

Prosjekt: Skien. Skotfoss, sikring av kvikkelieresone NVE
Oppdrag: Skien. Skotfoss, sikring av kvikkelieresone NVE
Beregning: Stabilitetsberegning

Dato: 27.02.2023
Dokumentnr: 116317tb1 rev. 2
Utarbeidet av: Jon Adersen Gulbrandsen
Kontrollert av: Olav Frydenberg

Skien. Skotfoss, sikring av kvikkelieresone NVE Stabilitetsberegning

Sammendrag:

Norges Vassdrags- og energidirektorat (NVE) har engasjert GrunnTeknikk AS for geoteknisk prosjektering av stabiliserende sikringstiltak i Skiensvassdraget i Skotfoss. Vi har i forbindelse med oppdraget også bistått med planlegging og oppfølging av geotekniske grunnundersøkelser utført både i elva og på land.

Aktuelle vurderte områder er tidligere vurdert av NGI [3] og omfatter elveskråningene nedenfor Skotfossvegen (Fv. 357) i krysset med Dalsbygdvegen (Fv. 3302) i Skotfoss, samt elveskråningene nedenfor Skotfoss skole.

Foreliggende beregningshefte gir en gjennomgang av utførte stabilitetsberegninger. Mere detaljert gjennomgang av prosjekterte sikringstiltak, rekkefølgekrav ifm. anleggsarbeidene mm. blir beskrevet i eget teknisk notat.

INNHALDSFORTEGNELSE

1	Innledning.....	4
1.1	Revisjon 1	4
1.2	Revisjon 2	4
2	Grunnforhold	5
2.1	Poretrykksforhold	8
3	Beregningsforutsetninger.....	10
3.1	Krav til sikkerhet.....	10
3.2	Topografi, lagdeling, kritiske beregningsprofiler og fyllingsgeometri.....	11
3.3	Dimensjonerende vannstand	12
3.4	Terrenglaster	12
3.5	Poretrykk.....	12
3.6	Effektivspenningsparametere og romvekt.....	13
3.7	Totalspenningsparametere	15
3.8	Anisotropifaktorer.....	22
3.9	3D effekter	23
4	Beregningsresultater.....	26
4.1	Tidligere utførte stabilitetsberegninger.....	26
4.2	Nye stabilitetsberegninger.....	27
4.2.1	Vurderinger 3D effekter	33
4.2.2	Oppsummering utførte beregninger, dagens situasjon	43
4.2.3	Oppsummering utførte beregninger, anleggsfasen.....	43
4.2.4	Oppsummering utførte beregninger, permanent fase etter sikringstiltak.....	44

TEGNINGER

Tegn nr.	Tittel	Målestokk
1 - 2	Borplaner med plassering av beregningsprofiler	1:1000
500	Borplan med prosjekterte sikringstiltak	1:500

VEDLEGG

1	Tolkning av utført CPTU sonderinger på sjø og land
2	Stabilitetsberegninger fra GeoSuite Stability

REFERANSER

- [1] Rambøll AS. Geoteknisk datarapport, oppdrag 1350051690, rapport nr. 1 rev. 2, datert 15.22.2022
- [2] Scandiaconsult AS. Geoteknisk datarapport 620207A, rapport nr. 1, datert 04.10.2002.
- [3] NGI. Geoteknisk rapport 20011544-2 rev. 3, datert 06.11.2007.
- [4] Statens Vegvesen. Geoteknisk rapport Hd-1070A, datert 19.02.2001.
- [5] NVE veileder nr. 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred», utgitt desember 2020.
- [6] <https://sikringshandboka.nve.no/moduler/modul-g2-001-omregning-av-volum-av-masser/>
- [7] Statens vegvesen. Håndbok V220 «Geoteknikk i vegbygging», datert juli 2022.
- [8] NIFS rapport nr. 14/2014 «En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer».
- [9] NGI publikasjon nr. 16 «Veiledning for løsning av fundamenteringsoppgaver», utgitt 1956.
- [10] H. P. Jostad og S. Lacasse. 3D effects in undrained slope stability analysis of clays, datert 2015.

1 Innledning

Norges Vassdrags- og energidirektorat (NVE) har engasjert GrunnTeknikk AS for geoteknisk prosjektering av stabiliserende sikringstiltak i Skiensvassdraget i Skotfoss. Vi har i forbindelse med oppdraget også bistått med planlegging og oppfølging av geotekniske grunnundersøkelser utført både i elva og på land.

Aktuelle vurderte områder er tidligere vurdert av NGI [3] og omfatter elveskråningene nedenfor Skotfossvegen (Fv. 357) i krysset med Dalsbygdvegen (Fv. 3302) i Skotfoss, samt elveskråningene nedenfor Skotfoss skole.

Foreliggende beregningshefte gir en gjennomgang av utførte stabilitetsberegninger. Mere detaljert gjennomgang av prosjekterte sikringstiltak, rekkefølgekrav ifm. anleggsarbeidene mm. blir beskrevet i eget teknisk notat.

1.1 Revisjon 1

Det er gjort følgende supplerende beregninger og endringer av tidligere utførte beregninger:

- Supplerende beregninger med laveste regulert vannstand i profil A-A, B1-B1, B2-B2 og B3-B3 for dagens situasjon, samt permanent situasjon etter ferdigstilling av sikringstiltakene.
- Motfylling i profil A-A er nå utvidet med 10 m, slik krav til prosentvis forbedring oppnås for samtlige glidesirkler med $F > 1,4$, både for situasjon med normalvannstand og situasjon med laveste regulerte vannstand.
- Beregninger i profiler B1-B1 er revidert med mer realistisk lagdeling. I forhold til tidligere tolket lagdeling med et enkelt leirlag som falt ut mot elva, er lagdeling nå modellert med horisontale leirlag. Dette gir lavere sikkerhet for mer lokale flater, samt høyere sikkerhet for store (og mindre realistiske) glideflater ut i elva.
- Motfylling i profil B1-B1 er revidert slik at krav til prosentvis forbedring oppnås for i permanent fase, når sikringstiltakene er ferdigstilt.
- Det er videre gjort vurderinger for 3D effekter for store og dype glideflater, både for anleggsfasen og permanent situasjon etter sikringstiltakene står ferdig.

Endringer ift. tidligere revisjon er markert med kursiv.

1.2 Revisjon 2

Det er gjort følgende supplerende beregninger/endringer av tidligere utførte beregninger:

- *Supplerende beregninger i profil B2-B2 uten terrenglast på fylkesvegen for glidesirkel, der last på fylkesvegen er stabiliserende.*
- *Revidert beregning i profil B2-B2, der beregning med 3D effekter fra modellert sidefriksjon i GeoSuite Stability nå er medtatt. Dette er bare gjort beregning for glidesirkel med lavest sikkerhet i 2D beregning, som er sirkel med sikkerhet $F=1,20$ i profil B2-B2.*

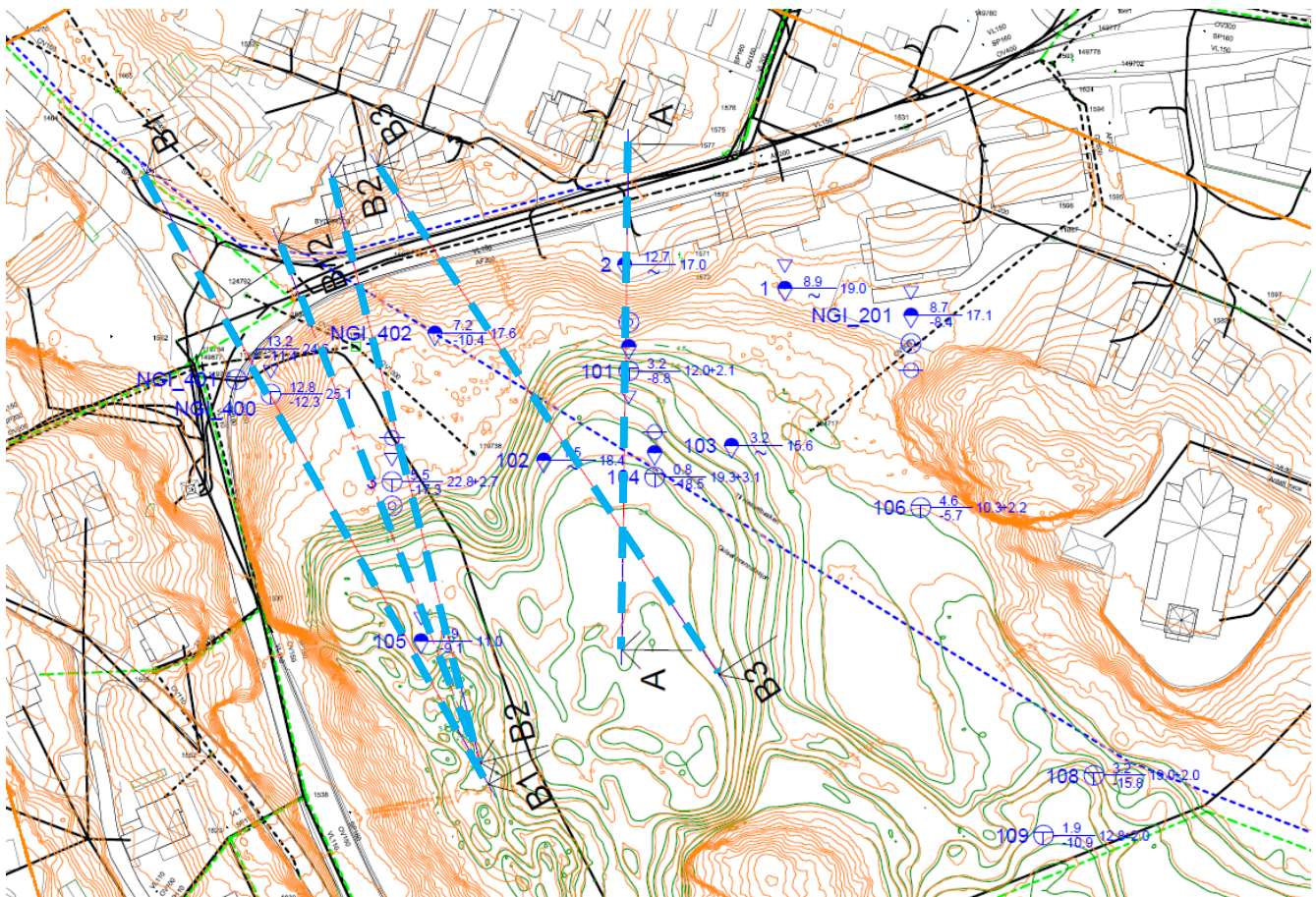
2 Grunnforhold

Ifm. prosjektet er det utført grunnundersøkelser av Rambøll AS, oppsummert i datarapport [1].

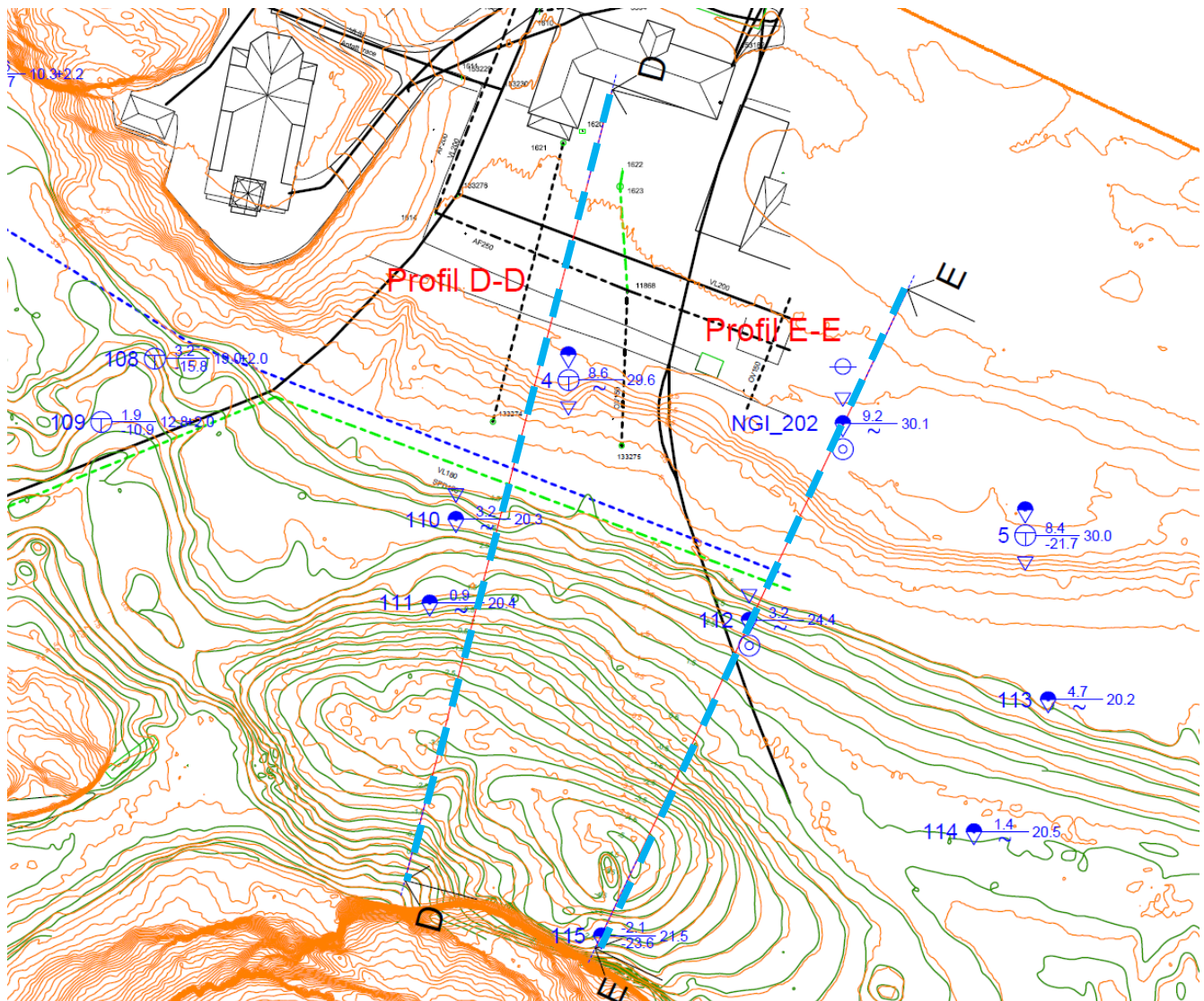
Vi viser videre til tidligere utførte grunnundersøkelser av Scandiaconsult AS [2] og NGI [3], samt grunnundersøkelser utført av Statens vegvesen ifm. ras langs fylkesvegen høsten 2000 [4].

Figur 2.1 og 2.2 nedenfor viser utsnitt av borplanene for hhv. skråningen nedenfor Fv. 357 i krysset mellom Fv. 357 og Dalsbygdvegen Fv. 3302 (vestre del av området), samt skråningen nedenfor Skotfoss skole (østre del av området). Borpunkter fra [2] og [3] er også vist på borplanene.

Koter for tidligere utarbeidet terrengmodell er vist med oransje farge (både koter i elva og på land), mens ny oppdatert terrengmodell for elvebunnen er vist med grønn farge.

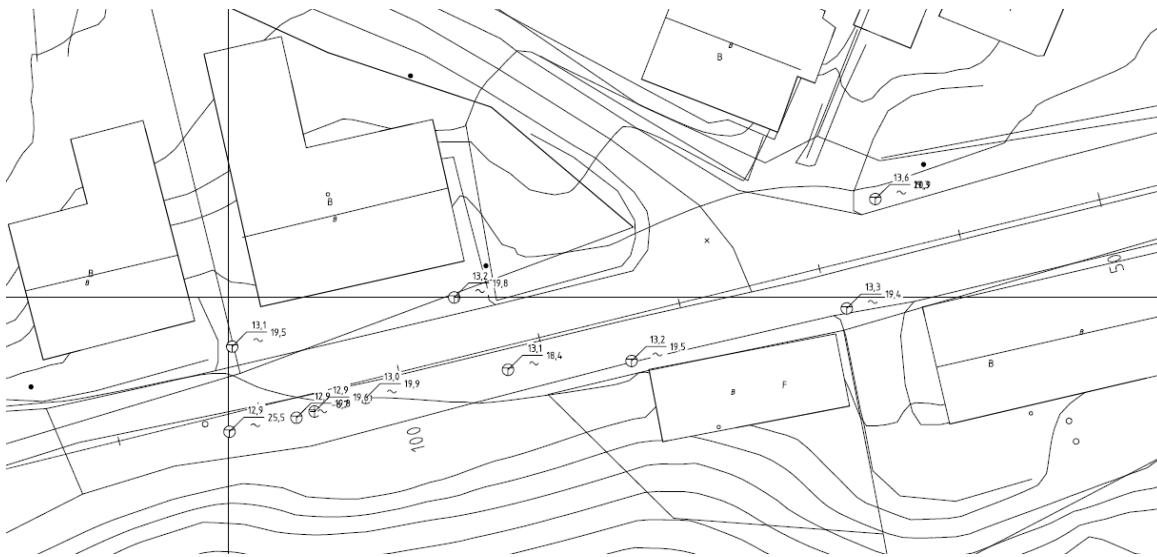


Figur 2.1 Utsnitt av borplan for vestre del av området, tegning -1.

