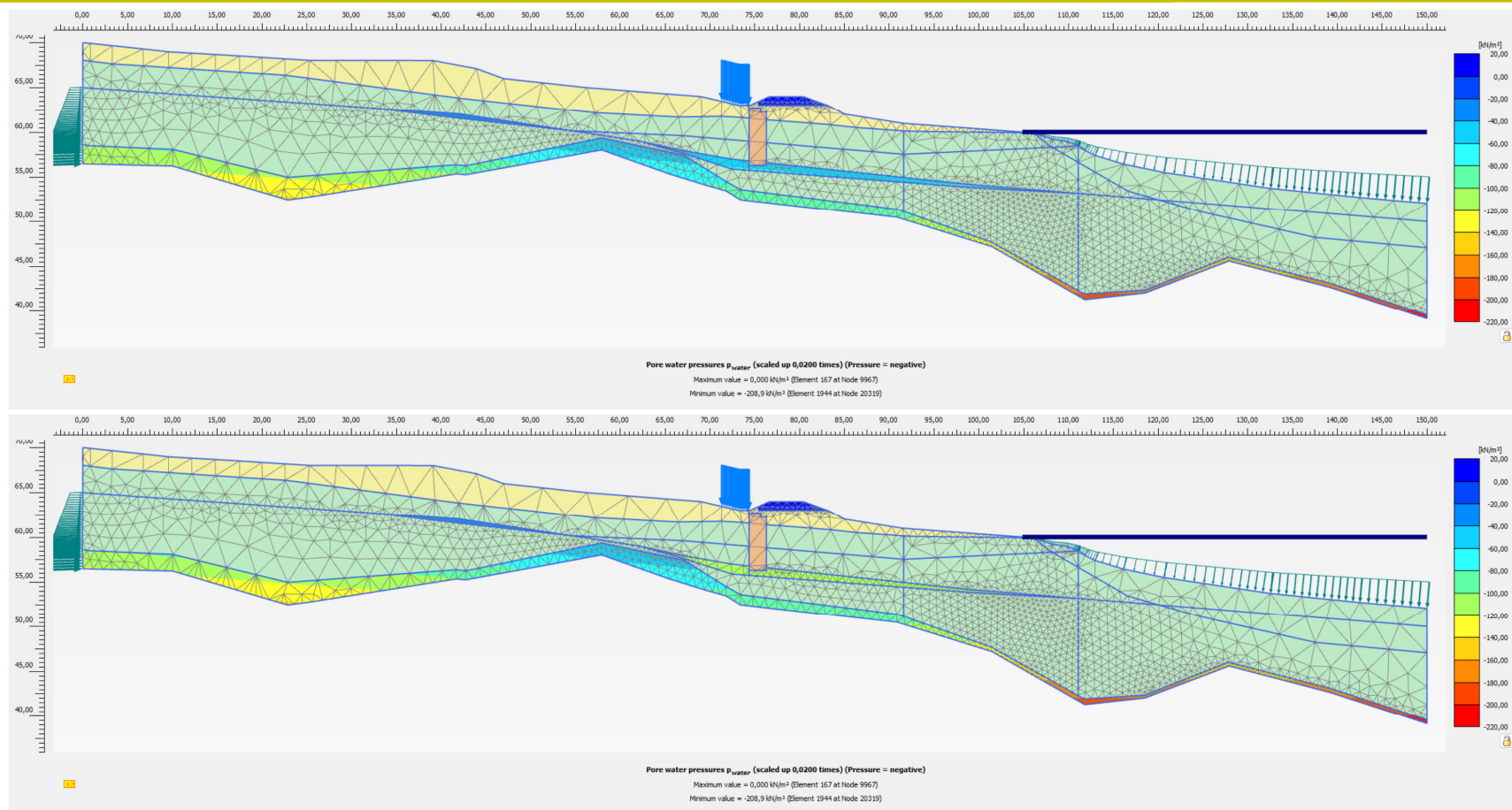
> Figur A8 Bruddmekanisme for Safety-fasen med aktivert poreovertrykk (logaritmisk fargeskravur).