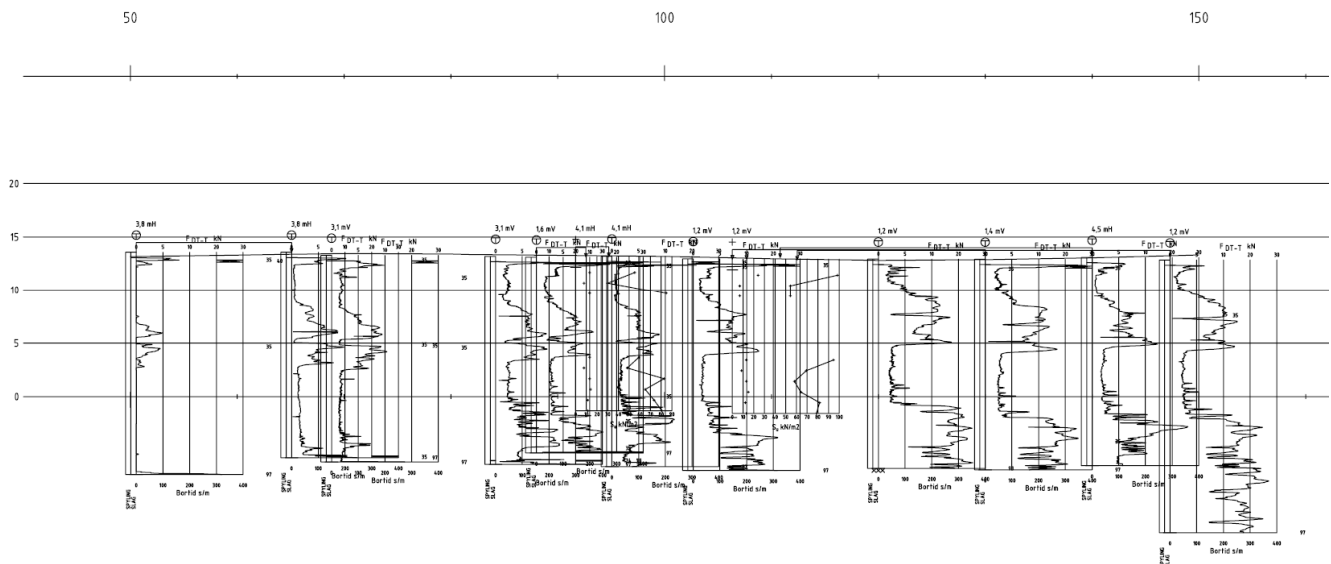


Figur 2.2. Utsnitt av borplan for østre del av området, tegning -2.

Boringer fra Statens vegvesen rapport [4] er ikke vist på borplanene ovenfor. Utsnitt av borplan og lengdeprofil fra [4] er vist på figur 2.3 og 2.4 nedenfor.



Figur 2.3. Utsnitt av borplan [4].



Figur 2.4. Utsnitt av lengdeprofil [4].

I vestre del av området er det på toppen av skråningen langs Fv. 357 registrert antatt løst lagret finsand/silt over et fastere lag at antatt sandige masser ned til ca. 8 – 10 m dybde. Derunder er det bløtere masser av antatt leire med mektighet varierende mellom ca. 3 – 10 m. Videre i dybden er det antatt fast lagrede sandige/grusige masser til stopp i løsmasser/mot antatt fjell.

I profil A-A fortsetter leirlaget tilnærmet horisontalt ut i elva, mens det i profilene lenger vest (profil B3-B3, B2-2 og B1-B1) er registrert større forekomst av sandige masser i platået ned mot elva.

Opptatte prøver i vestre del av området viser bare forekomst av tynnere lag/sjikt med sprøbruddmaterialer/kvikkleire, men ingen større sammenhengende lag.

I østre del av området ved Skotfoss skole er det registrert større sammenhengende lag av leire. Boringene på toppen av elveskråningen viser under topplaget og ned til ca. 10 m dybde antatt leire varierende mektighet av sandlag. Videre i dybden er det antatt kvikkleire til avsluttet boring på ca. 30

m dybde. Ute i elva viser boringene lav bormotstand i et antatt sammenhengende leirlag, som fra ca. 4 m dybde og videre nedover er klassifisert som kvikkleire.

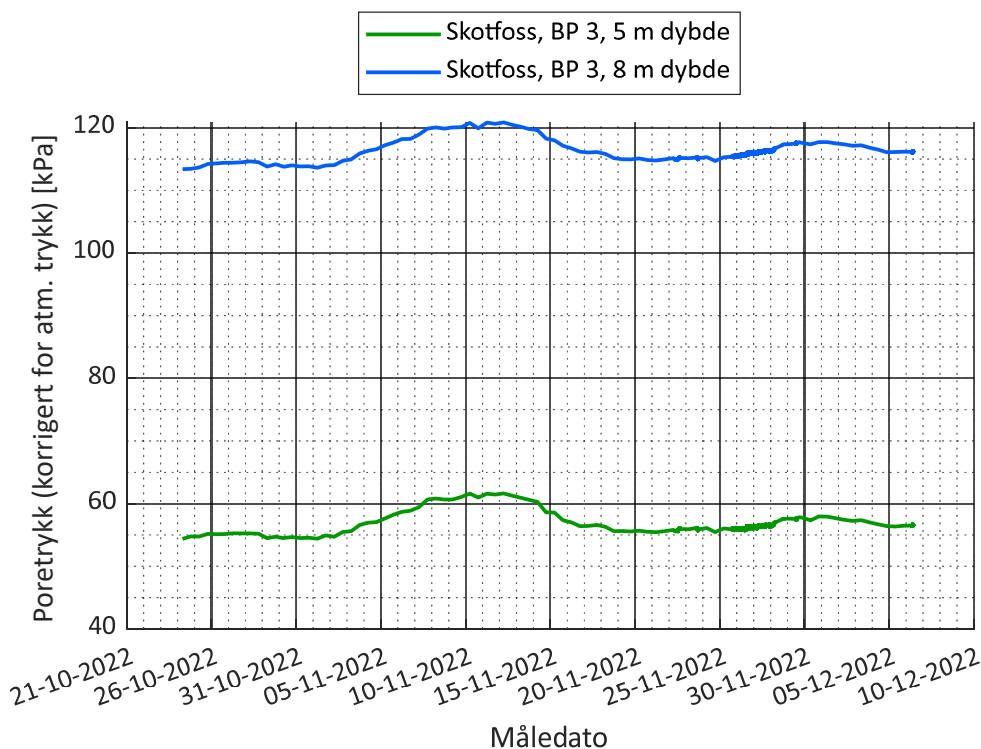
2.1 Poretrykksforhold

Tidligere installerte hydrauliske piezometere i området viser følgende poretrykk (avlesning ref. NGI rapport [3]):

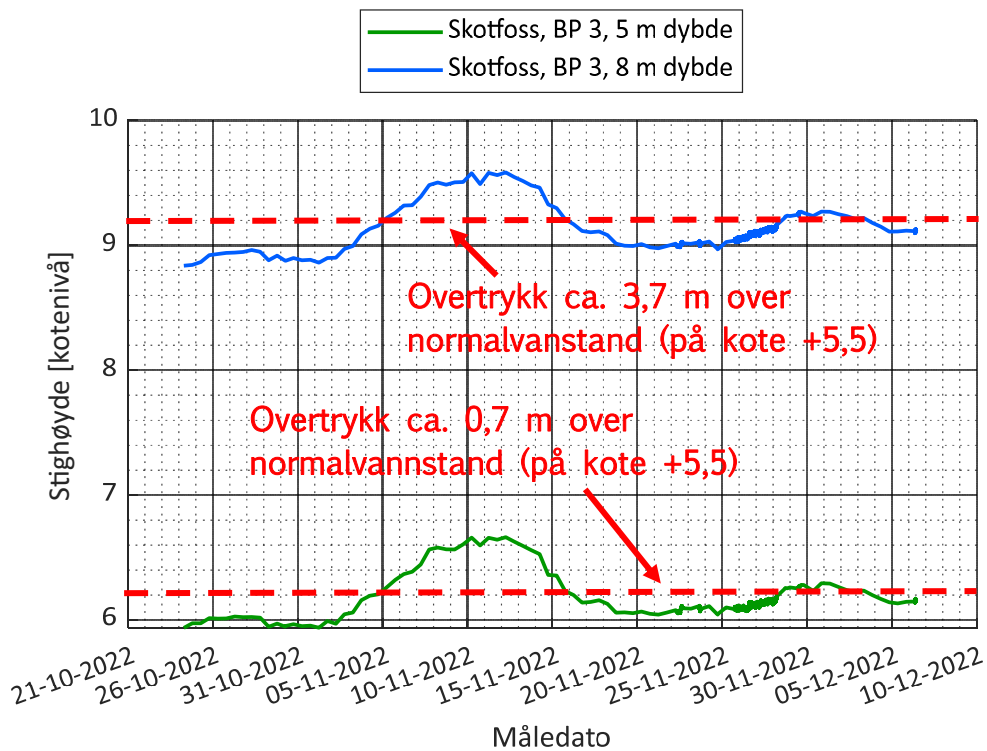
- BP 201 terreng kote +8,7, spiss 7,5 m dybde (kote +1,2), stighøyde kote +6,8 (poretrykk 56 kPa)
- BP 201 terreng kote +8,7, spiss 12,5 m dybde (kote -3,8), stighøyde kote +7,9 (poretrykk 117 kPa)
- BP 202 terreng kote +9,2, spiss 8 m dybde (kote +1,2), stighøyde kote +5,2 (poretrykk 40 kPa)
- BP 202 terreng kote +9,2, spiss 12,5 m dybde (kote -3,3), stighøyde kote +6,0 (poretrykk 93 kPa)

Med utgangspunkt i normalvannstand på kote +5,5 er det da artesisk trykk inntil 2,2 m i vestre del av området, mens i det i østre del av området er registrert artesisk trykk inntil 0,5 m.

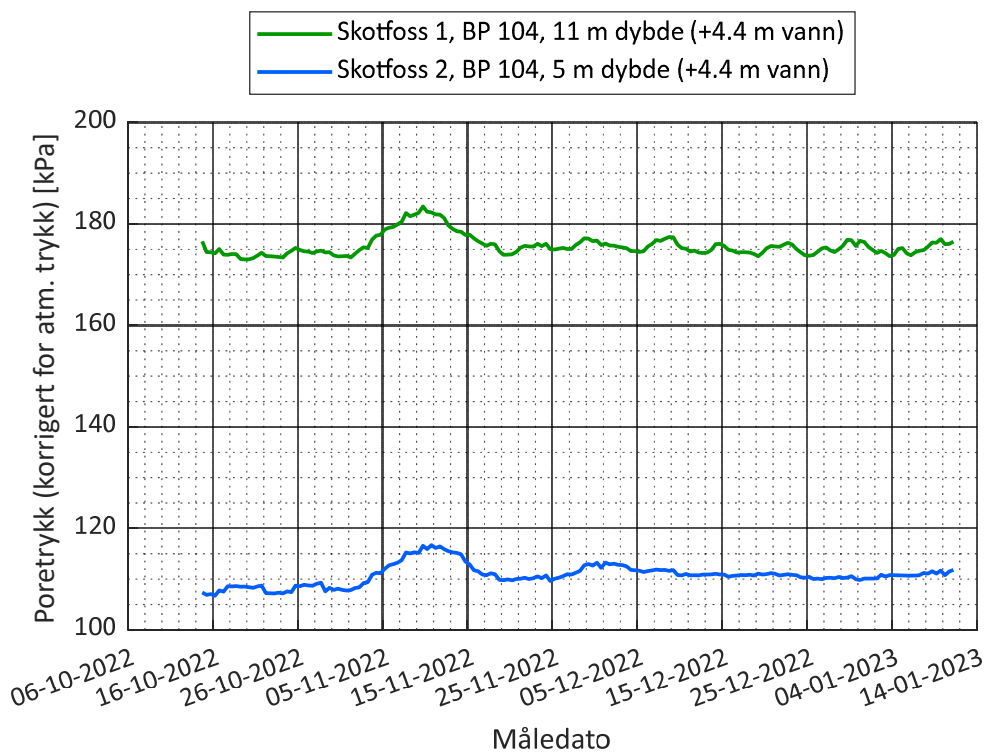
Resultater fra installerte elektriske piezometere i borpunkt 3 og 101 i vestre del av området er vist på figur 2.5 t.o.m. 2.8 nedenfor. Som det fremgår av figurene er det registrert et artesisk trykk inntil ca. 3,7 m over normalvannstand på kote +5,5.



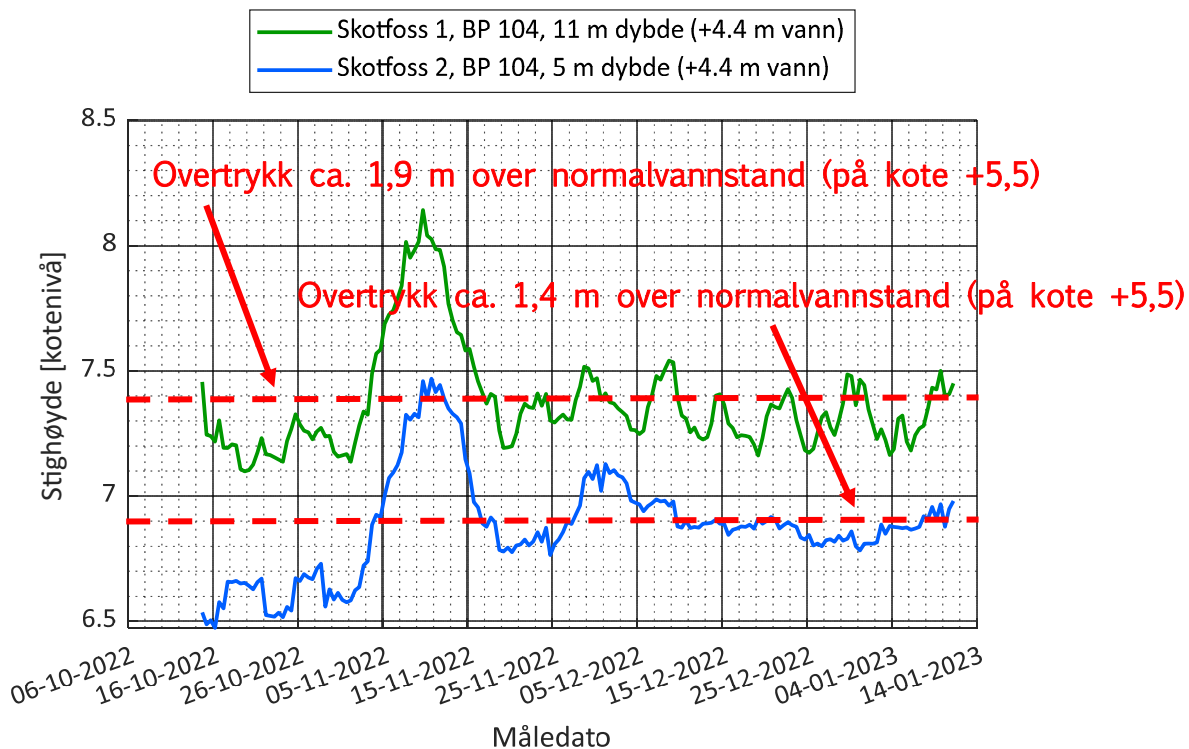
Figur 2.5. Elektriske piezometere i borpunkt 3, lastet ned fra nett 11.01.2023.



Figur 2.6. Elektriske piezometere i borpunkt 3, lastet ned fra nett 11.01.2023.



Figur 2.7. Elektriske piezometere i borpunkt 104, lastet ned fra nett 11.01.2023.



Figur 2.8. Elektriske piezometere i borpunkt 104, lastet ned fra nett 11.01.2023.

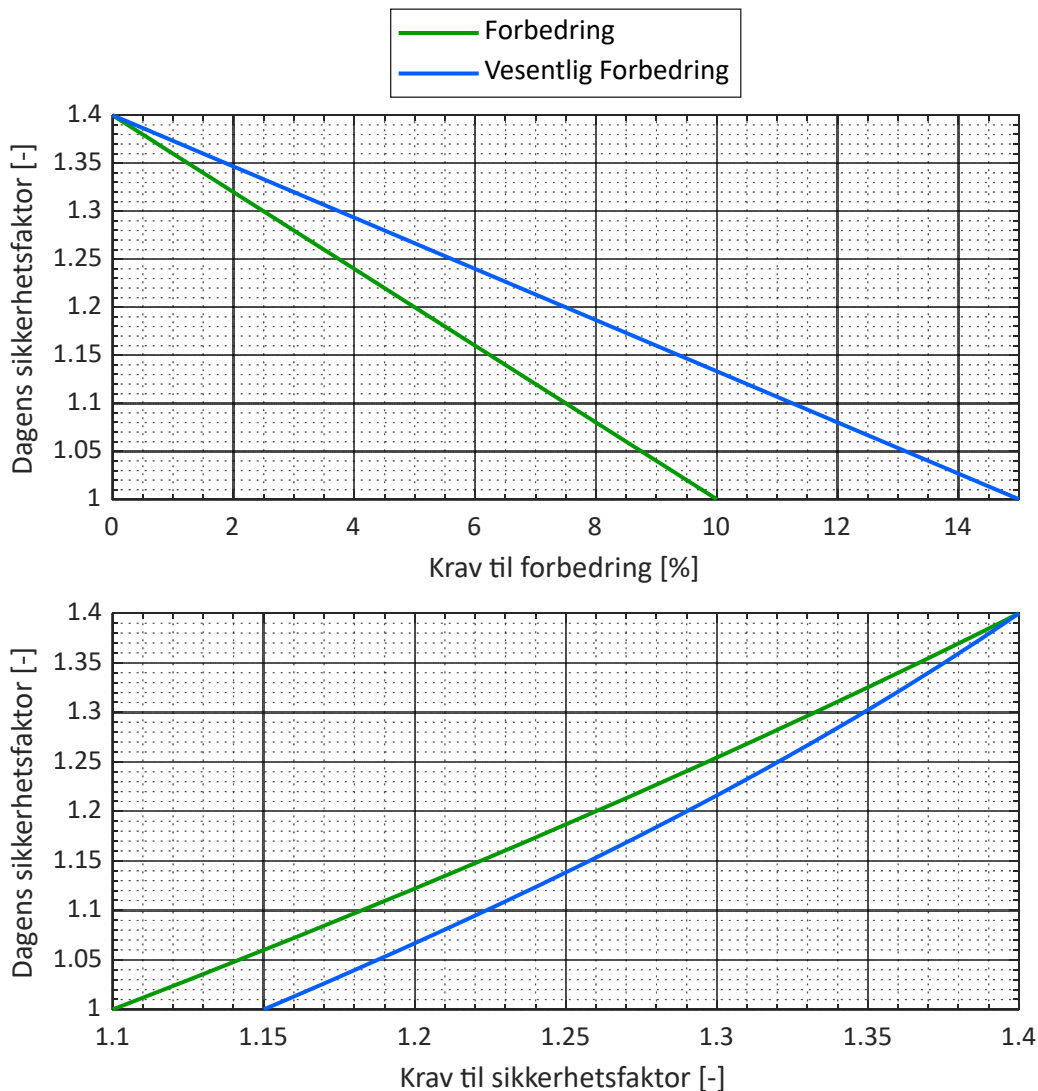
3 Beregningsforutsetninger

3.1 Krav til sikkerhet

Tiltaket ligger innenfor den kartlagte kvikkleiresone «Skotfoss», som er klassifisert i faregradsklasse «Middels» og konsekvensklasse «Meget alvorlig».

Selv om det ikke er registrert sprøbruddmaterialer i vestre del av området er krav i NVE veileder 1/2019 [5] lagt til grunn for prosjektering av motfylling i elva og sikringstiltak på land.

Iht. veilederen er det tatt utgangspunkt i krav til sikkerhetsfaktor på $F=1,4$ eller høyere for totalspenningsanalyser, samt $F=1,25$ eller høyere for effektivspenningsanalyser. Da det ikke er registrert sprøbruddmaterialer er det også tatt utgangspunkt i disse kravene ved forverring. Ved lavere sikkerhet, kan sikkerhetsfaktor økes prosentvis iht. figur 3.1 nedenfor. Da kvikkleiresonen er plassert i faregradsklasse «Middels» er krav til forbedring bestemt iht. kurven «forbedring».



Figur 3.1. Minimumskrav prosentvis forbedring iht. figur fra NVE veileder 1/2019 [5].

Krav til sikkerhet for lokalstabilitet av prosjektert motfylling er fastsatt iht. Eurokode 7 med $F=1,4$ for totalspenningsanalyser og $F=1,25$ for effektivspenningsanalyser. For fyllingsfronten er kravene økt til $F=1,5$ for totalspenningsanalyse og $F=1,3$ for effektivspenningsanalyse.

For anleggsveien og den midlertidige fasen er det tatt utgangspunkt i krav på $F=1,4$ for totalspenningsanalyser og $F=1,25$ for effektivspenningsanalyser, eller at stabiliteten ikke under noen faser av arbeidene skal forverres ift. dagens situasjon, men forbedres gradvis gjennom arbeidene.

3.2 Topografi, lagdeling, kritiske beregningsprofiler og fyllingsgeometri

Terrengoverflaten på land er bestemt iht. <https://hoydedata.no/LaserlInnsyn2/> og elvebunnen er bestemt ut fra terrengmodell utarbeidet av NVE.

Vurderte kritiske profiler er vist på borplanene figur 2.1 og 2.2 og omfatter profil A-A, B1-B1, B2-B2 og B3-B3 for vestre del av området, samt profil D-D og E-E for østre del av området.

Lagdeling er bestemt ut fra utførte grunnundersøkelser [1], [2], [3] og [4].

Etter ønske fra NVE er det utført sensitivitetsvurdering med bunnsenkning på 1,5 m for profil D-D og E-E nedenfor Skotfoss skole. Vi har forstått at bunnsenkning for vestre del av området er lite sannsynlig og har derfor ikke gjort noen beregninger for dette.

Overkant fylling er ut fra dialog med NVE og Skien kommune lagt til +5 for den permanent fasen (lavere fyllingshøyde konservativt for stabiliteten), samt kote +5,5 for anleggsfasen (høyere fyllingshøyde konservativt for stabiliteten).

Plassering av anleggsveien er fastsatt i dialog med Skien kommune og NVE.

3.3 Dimensjonerende vannstand

Vi har av NVE fått oppgitt dimensjonerende normalvannstand (NMV) på kote +5,5 og laveste regulerte vannstand (LRV) på kote +3,5.

I vestre del av området (profil A-A, B1-B1, B2-B2 og B3-B3) er beregningene utført med utgangspunkt i normalvannstand på kote +5,5.

I østre del av området (profil D-D og E-E) er beregningene konservativt utført med utgangspunkt i laveste regulerte vannstand på kote +3,5 (da dette viser tilfredsstillende sikkerhet).

3.4 Terrenglaster

Det er i beregningene anvendt følgende ulike terrenglaster:

- Trafikklast 19,5 kPa på fylkesvegen.
- Last fra gravemaskin på 30 kPa fordelt over 3,3 * 4,8 m (45 tonn gravemaskin).
- Last fra ca. 1,5 m mellomlagring av steinmasser på 30 kPa.
- Last fra ca. 2 m mellomlagring av steinmasser på 40 kPa.

Oppgitte laster for gravemaskin og mellomlagring av masser er benyttet uten partialfaktorer.

3.5 Poretrykk

Det er modellert poretrykk med utgangspunkt i tidligere målt poretrykk fra installerte hydraulisk piezometere i punkt 201 og 202, samt nye elektriske piezometere i punkt 3 og 104. Poretrykksforholdene er nærmere gjennomgått i avsnitt 2.1.

Beregningene er utført med poretryksprofiler, der poretrykket i vestre del av området er modellert som følgende:

- Toppen av skråningen ved fylkesvegen: Hydrostatisk med grunnvannstand 2 m under terreng på toppen av skråningen ved fylkesvegen.
- Plataået ned mot elva ved borpunkt 3: Hydrostatisk ut fra normalvannstand på kote +5,5 ned til overkant silt/leirlag. Jevnt økende gjennom silt-/leirlag fra stighøyde kote +5,5 til stighøyde kote +9,5 (4 m artesisk trykk).
- Elvebunnen lenger ut: Hydrostatisk ut fra normalvannstand på kote +5,5 ned til 2 m dybde. Deretter jevnt økende til stighøyde på kote +7,5 i underkant leirlag.

For østre del av området er poretrykket modellert med grunnvannstand ca. 2 m under terreng på topp skråning fallende til laveste regulerte vannstand på kote +3,5 ved elva. Her er totalspenningsanalyser dimensjonerende og et evt. artesisk trykk vil derfor ikke ha betydning for resultatene (tatt hensyn til noe artesisk trykk ved tolkning av CPTU sonderingene).

3.6 Effektivspenningsparametere og romvekt

Følgende beregningsparametere er lagt til grunn for de ulike lagene:

Tabell 1. Tolkede effektivspenningsparametere.

	Karakteristisk friksjonsvinkel, φ_k [°]	Attraksjon, a [kPa]	Effektiv kohesjon, c' [kPa]	Romvekt [kN/m ³]	Neddykket romvekt [kN/m ³]
Sprengstein	40	0/5	0	16/19	10/12
Topplag/Tørrskorpe	30/33	0	0	19/20	9/10
Sand/silt	33	0	0	19/20	9/10
Leire/kvikkleire	29	10	5,5	19/20	9/10
Sand	35	0	0	19/20	9/10

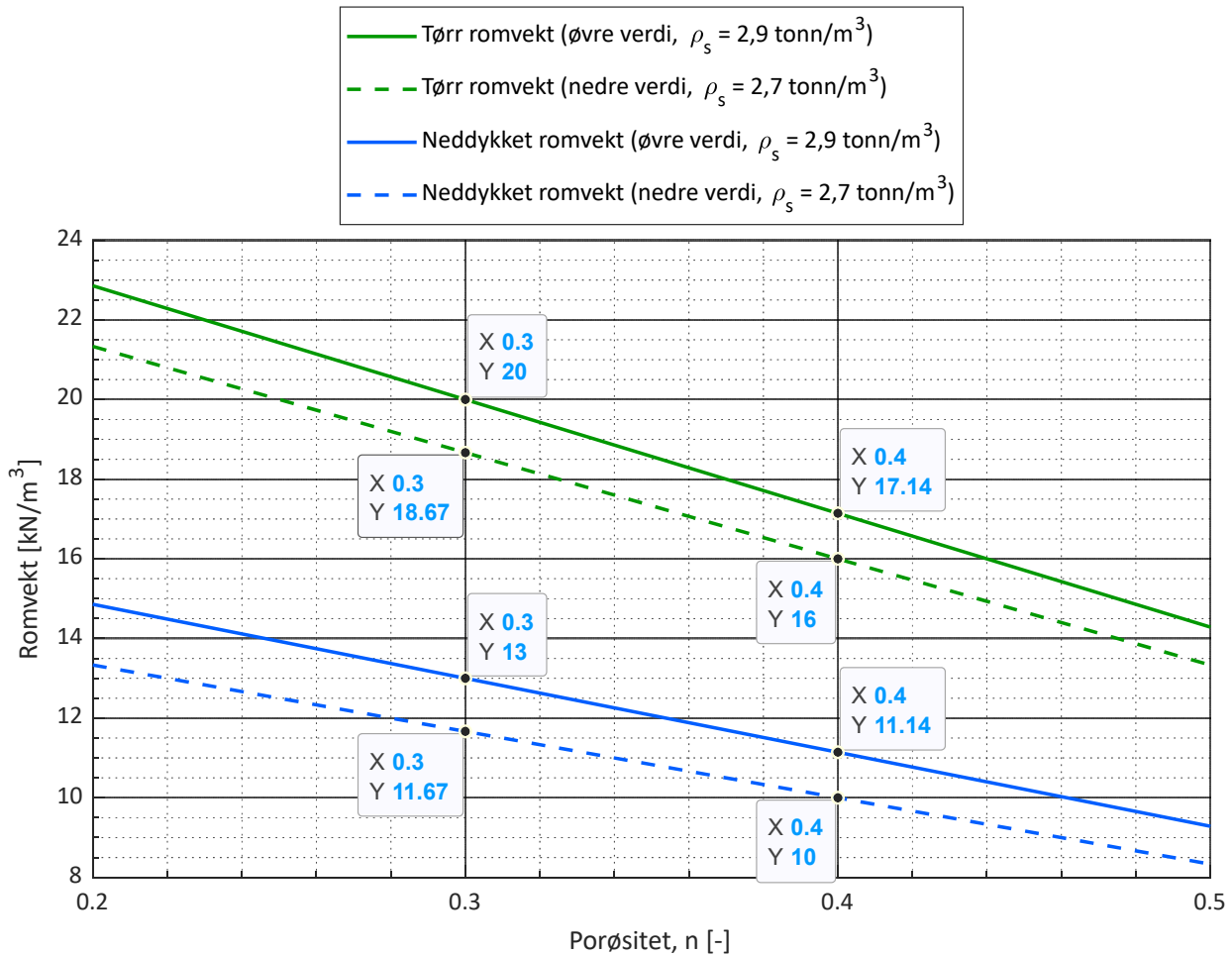
Styrkeparametere for lagene med sprengstein, tørrskorpe og sand/silt er bestemt ut fra erfaringsparametere.

Det er generelt modellert et svakt topplag med friksjonsvinkel 30 og attraksjon lik 0, tilsvarende oppsprukket tørrskorpe på land eller et bløtere topplag i elva. I enkelte skråninger, der det er registrert sand/silt i toppen, er topplaget modellert mer realistisk med friksjonsvinkel på 33 grader.

Attraksjonen for sprengstein er i de fleste beregningene konservativt satt til 0 kPa, bortsett effektivspenningsanalyse for skråningen i profil A-A, der det er modellert en mer realistisk attraksjon for erosjonssikringen på 5 kPa.

Romvekt for naturlige masser er bestemt ut fra utførte prøveserier til hhv. 19 kN/m³ for østre del av området og 20 kN/m³ for vestre del av området.

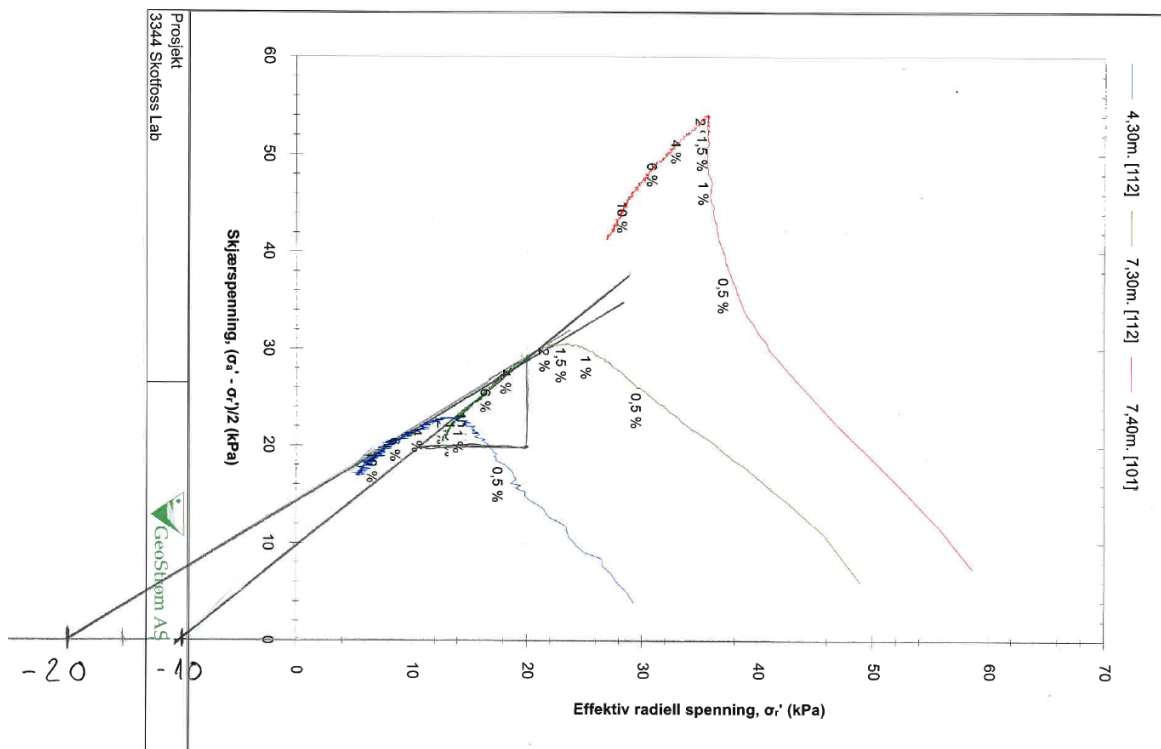
Romvekt for laget med sprengstein er bestemt ut fra figur 3.2 nedenfor, der porøsitet på 30% antas å tilsvare «godt komprimerte og velgraderte masser», mens porøsitet på 40% antas å tilsvare «dårlig komprimerte og ensgraderte masser». Figuren er i hovedsak i tråd med anbefalinger i NVE sikringshåndboka [6]. Det er konservativt lagt til grunn velgraderte og dårlig komprimerte steinmasser (porøsitet på 40%) med tørr romvekt 16 kN/m³ og neddykket romvekt 10 kN/m³ der motfylling er stabiliserende. Kontroll av lokalstabilitet i fyllingsfronten er videre utført med tørr romvekt 19 kN/m³ og neddykket romvekt 12 kN/m³.



Figur 3.2. Bakgrunn for bestemmelse av tørr og neddykket romvekt for sprengstein.

De tre utførte treksforsøkene plasseres iht. utpresset porevann i konsolideringsfasen i forsøkskvalitet «Ypperlig» til «Meget god til ypperlig», ref. tabell 2-4 i [7]. Spenningsstiene for forsøkene indikerer videre lite prøveforstyrrelse, og forsøkene vurderes derfor av god kvalitet.

Som vist på figur 3.3 indikerer de to treksforsøkene utført i borpunkt 112 en attraksjon på ca. 20 kPa. Leirmassene i punkt 101 er noe fastere, og da det her bare ble utført et forsøk et det ikke bestemt attraksjon for dette forsøket. Det tas konservativt utgangspunkt i attraksjon på 10 kPa, da bestemmelse av attraksjon for forsøkene er noe usikkert. Friksjonsvinkel er tatt ut ved 2% tøyning (tilsvarende bruddtak) og bestemt til 29 grader med utgangspunkt i forsøket som gir lavest verdi.