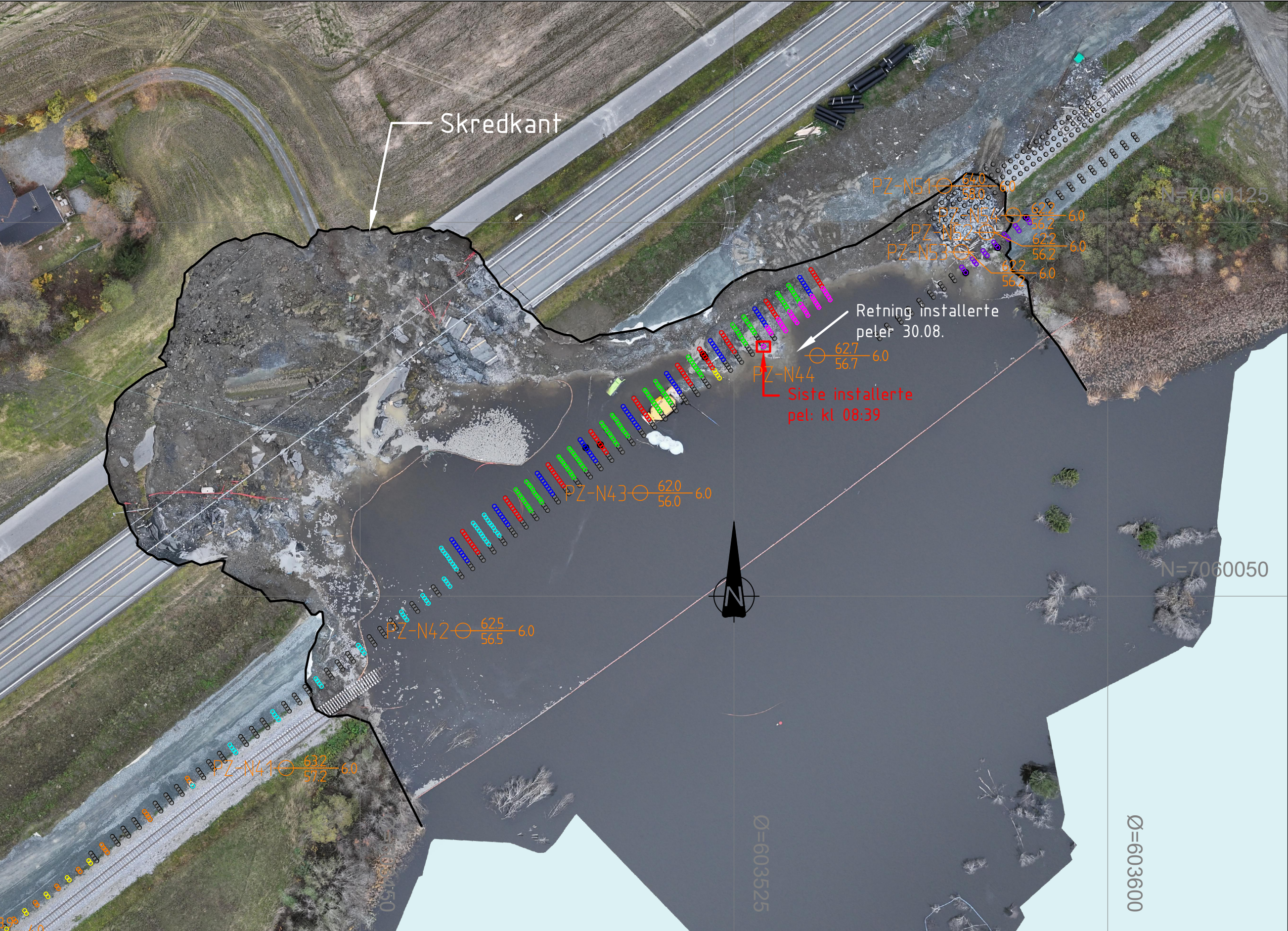
> *Figur A9 Bruddmekanisme for Safety-fasen uten poreovertrykk (logaritmisk fargeskravur).*



> *Figur A10 Deformert elementnett fra Safety-fasen uten og med poreovertrykk*



> *Figur A11 Poretrykk uten og med poreovertrykk*



- 14. juni
 - 19. august
 - 21. august
 - 25. august
 - 26. august
 - 27. august
 - 28. august
 - 29. august
 - 30. august
- Prosjekterte peler
- Testede peler