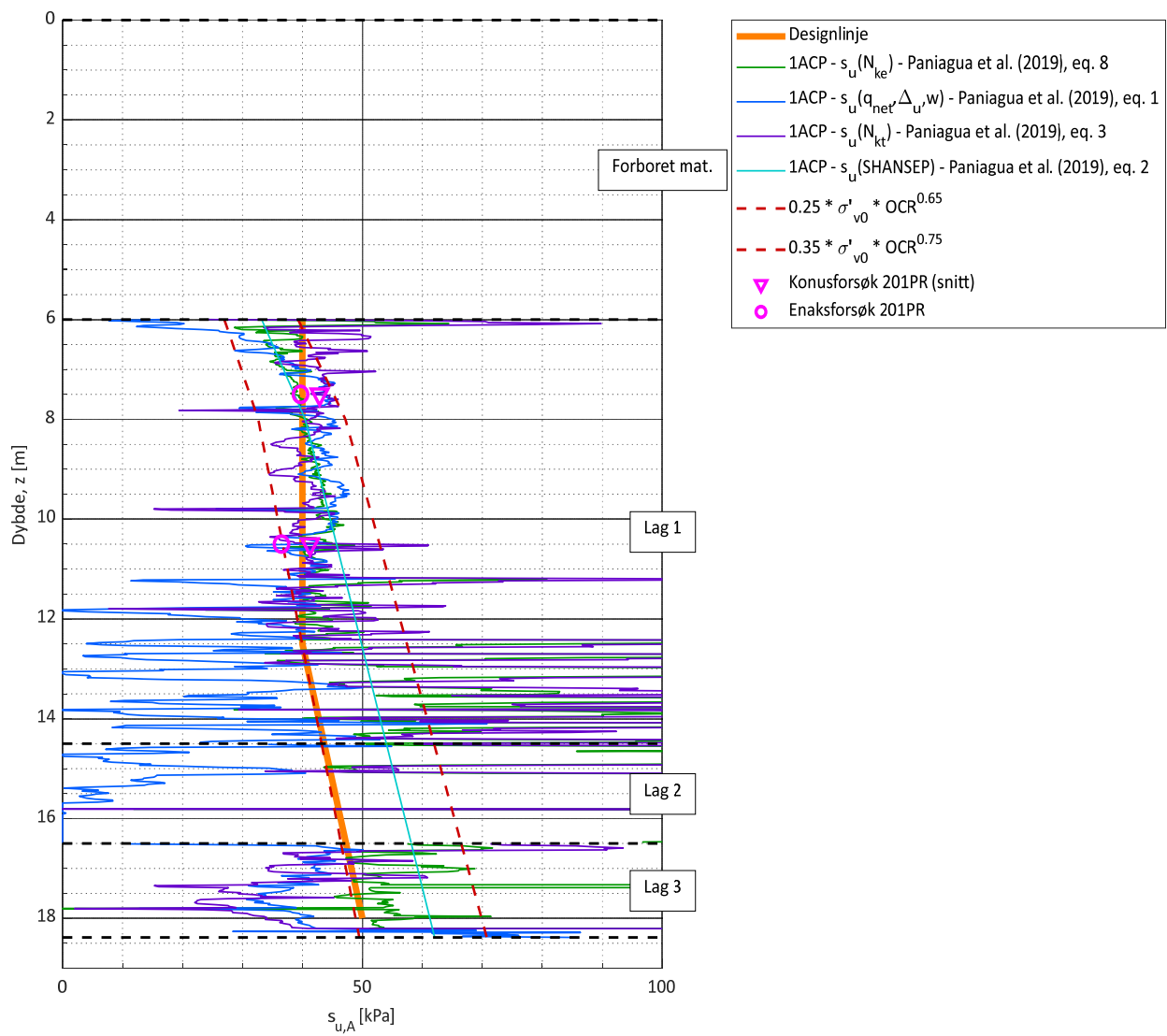
Figur 3.3. NTH plot for utførte treksforsøk, utsnitt av figur fra [1].

3.7 Totalspenningsparametere

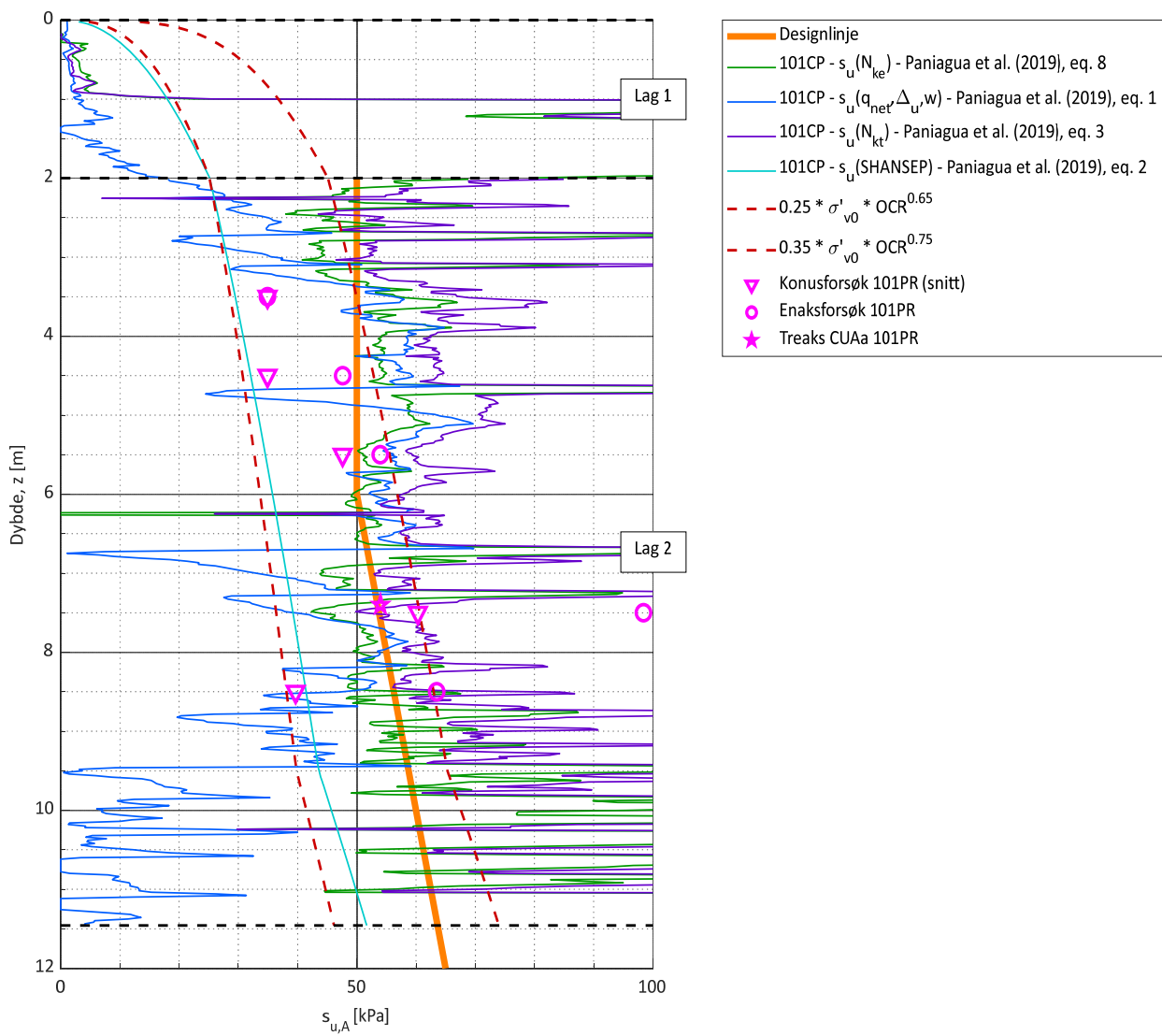
Designprofiler for aktiv udrenert skjærstyrke er tolket ut fra utførte CPTU sonderinger, samt laboratorieforsøk på opptatte prøver (treks-, ødometer-, samt std. rutineforsøk). Det er utført aktive treksforsøk, samt anvendt CPTU korrelasjoner for aktiv udrenert skjærstyrke. Enaks- og konusforsøk er antatt å gi tilnærmet direkte styrkeverdier og er derfor omregnet til aktiv direkte skjærstyrke på designprofilene.

Figur 3.4 t.o.m. 3.10 nedenfor viser anvendte designprofiler lagt til grunn for beregningene. Designprofiler brukt i beregningene er vist med tykke fulltrukne oransje linjer.

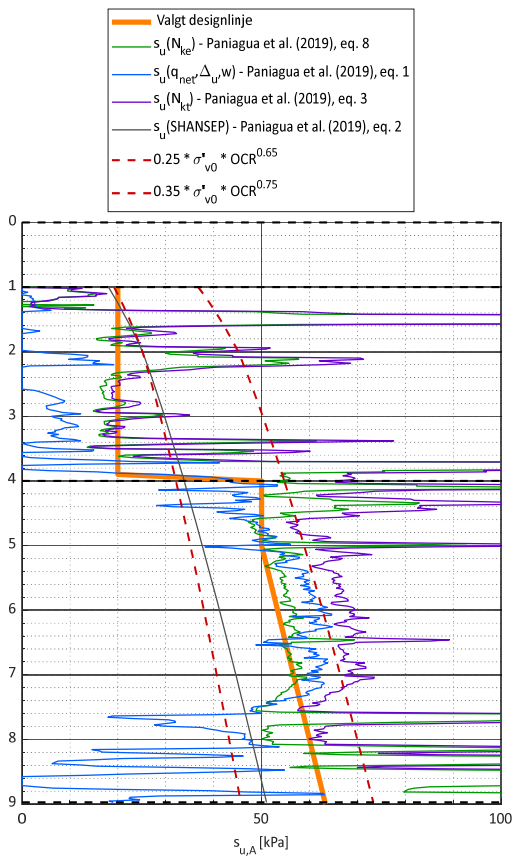
Overkonsolideringsforhold er tolket ut fra CPTU sonderinger, samt utførte ødometerforsøk for østre del av området. Tolket overkonsolideringskurve for de ulike designprofilene fremgår av vedlegg 2 (side 6 for de ulike CPTU sonderingene).



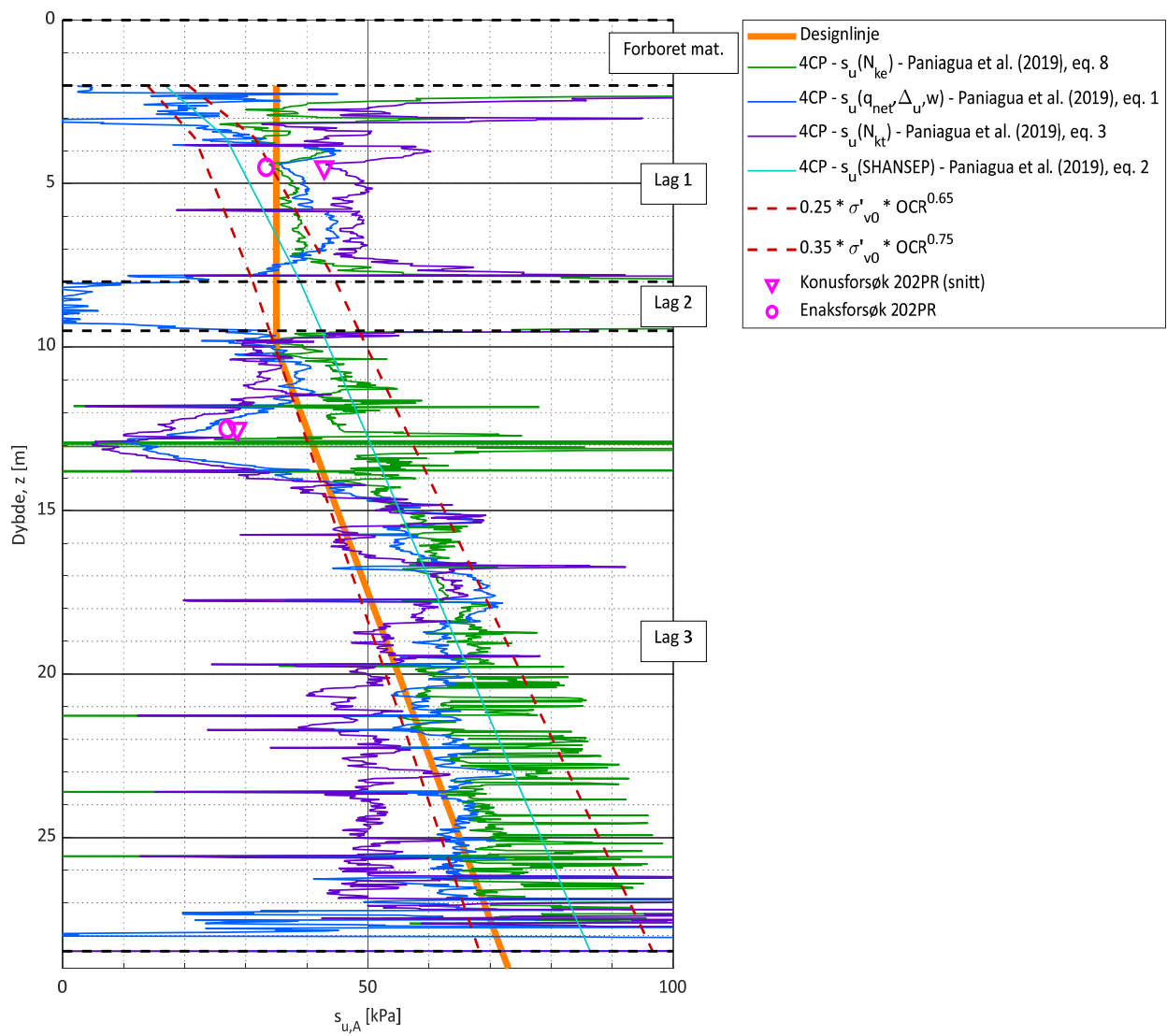
Figur 3.4. Designprofil vestre del av området ved borpunkt 1.



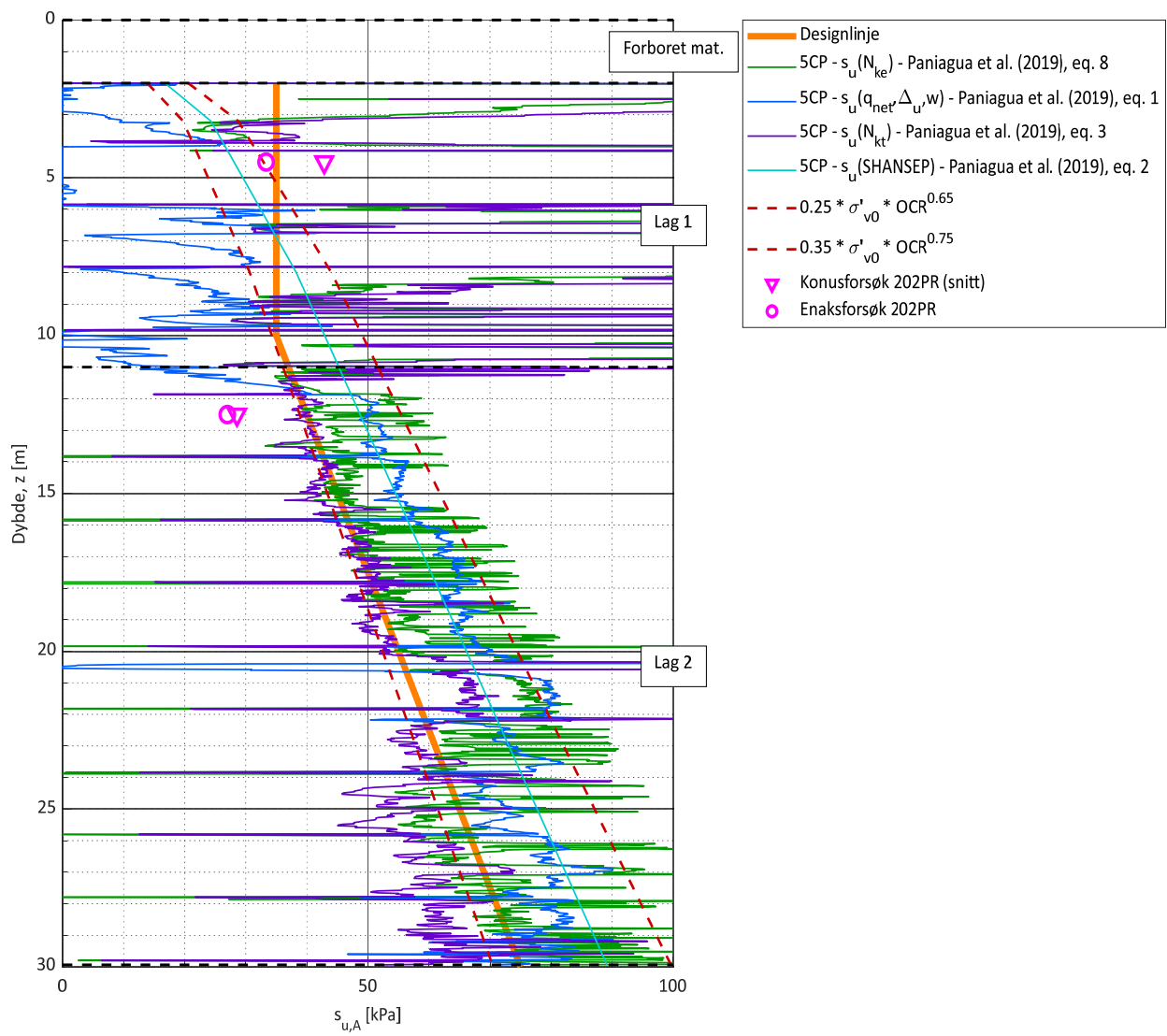
Figur 3.5. Designprofil vestre del av området ved borpunkt 101.



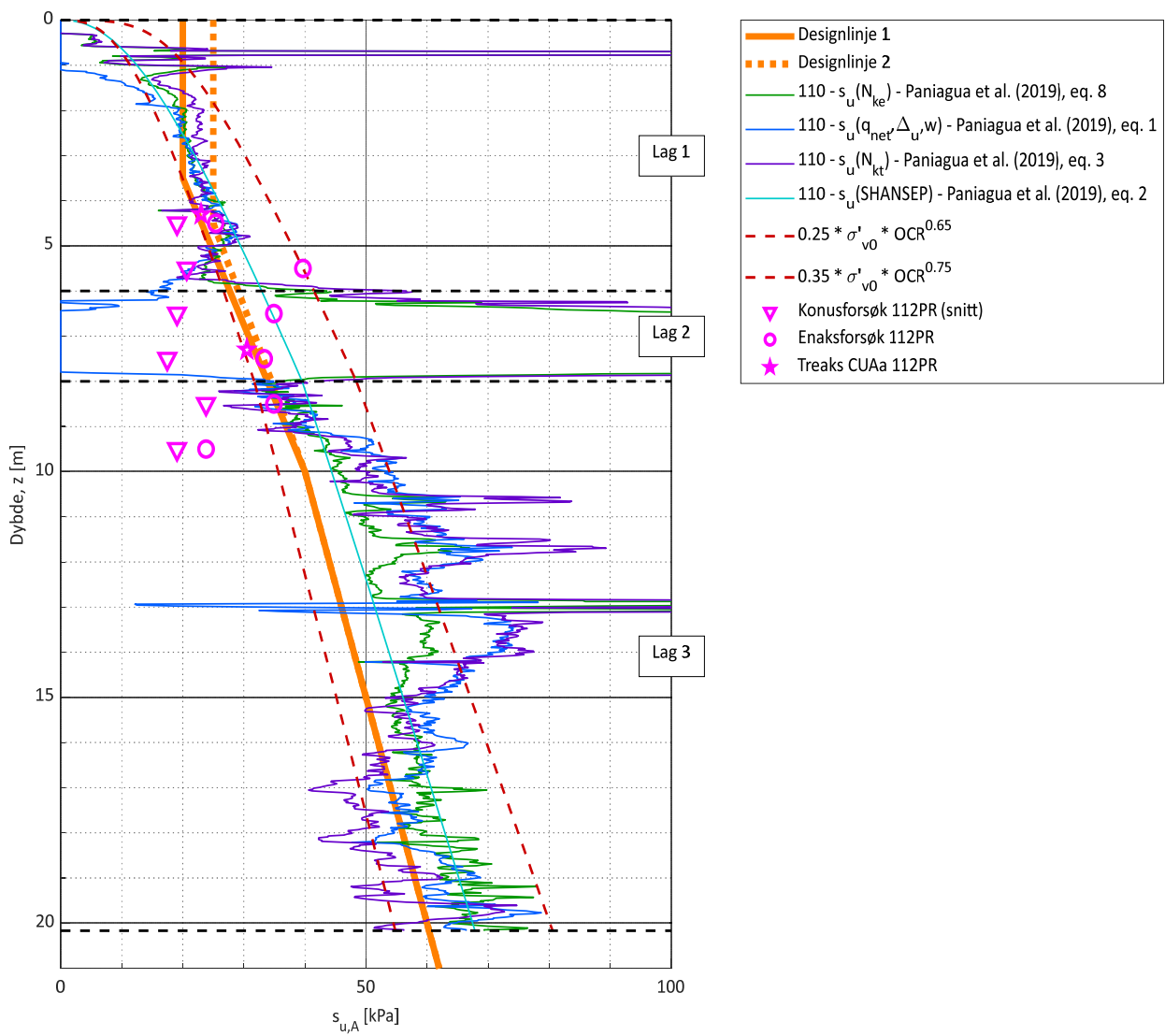
Figur 3.6. Designprofil vestre del av området ved borpunkt 105.



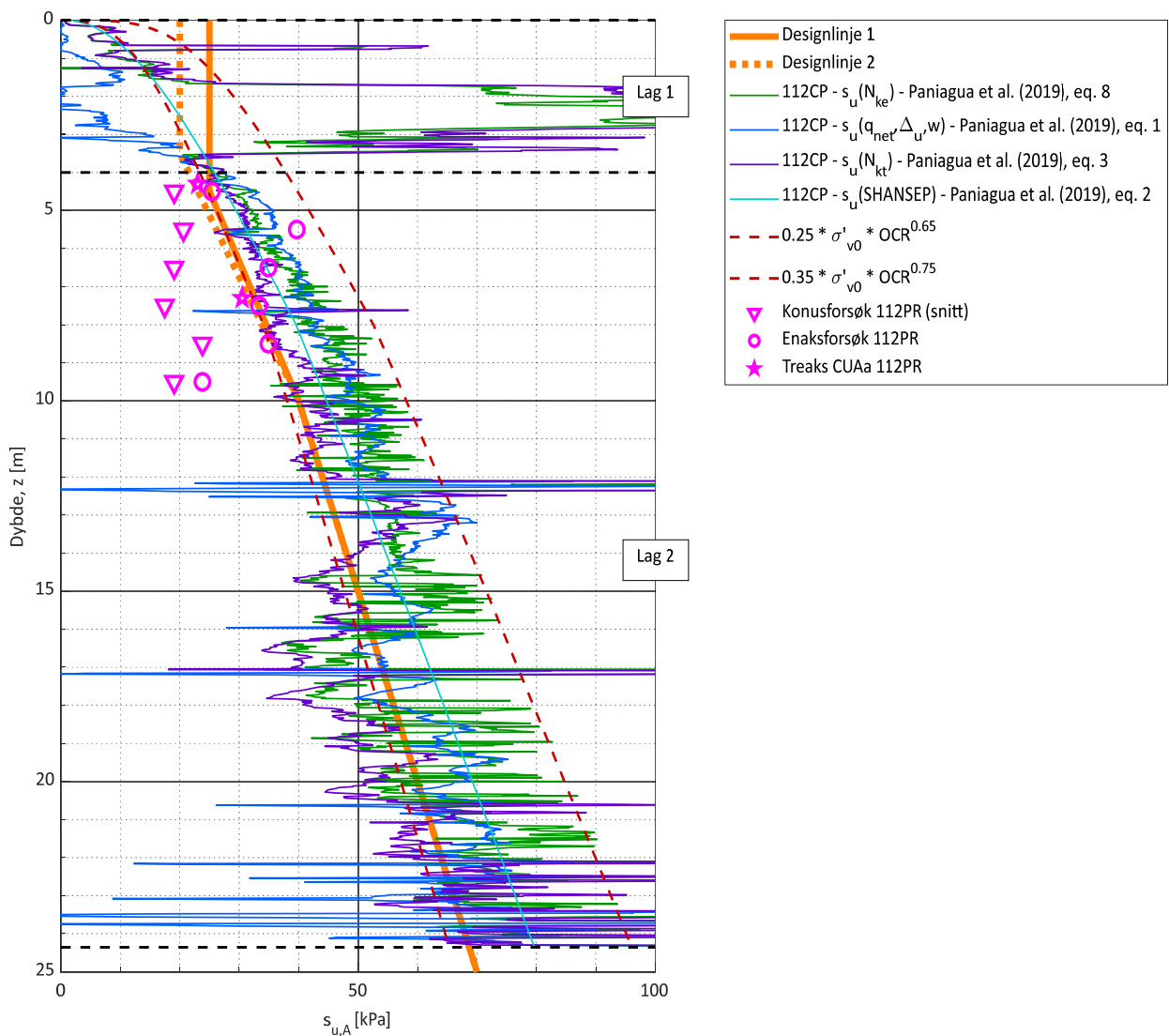
Figur 3.7. Designprofil østre del av området ved borpunkt 4.



Figur 3.8. Designprofil østre del av området ved borpunkt 5.



Figur 3.9. Designprofil østre del av området ved borpunkt 110.



Figur 3.10. Designprofil østre del av området ved borpunkt 112.

For både profil D-D og E-E er laveste designprofil fra figur 3.9 og 3.10 med $s_{uA}=20$ kPa i toppen lagt til grunn.

3.8 Anisotropifaktorer

Følgende anisotropifaktorer legges til grunn iht. [8] (for $IP=10$ eller mindre):

- Aktiv sone: $s_{uA}/s_{uA} = 1,0$
- Direkte sone: $s_{uD}/s_{uA} = 0,63$
- Passiv sone: $s_{uP}/s_{uA} = 0,35$

For kontrollberegning av NGL sine beregning [3] er styrkeprofilene redusert med 10% tilsvarende som i NGL sine beregninger ved anvendelse av følgende ADP faktorer:

- Aktiv sone: $s_{uA}/s_{uA} = 0,9$ (1,0 uten reduksjon)
- Direkte sone: $s_{uD}/s_{uA} = 0,63$ (0,7 uten reduksjon)
- Passiv sone: $s_{uP}/s_{uA} = 0,36$ (0,4 uten reduksjon)

3.9 3D effekter

Stabilitetsberegningene er utført i GeoSuite Stability vha. todimensjonale (2D) grenselikevektsanalyser. Geometrien rundt enkelte beregningsprofil tilsier at tredimensjonale effekter (3D effekter) vil spille en vesentlig rolle.

3D effekter kan generelt inndeles i følgende to typer effekter:

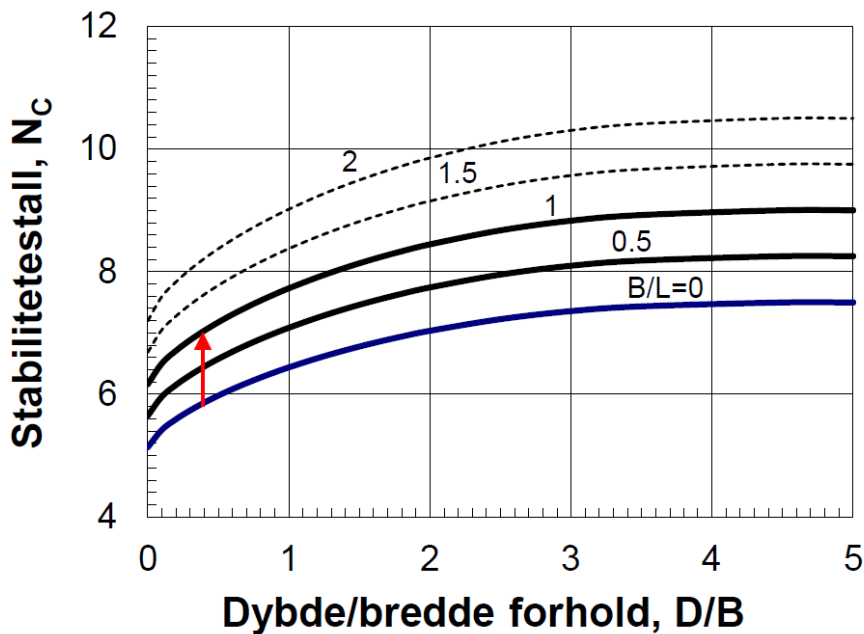
- En «skåleffekt» som ved dype og lange glideflater (med begrenset bredde ut av planet) kan gi større overflate av glidesirkelen og dermed større stabiliserende skjærstyrke langs glideflaten enn hva som legges til grunn i en 2D beregning.
- En «geometrisk effekt» som pga. variasjon av terrengoverflaten/lagdeling/fjelloverflaten kan gi mindre drivende krefter og/eller større stabiliserende krefter enn hva som legges til grunn i en 2D beregning.

Dersom forholdene tillater det, vil det være et samvirke mellom disse to effektene. Dette samvirket er ofte vanskelig å vurdere. Det er derfor kun medtatt enten «skåleffekt» eller «geometrisk effekt» for utførte beregninger, der 3D effekter er vurdert å være aktuelle.

I det følgende er det gitt en gjennomgang av anvendte metoder for å hensynta aktuelle 3D effekter fra «skåleffekt» i beregningene.

3D effekter fra «skåleffekt»

Diagrammet på figur 3.11 benyttes ofte for å vurdere virkningen av 3D effekter ut fra B/L forholdet av problemstillingen. Figuren har opprinnelse fra NGI publikasjon nr. 16 [9], og er utvidet for å gjelde for høyere B/L forhold (stiplede linjer). B på figuren er den halve bredden av glidesirkelen, L er lengden inn i planet og D er dybden av glidesirkelen. Beregningene utført i GeoSuite Stability tilsvarende uendelig utstrekning inn i planet ($B/L = 0$).



Figur 3.11. Stabilitetstall avhengig av D/B og B/L , basert på [9].

Det er et konstant forholdstall mellom de ulike linjene på figur 3.11 og relativ forøkelse av stabilitetstallet kan dermed bestemmes som:

$$f_{3D} = 0,2 * \frac{B}{L} + 1 \quad (1)$$

Eksempelvis fås en forøkelse på 20% for 3D effekter for en glidesirkel som er dobbelt så lang som bredden ut av planet.

Resulterende sikkerhetsfaktor kan dermed bestemmes som:

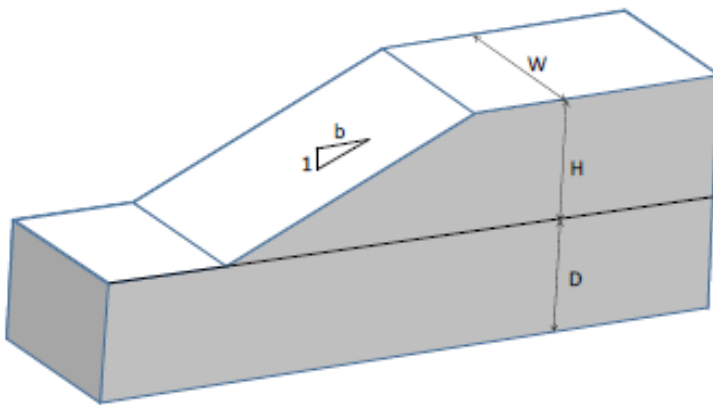
$$F_{3D} = F_{2D} * f_{3D} \quad (2)$$

Der F_{2D} er sikkerhetsfaktoren bestemmes ved utførelse av en 2D analyse (eksempelvis i GeoSuite Stability).

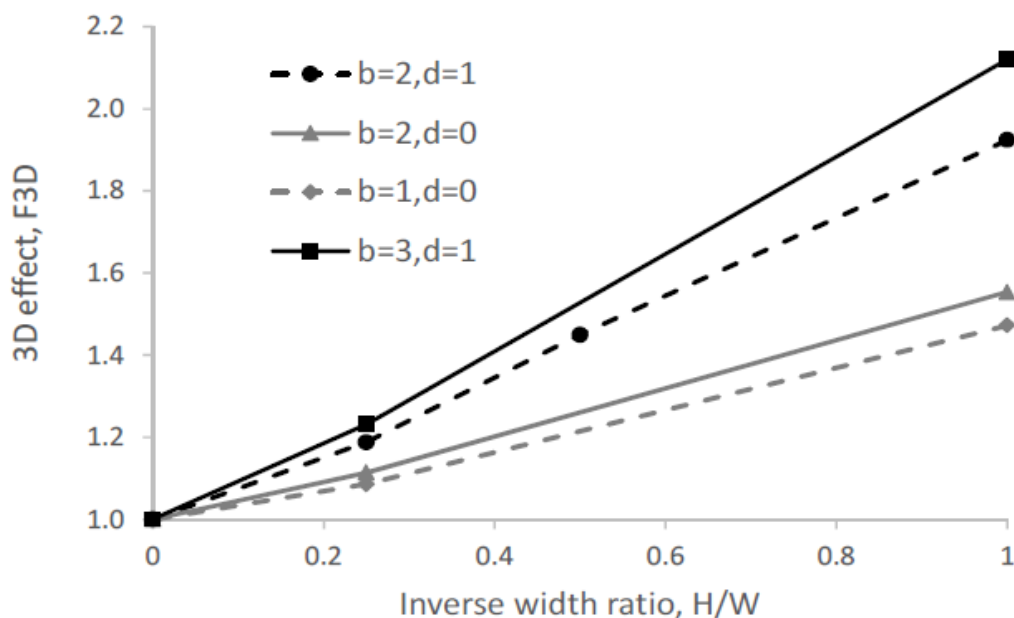
En mer detaljert studie for å estimere 3D effekter er presentert i [10]. Resultatene bør anvendes med forsiktighet og gjelder udrenerte stabilitetsanalyser i leire.

Figur 3.12 og 3.13 viser hhv. dimensjoner vurdert for skråningen og resulterende 3D effekter. På figur 3.13 er $d=D/H$.

For lave H/W forhold fås tilnærmet plan spenningstilstand og neglige 3D effekter.



Figur 3.12. Dimensjoner av skråning vurdert i [10].



Figur 3.13. Resulterende 3D effekter fra studie [10].

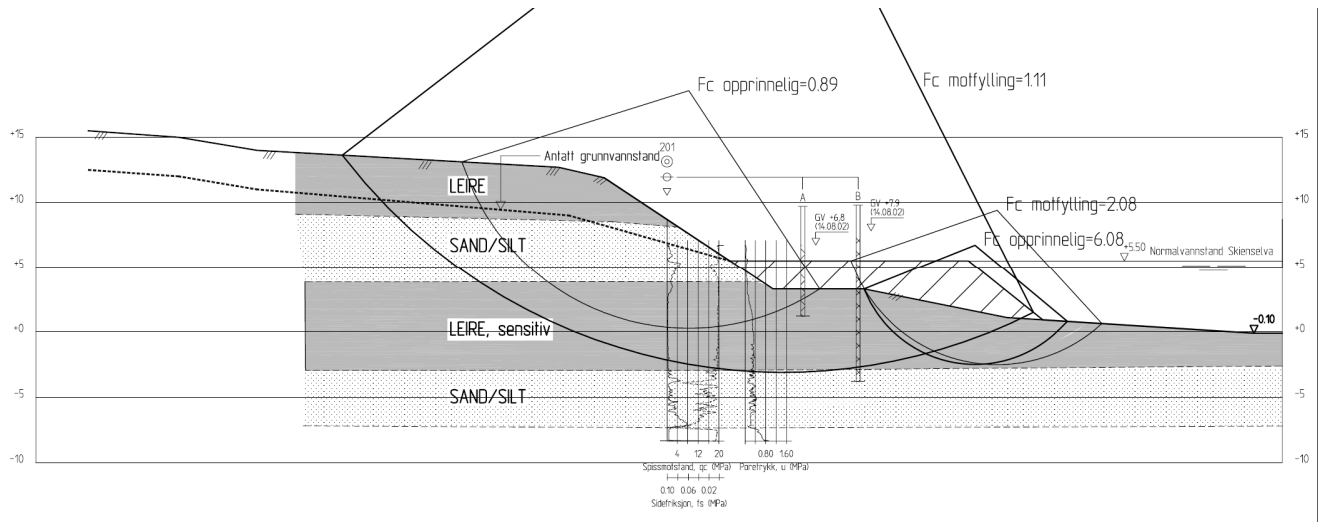
Det er videre gjort en beregning i kritisk snitt, der det er vurdert 3D effekter iht. beregningsmetode med sidefriksjon i GeoSuite. Her er det anvendt en konservativ sidefriksjonsfaktor i 2D beregningene tilsvarende maksimalt $1/L$, dvs. bare halvdelen av det som er anbefalt GeoSuite veiledning ($2/L$).