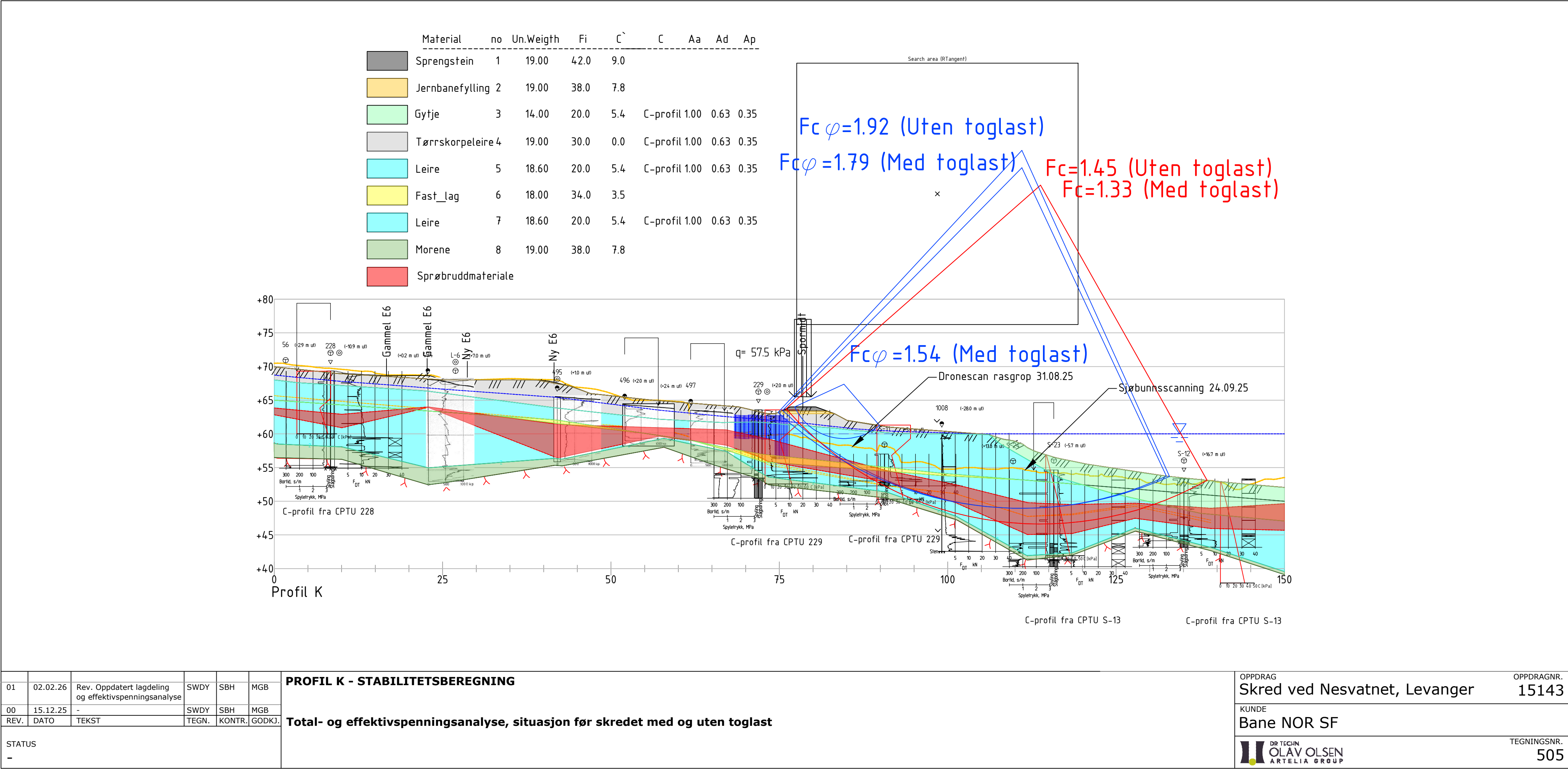
02	04.02.26	PZ	SWDY	SBH	MGB
01	18.11.25	Dronefoto fra 21.10.2025	SWDY	SBH	MGB
00	25.10.25	-	SWDY	MGB	MGB
REV.	DATO	TEKST	TEGN.	KONTR.	GODKJ.