Anvendelse av 3D effekter utføres bare for lange og dype glidesirkler, der det iht. begge de beskrevne metodene fås en beregnet reduksjon for 3D effekter. Videre er det en forutsetning at «naboprofilene» har bedre stabilitet enn resulterende stabilitet medtatt 3D effekter. Forøkelse av sikkerhetsfaktoren for 3D effekter begrenses typisk til 15-20%. I prosjektet er det valgt at en sikkerhetsfaktor for 2D beregning på mindre enn ca. $F = 1,2$ ikke kan aksepteres, uansett om det er vesentlig bidrag fra 3D effekter iht. metodene ovenfor. Dette tilsvarende da 3D effekter på maks 17%.

4 Beregningsresultater

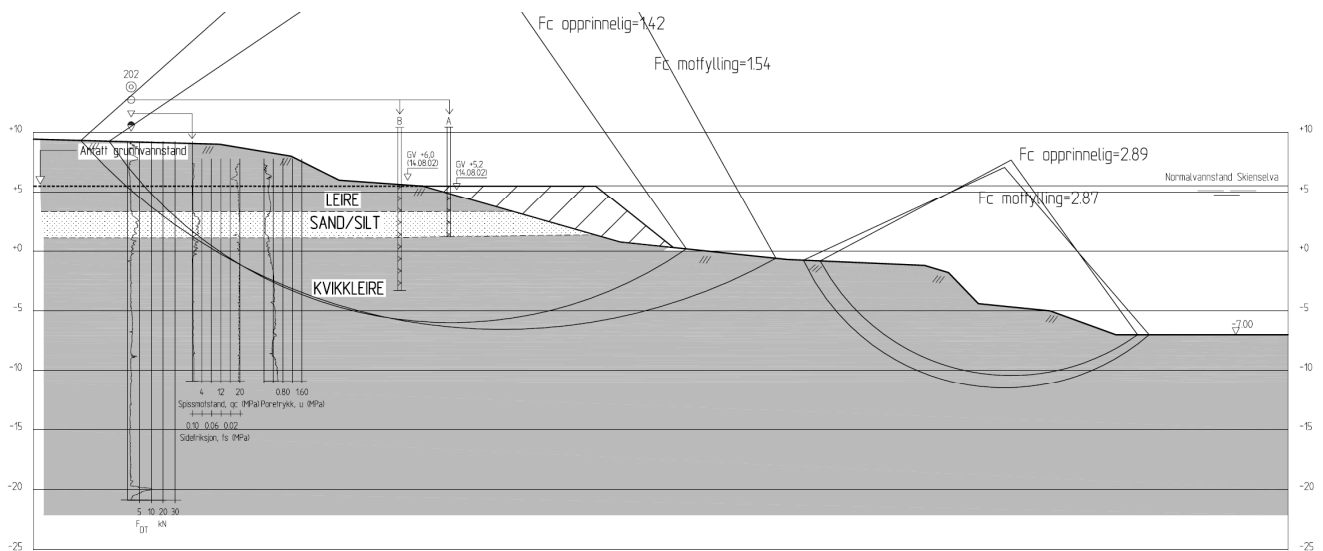
4.1 Tidligere utførte stabilitetsberegninger

Tidligere utførte stabilitetsberegninger utført av NGI [3] er vist på figur 4.1 t.o.m. 4.3 nedenfor.



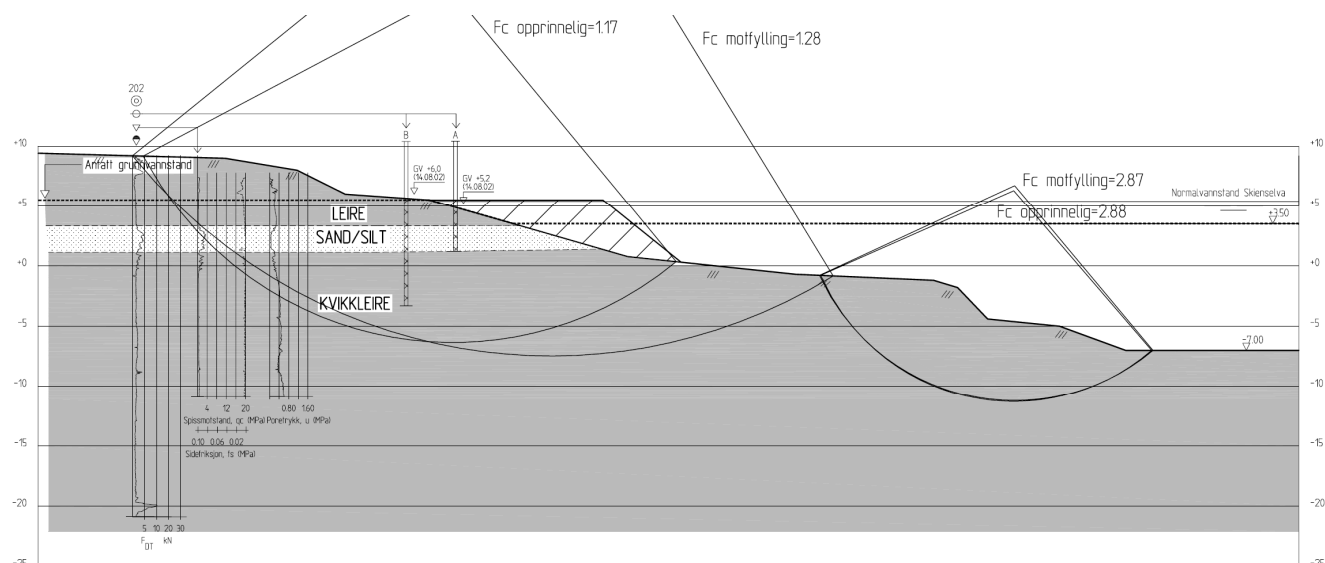
Figur 4.1. Stabilitetsberegninger, vannstand kote +5,5, kritisk profil i vestre del av området [3].

Beregningen viser meget lav sikkerhet på ca. $F=0,9$ i dagens situasjon, samt sikkerhet økt til ca. $F=1,11$ for planlagt motfylling (økning på ca. 25%).



Figur 4.2. Stabilitetsberegninger, vannstand kote +5,5, kritisk profil i østre del av området [3].

Beregningen viser tilfredsstillende sikkerhet på ca. $F=1,42$ for kritisk glidesirkel i dagens situasjon.



Figur 4.3. Stabilitetsberegninger, vannstand kote +3,5, kritisk profil i østre del av området [3].

Beregningen viser sikkerhet på ca. $F=1,2$ for kritisk glidesirkel i dagens situasjon.

4.2 Nye stabilitetsberegninger

Det er utført stabilitetsberegninger etter grenselikevektsmetoden ved bruk av beregningsprogrammet GeoSuite Stability versjon 24.0.6.0.

Det er utført totalspenningsanalyser for udrenert korttidstilstand i samtlige kritiske profiler, samt effektivspenningsanalyse for drenert langtidstilstand for kontroll i aktuelle profiler.

Beregnete kritiske glideflater er vist i vedlegg 2. Sikkerhetsfaktor for kritiske glidesirkler for de ulike beregningene er videre oppsummert i tabell 2 nedenfor.

Supplerende/endrede beregninger for ulike revisjoner av beregningsheftet er markert med revisjon nr. i parentes.

Tabell 2. Oversikt, utførte stabilitetsberegninger.

Beregning nr.	Analyse	Sikkerhetsfaktor	Kommentar
1	Totalspenning	1,43 for kritisk glideflate.	Profil D-D Dagens situasjon. LRV +3,5.
2	Totalspenning	1,34 for kritisk glideflate.	Profil D-D Dagens situasjon, men med modellert bunnsenkning 1,5 m i stabiliserende del av glideflaten. LRV +3,5.
3	Totalspenning	1,47 for kritisk glideflate.	Profil E-E Dagens situasjon. LRV +3,5.

4	Totalspenning	1,35 for kritisk glideflate.	<u>Profil E-E</u> Dagens situasjon, men med modellert bunnsenkning 1,5 m i stabiliserende del av glideflaten. LRV +3,5.
5	Totalspenning	1,23 for kritisk glideflate	<u>Profil E-E</u> Dagens situasjon. Kontrollberegning, samme styrker som i NGI rapport [3]. LRV +3,5.
6	Totalspenning	0,89 for kritisk glideflate.	<u>Profil A-A</u> Dagens situasjon. NMV +5,5.
6A (rev1)	Totalspenning	0,83 for kritisk glideflate.	<u>Profil A-A</u> Dagens situasjon. LRV +3,5. Sammensatte flater kontrollert, ikke kritisk.
7	Effektivspenning	0,96 for kritisk glideflate.	<u>Profil A-A</u> Dagens situasjon. NMV +5,5. For kritiske sirkler i skråningen er det kritisk med NMV, da dette gir reduserte effektive spenninger ut i skråningen og i skråningsfot. Topplag i skråning modellert med noe konservative parametere.
8	Effektivspenning	1,13 for kritisk glideflate (1,04 for tilsvarende sirkel med poretrykkprofiler).	<u>Profil A-A</u> Dagens situasjon. Kontroll med GVS i stedet for poretrykkprofiler. NMV +5,5.
9 (rev1)	Totalspenning	1,09 for kritisk glideflate (0,89 dagens situasjon). Tilfredsstillende forbedring på 17-22% for ulike glideflater med $F < 1,4$.	<u>Profil A-A</u> Prosjektert motfylling. NMV +5,5.
9A (rev1)	Totalspenning	1,10 for kritisk glideflate (0,83 dagens situasjon). Tilfredsstillende forbedring på 3-32% for ulike glideflater med $F < 1,4$.	<u>Profil A-A</u> Prosjektert motfylling på +5,0. LRV +3,5.

10 (rev1)	Totalspenning	1,55 for kritisk glideflater i overkant leirlag.	<u>Profil A-A</u> Prosjektert motfylling på +5,5 (anleggsfasen). Kontroll fyllingsfront. Last på 30 og 40 kPa på fyllingen. Høy romvekt stein lagt til grunn. LRV +3,5.
10A (rev1)	Effektivspenning	1,36 for kritiske glideflate.	<u>Profil A-A</u> Prosjektert motfylling på +5,5 (anleggsfasen). Kontroll fyllingsfront. Last på 40 kPa på fyllingen. Høy romvekt stein lagt til grunn. Last gravemaskin modellert 1 m fra skråningskant (bør plasseres lenger unna i anleggsfasen). LRV +3,5.
11 (rev1)	Effektivspenning	1,27 for kritisk glideflate (skråning over motfylling).	<u>Profil A-A</u> Prosjektert motfylling. Modellert høy romvekt og attraksjon 5 kPa av erosjonssikring i skråning. Modellert realistiske parametere for topplaget i skråningen. Terrenglast topp skråning. NMV +5,5 (kritisk).
12 (rev1)	Totalspenning	1,16 for kritisk glideflate (overflatestabilitet). 1,15 for kritisk glideflate i leirlaget.	<u>Profil B1-B1</u> Dagens situasjon. NMV +5,5.
12B (rev1)	Totalspenning	1,16 for kritisk glideflate (overflatestabilitet). 1,23 for kritisk glideflate i leirlaget.	<u>Profil B1-B1</u> Dagens situasjon. LRV +3,5.
13 (rev1)	Totalspenning	1,16 for kritisk lokal glideflate (1,15 for dagens situasjon). 1,37 for kritisk lang glideflate i leirlaget (1,40 for dagens situasjon).	<u>Profil B1-B1</u> Utslaking av skråning. Last fra gravemaskin/mellomlagring av 1,5 steinmasser i inntil 4 m bredde på topp skråning. NMV +5,5.

14 (rev1)	Totalspenning	1,24 for kritisk lokal glideflate (1,15 for dagens situasjon). 1,34 for kritisk lang glideflate i leirlaget (1,40 for dagens situasjon).	<u>Profil B1-B1</u> Utslaking skråning og motfylling. Last fra gravemaskin/mellomlagring av 1,5 steinmasser i inntil 4 m bredde på topp skråning. NMV +5,5.
14B (rev1)	Totalspenning	1,32 for kritisk lokal glideflate (1,23 for dagens situasjon). 1,25 for kritisk lang glideflate (1,28 for dagen situasjon).	<u>Profil B1-B1</u> Permanent fase etter utførelse av sikringstiltak. LRV +3,5.
15	Totalspenning	1,05 for kritisk glideflate.	<u>Profil B2-B2</u> Dagens situasjon. NMV +5,5.
15A (rev1)	Totalspenning	1,10 for kritisk glideflate.	<u>Profil B2-B2</u> Dagens situasjon. LRV +3,5.
<i>15B (rev2)</i>	<i>Totalspenning</i>	<i>1,04 for kritisk glideflate.</i>	<i><u>Profil B2-B2</u></i> <i>Dagens situasjon.</i> <i>Uten last på fylkesvegen (bare vist sirkel der denne er stabiliserende).</i> <i>NMV +5,5.</i>
<i>16 (rev2)</i>	Totalspenning	1,18 for kritisk glideflate (1,05 for dagens situasjon).	<u>Profil B2-B2</u> Fylling for anleggsveien. Permanent fase/situasjon uten last på anleggsveien. <i>Kun vist sirkler der ingen last på anleggsvegen er kritisk.</i> NMV +5,5.
<i>16A (rev2)</i>	Totalspenning	1,19 for kritisk glideflate (1,10 for dagens situasjon).	<u>Profil B2-B2</u> Fylling for anleggsveien. Permanent fase/situasjon uten last på anleggsveien. <i>3D effekter vurdert for kritisk lang glidesirkel iht. metode med sidefriksjon i GeoSuite Stability (aktuell sirkel navngitt «motfylling 3D»)</i> NMV +3,5.

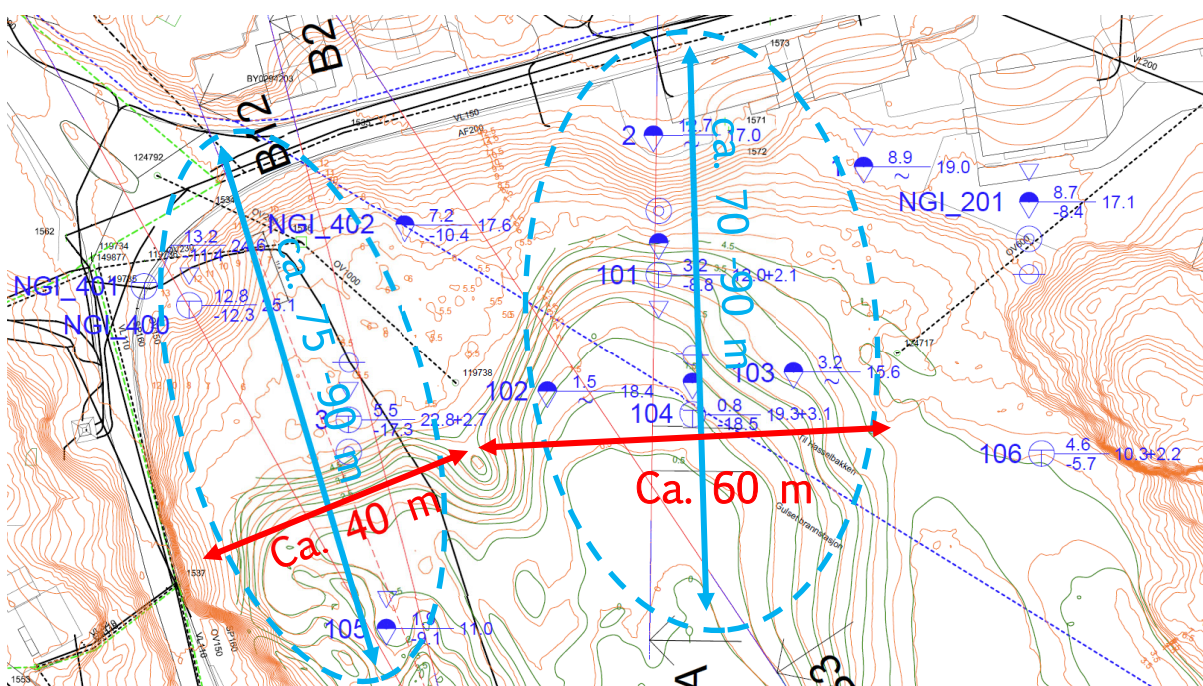
16B (rev2)	Totalspenning	1,18 for kritisk glideflate (1,05 for dagens situasjon).	<u>Profil B2-B2</u> Fylling for anleggsveien. Permanent fase/situasjon uten last på anleggsveien. Uten last på fylkesvegen (sirkel der denne er stabiliserende). NMV +5,5.
17	Totalspenning	1,28 for lokalstabilitet av fylling for anleggsveien. 1,33 for kritisk lang glideflate (1,36 dagens situasjon).	<u>Profil B2-B2</u> Fylling for anleggsveien. 30 kPa last på anleggsvegen. Kun vist sirkler der last på anleggsvegen er kritisk. NMV +5,5.
17A (rev1)	Totalspenning	1,32 for kritisk lang glideflate (1,33 for kun motfylling og 1,36 dagens situasjon).	<u>Profil B2-B2</u> Fylling for anleggsveien. 30 kPa last på anleggsvegen. 40 kPa for mellomlagring nær elva i en sone på 10 m. NMV +5,5.
18	Totalspenning	1,30 for lokalstabilitet av fylling for anleggsveien. 1,34 for kritisk lang glideflate (1,42 dagens situasjon).	<u>Profil B12-B12</u> Samme som profil B2-B2, men med anleggsveien tilsvarende ca. midt mellom B1-B1 og B2-B2. Fylling for anleggsveien. 30 kPa last på anleggsveien. NMV +5,5.
18A (rev1)	Totalspenning	1,19 for kritisk glidesirkel (1,05 for dagens situasjon). Tilnærmet lik sikkerhet for større glideflater som for dagens situasjon.	<u>Profil B12-B12</u> Samme som profil B2-B2, men med anleggsveien tilsvarende ca. midt mellom B1-B1 og B2-B2. Permanent fase. NMV +5,5.
19	Totalspenning	1,07 for kritisk glideflate.	<u>Profil B3-B3</u> Dagens situasjon. NMV +5,5.
19A (rev1)	Totalspenning	1,02 for kritisk glideflate.	<u>Profil B3-B3</u> Dagens situasjon. NMV +3,5.
20	Totalspenning	1,09 for kritisk glideflate (1,07 dagens situasjon). Ingen forverring større glideflater med $F < 1,4$.	<u>Profil B3-B3</u> Last i anleggsfasen. NMV +5,5.

20A (rev1)	Totalspenning	1,08 for kritisk glideflate (1,07 dagens situasjon). Ingen forverring større glideflater med $F < 1,4$.	<u>Profil B3-B3</u> Oppfylling for vendeplass nord/nordøst for anleggsveien på kote +7. NMV +5,5.
21 (rev1)	Totalspenning	1,28 for kritisk glideflate	<u>Profil B3-B3</u> Permanent fase. LRV +3,5.

4.2.1 Vurderinger 3D effekter

Figur 4.4 viser plantegning med illustrasjon av de områdene der det vurderes 3D effekter:

- Området ved profil B1-B1 og B2-B2, som avgrenses av skråningen opp mot fylkesvegen i vest, samt et parti med gunstigere topografi i elva mot øst. Bredden av et mulig skred i dette området er vurdert å være ca. 40 m. Lengden av aktuelle lange glideflater, der 3D effekter vurderes aktuelle er ca. 75 – 90 m.
- Området ved profil B3-B3 og A-A, som avgrenses av partiet med gunstigere topografi i vest, samt det stigende terrenget i øst. Bredden av et mulig ras i dette området er vurdert å være ca. 60 m. Lengden av aktuelle lange glideflater, der 3D effekter vurderes aktuelle er ca. 70 – 90 m.

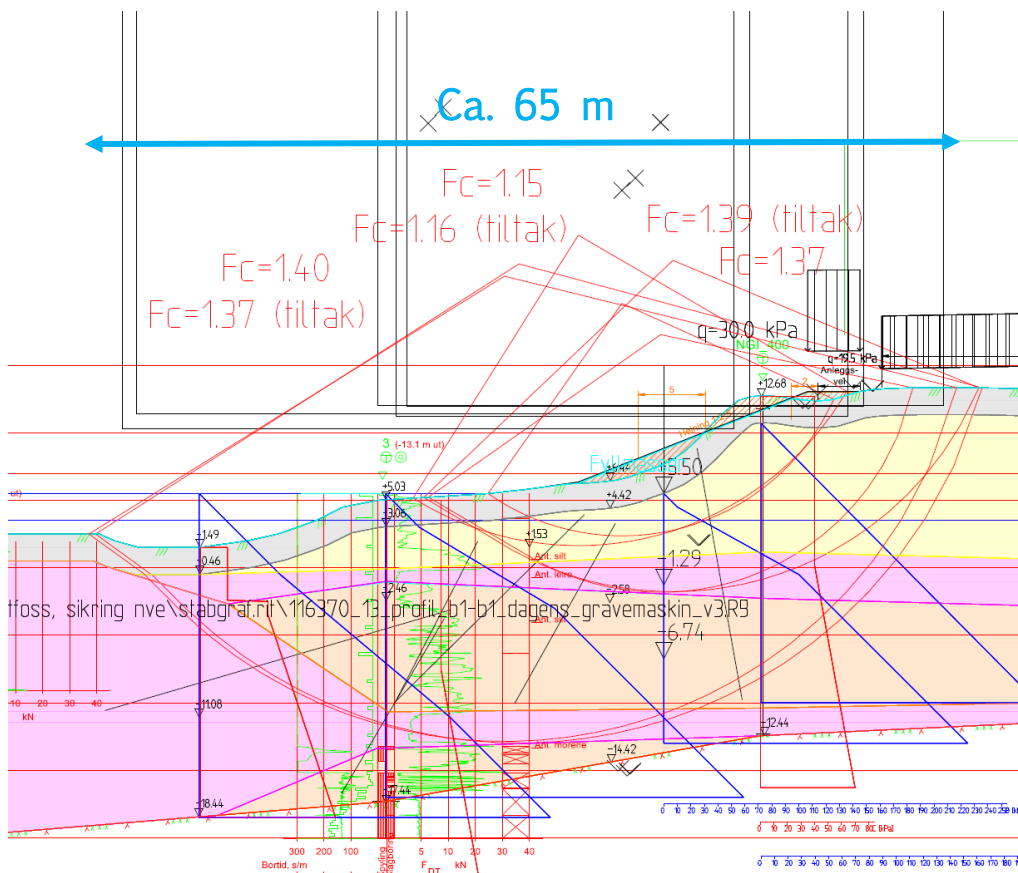


Figur 4.4. Illustrasjon 3D effekter/geometrieffekter.

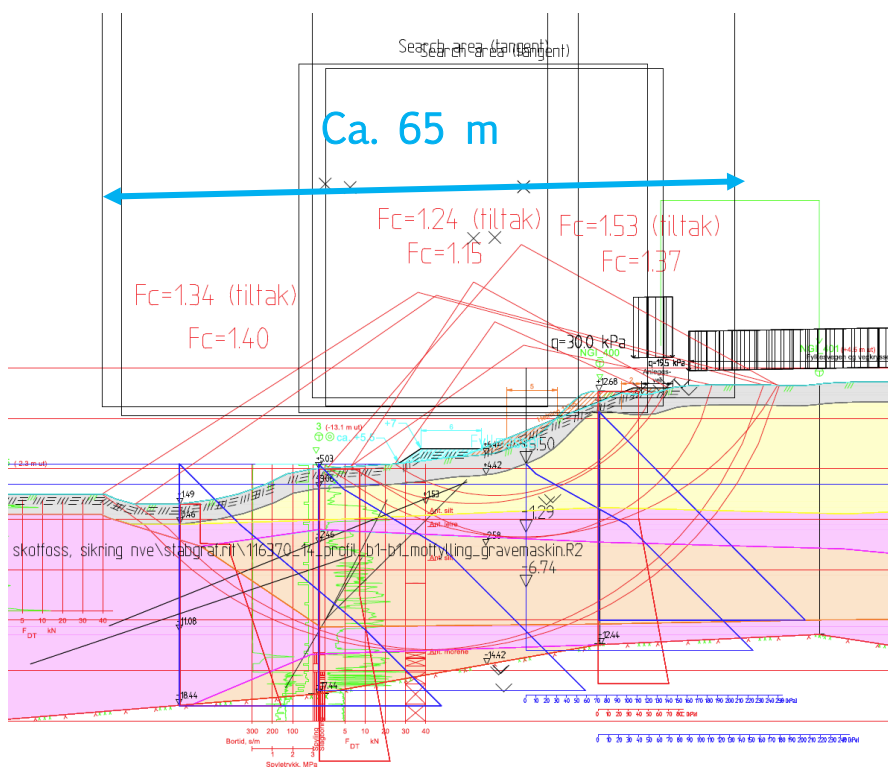
Anleggsfasen, profil B1-B1 og B2-B2

Beregning for profil B1-B1 og B2-B2 i anleggsfasen er vist på figur 4.5 t.o.m. 4.9 nedenfor.

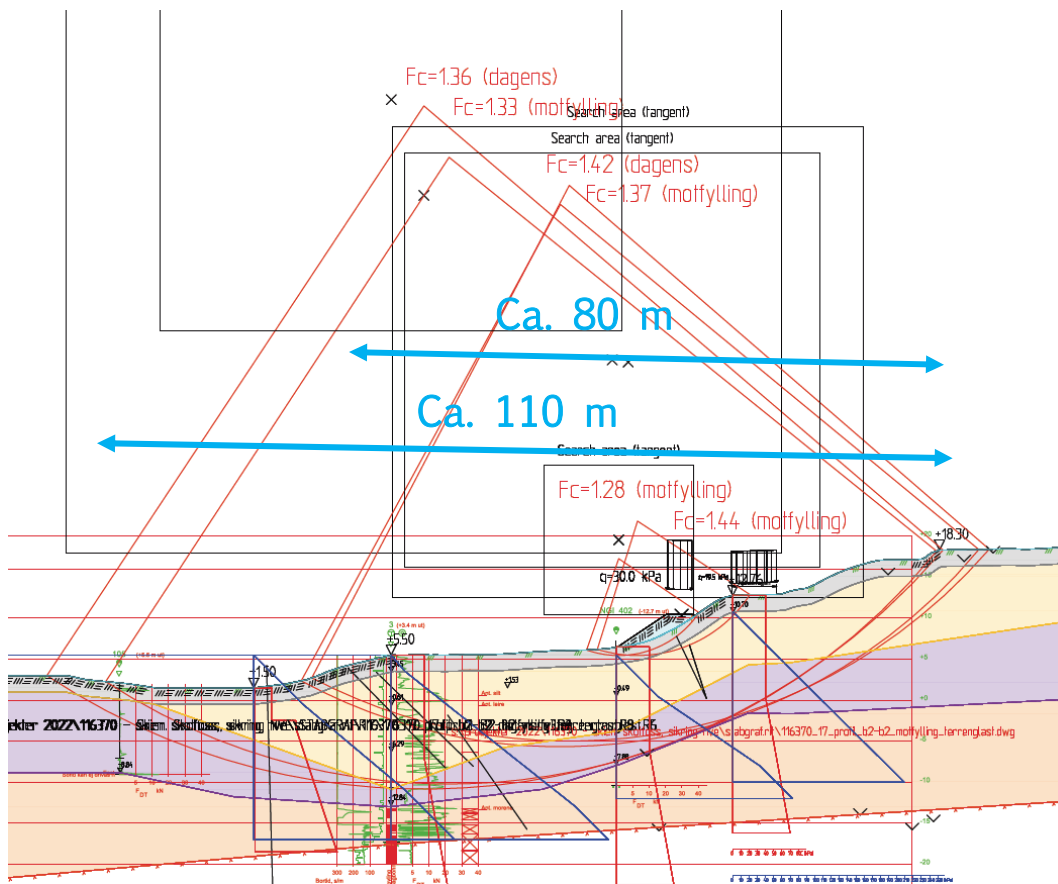
Beregningene viser liten reduksjon av sikkerhetsfaktoren for lange og dype glidesirkler med inntil 3-4%. Laveste beregnet sikkerhetsfaktor er $F=1,32$ i profil B12-B12 (representativt for området mellom profil B1-B1 og B2-B2 der fylling for anleggsveien er størst). Reduksjon av sikkerhetsfaktoren i anleggsfasen ift. dagens situasjon vurderes å være noe mindre enn 2D beregningene viser. Dette pga. begrenset utstrekning av variable laster i anleggsfasen, samt variasjon av geometri og lagdeling i det aktuelle området. Videre vurderes aktuelle «skåleffekter» [9] og [10] å gi mer en tilstrekkelig 3D effekter, slik sikkerhet $F>1,4$ oppnås. Her kreves bare beskjedne 3D effekter inntil 5% for å oppnå $F>1,4$.



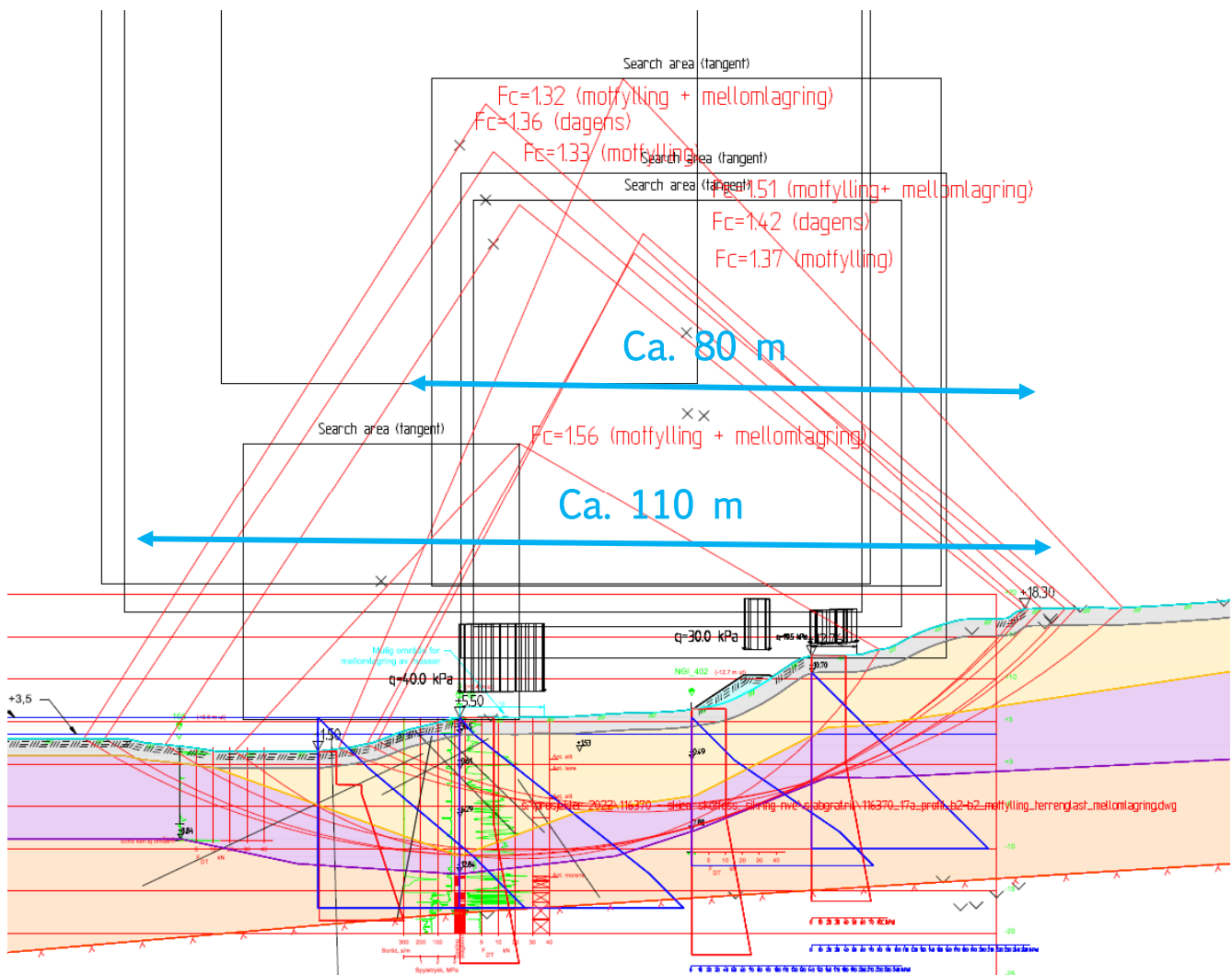
Figur 4.5. Beregning 13, Profil B1-B1, utslaking skråning, last i anleggsfasen.



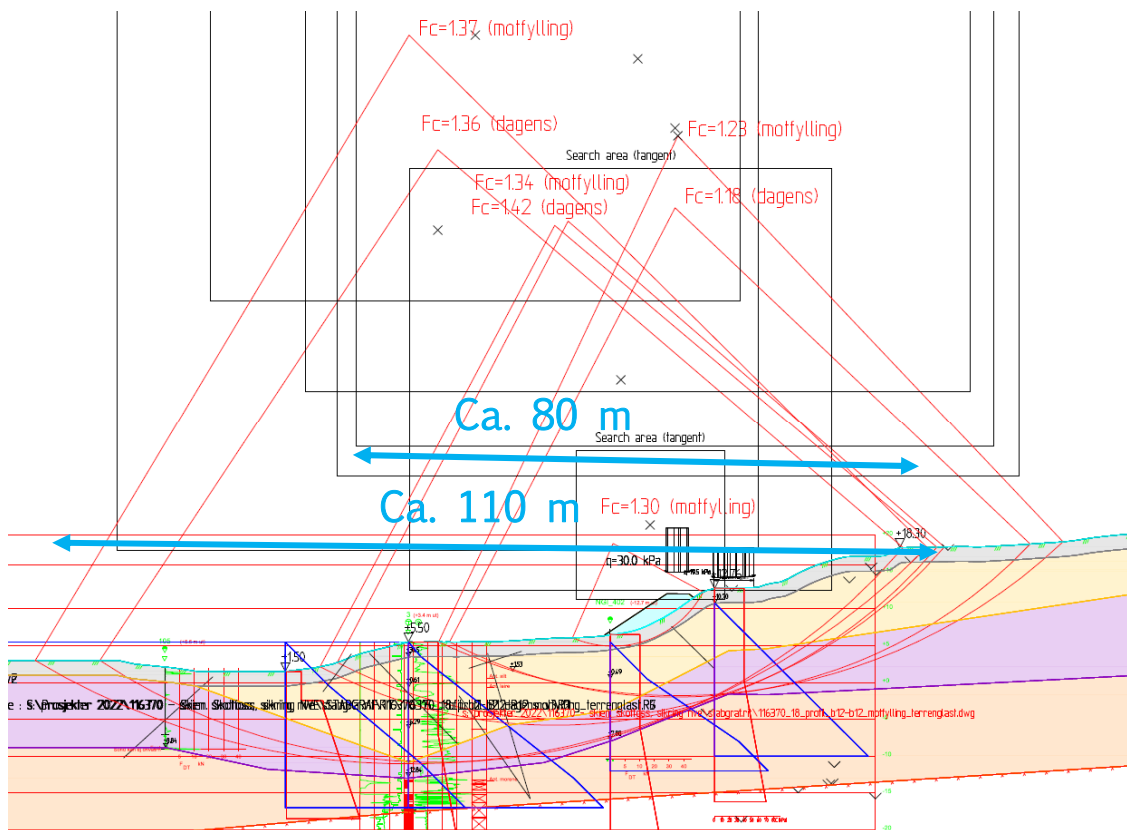
Figur 4.6. Beregning 14, Profil B1-B1, utslaking skråning og motfylling, last i anleggsfasen.