STATUS
-

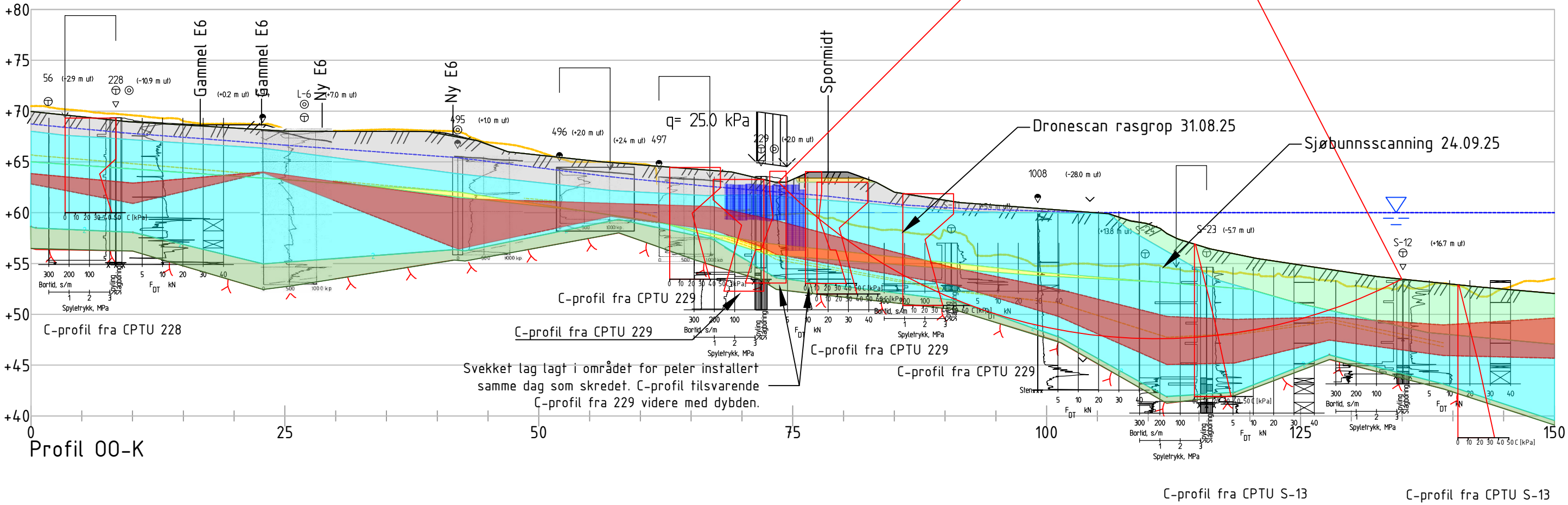
SITUASJONSPLAN
Installasjonsrekkefølge KS-peler

OPPDRAG	OPPDRAGNR.
Skred ved Nesvatnet, Levanger	15143
KUNDE	
Bane NOR SF	
DR TECHN OLAV OLSEN ARTELIA GROUP	TEGNINGSNR. 503

OPPDRAAG	OPPDRAAGNR.
Skred ved Nesvatnet, Levanger	15143
KUNDE	
Bane NOR SF	
	TEGNINGSNR. 504



	Material	no	Un.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
	Sprengstein	1	19.00	42.0	9.0				
	Jernbanefylling	2	19.00	38.0	7.8				
	Gytje	3	14.00	---	---	C-profil 1.00	0.63	0.35	
	Tørrskorpeleire	4	19.00	---	---	C-profil 1.00	0.63	0.35	
	Leire	5	18.60	---	---	C-profil 1.00	0.63	0.35	
	Fast_lag	6	18.00	34.0	3.5				
	Leire	7	18.60	---	---	C-profil 1.00	0.63	0.35	
	Morene	8	19.00	38.0	7.8				
	Sprøbruddmateriale								



01	30.01.26	Rev. Oppdatert lagdeling og plassering C-profil	SWDY	SBH	MGB
00	15.12.25	-	SWDY	SBH	MGB
REV.	DATO	TEKST	TEGN.	KONTR.	GODKJ.
STATUS					
-					

PROFIL K - STABILITETSBEREGNING

Totalspenningsanalyse, situasjon under anleggsarbeid - svekket lag som følge av KS-stabilisering og 25kPa anleggslast

OPPDAG	OPPDRAGNR.
Skred ved Nesvatnet, Levanger	15143
KUNDE	
Bane NOR SF	
DR TECHN OLAV OLSEN ARTELIA GROUP	TEGNINGSNR. 506