Figur 4.7. Beregning 17, profil B2-B2, anleggsfasen med last på anleggsveien.



Figur 4.8. Beregning 17A, profil B2-B2, anleggsfasen med last på anleggsveien og last for mellomlagring.

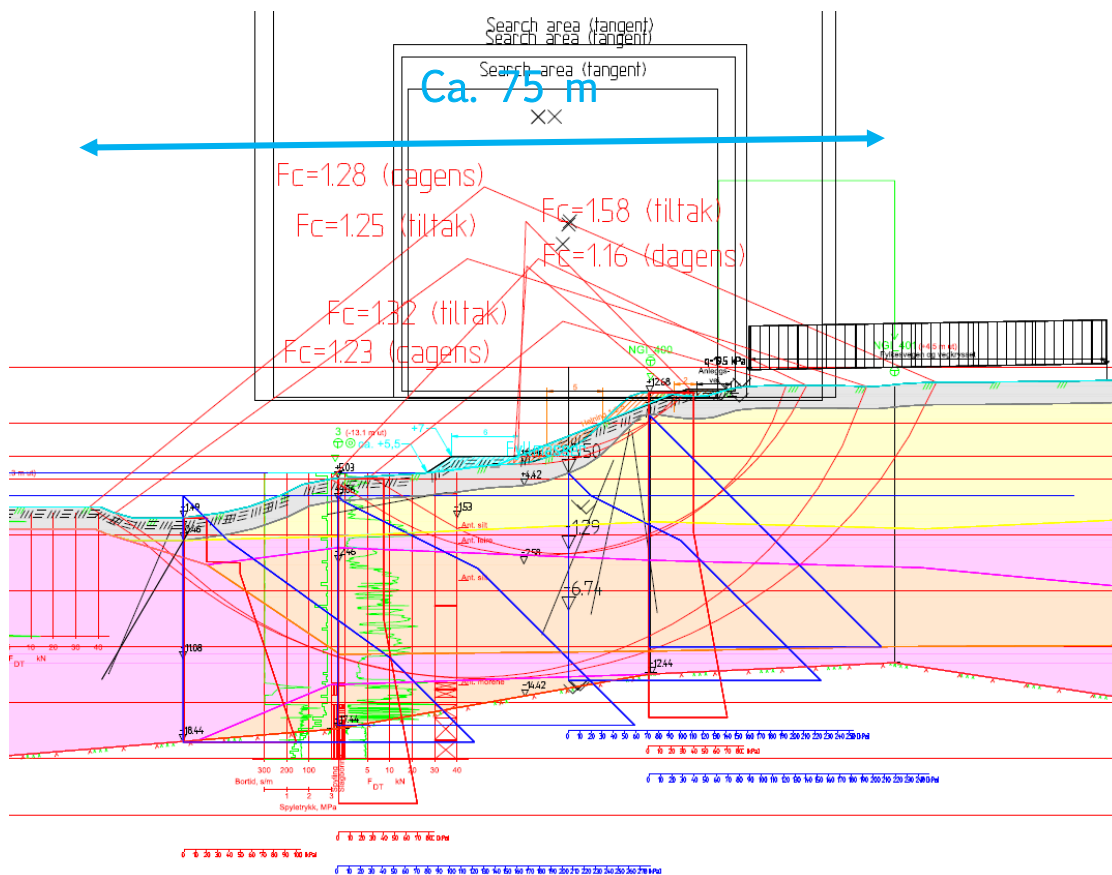


Figur 4.9. Beregning 18, profil B12-B12, anleggsfasen med last på anleggsveien.

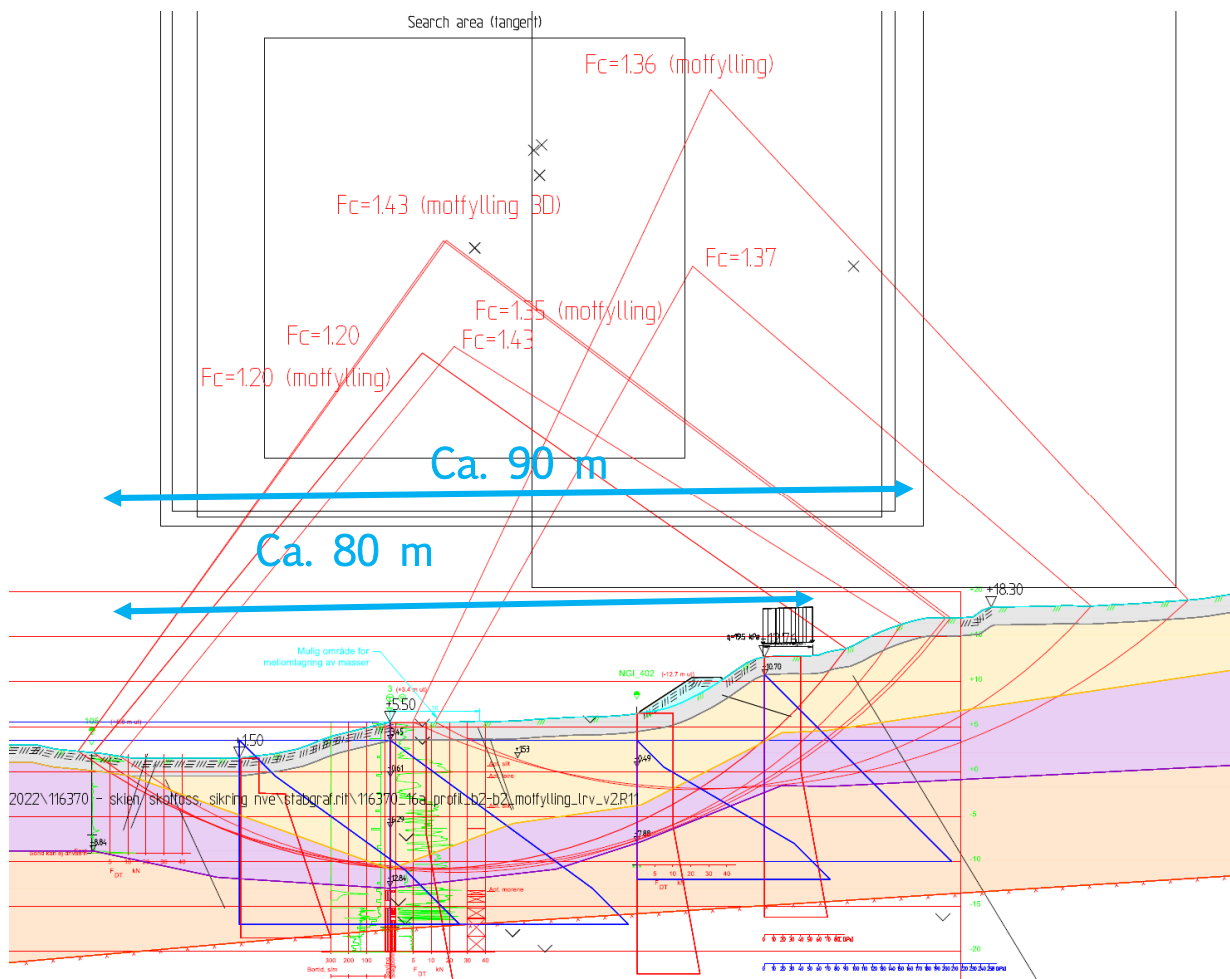
Permanent fase, Profil B1-B1, B2-B2, B3-B3, og A-A

Figur 4.10 t.o.m. 4.13 nedenfor viser lengde for aktuelle glidesirkler, der 3D effekter er vurdert å gi et vesentlig bidrag.

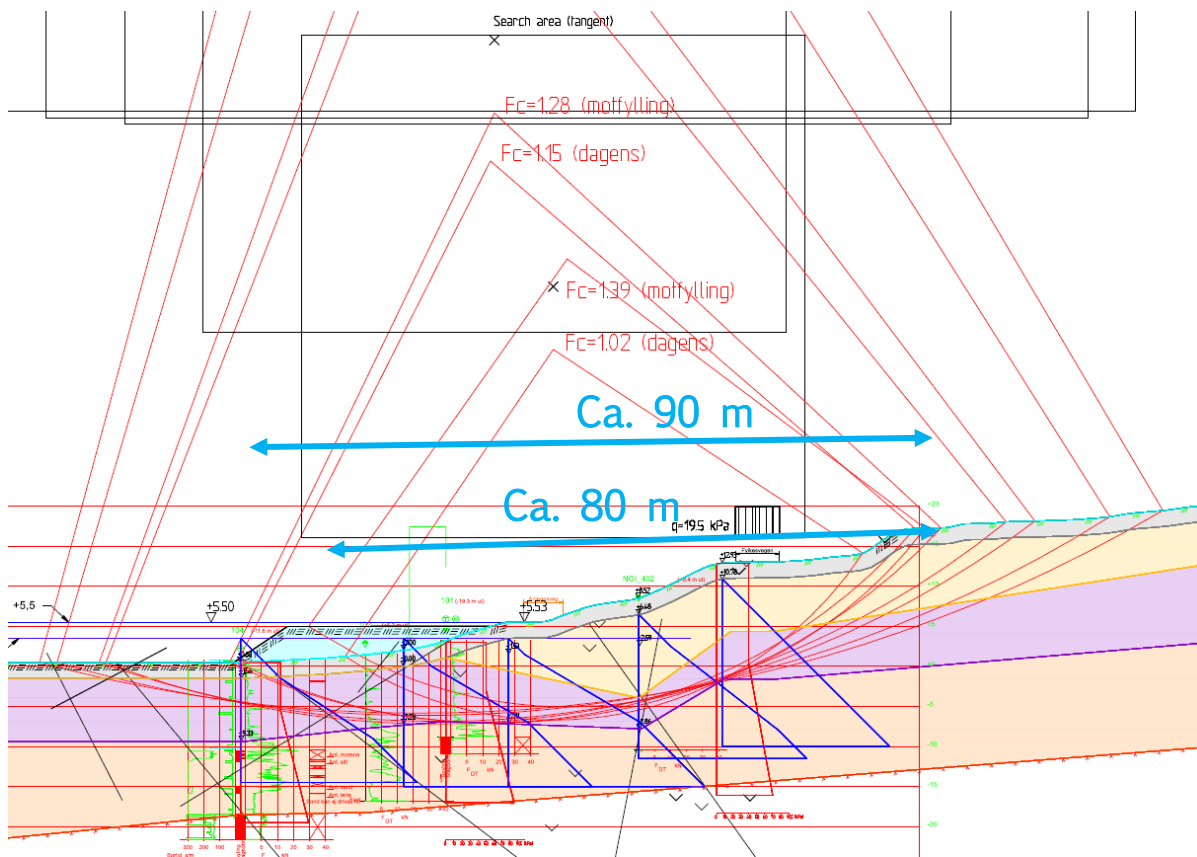
Vurderinger av aktuelle 3D effekter i profilene er oppsummert i tabell 3 nedenfor figurene.



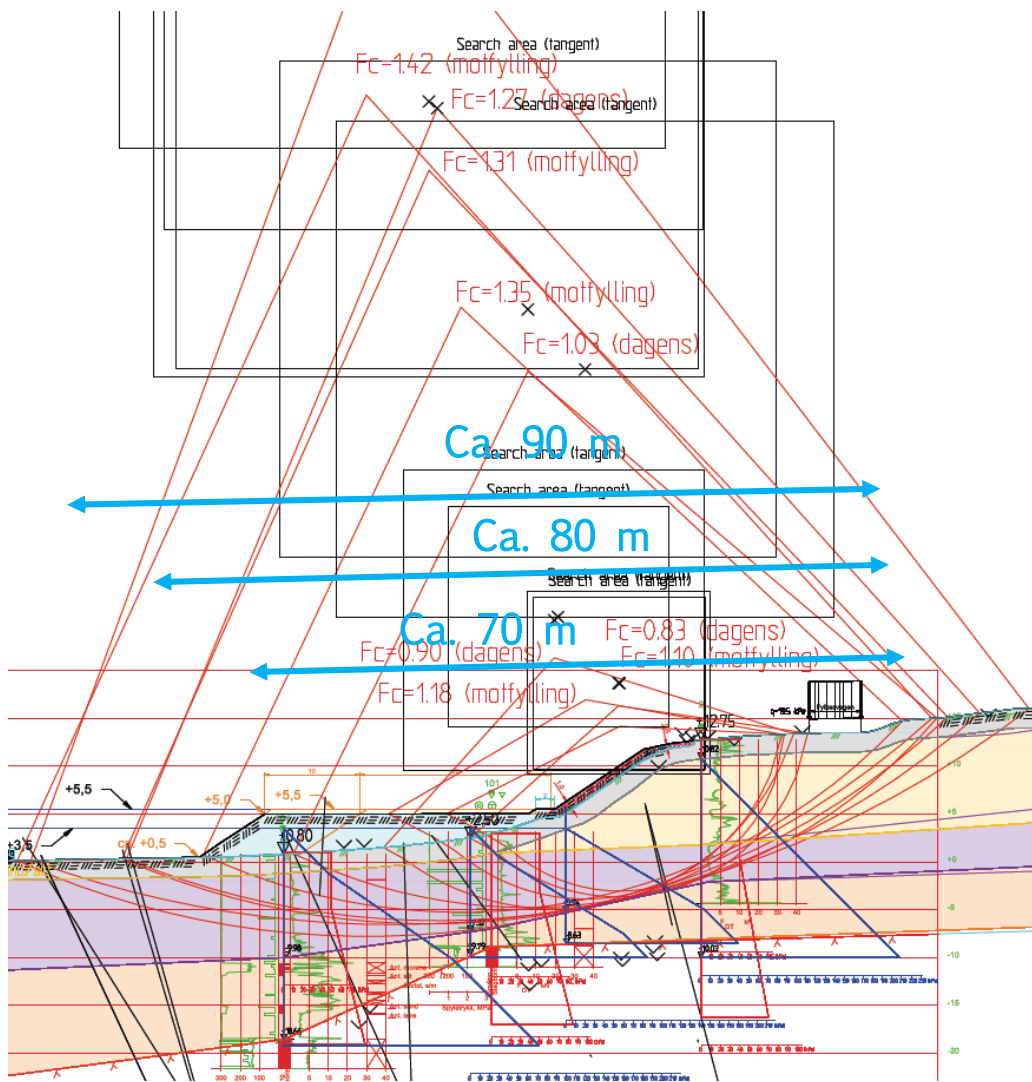
Figur 4.10. Beregning 9A, permanent fase profil B1-B1, LRV +3,5.



Figur 4.11. Beregning 16A, permanent fase profil B2-B2, LRV +3,5.



Figur 4.12. Beregning 21, permanent fase profil B3-B3, LRV +3,5.



Figur 4.13. Beregning 9A, permanent fase profil A-A, LRV +3,5.

Tabell 3. Oppsummering vurderte 3D effekter, permanent fase.

Profil	Sikkerhet etter utførelse av sikringstiltak	Vurdering 3D effekter
Profil B1-B1	F= 1,25 (ca. 75 m, lang sirkel)	<p>Iht. avsnitt 3.9 er det vurdert følgende prosentvis økning av sikkerhetsfaktor fra 3D effekter «skåleffekt»:</p> <ul style="list-style-type: none"> • 19% iht. [9] • 25% iht. [10] <p>Medtatt aktuelle 3D effekter (vurdert maks. på 17%) gir dette $F > 1,4$. Det vurderes videre å være flere forhold som tilsier gunstige geometrieffekter, som ikke er medtatt i vurdering ovenfor. Eksempelvis variasjon av terrengoverflaten, lagdeling og motfyllinger i det aktuelle området.</p>
Profil B2-B2	F= 1,35 (ca. 80 m, lang sirkel) F= 1,2 (ca. 90 m, lang sirkel)	<p>Iht. avsnitt 3.9 er det vurdert følgende prosentvis økning av sikkerhetsfaktor fra 3D effekter «skåleffekt»:</p> <ul style="list-style-type: none"> • 20% iht. [9] • 30% iht. [10] • 23% iht. sidefriksjon i <i>Geosuite Stability</i>. <p>Medtatt aktuelle 3D effekter (vurdert maks. på 17%) gir dette $F = 1,4$ eller høyere for begge sirklene. Det vurderes videre å være flere forhold til tilsier gunstige geometrieffekter, som ikke er medtatt i vurdering ovenfor. Eksempelvis variasjon av terrengoverflaten, lagdeling og motfyllinger i det aktuelle området.</p>
Profil B3-B3	F= 1,4 (ca. 80 m, lang sirkel) F= 1,3 (ca. 90 m, lang sirkel)	<p>Motfylling dimensjonert slik samtlige glidesirkler oppnår tilstrekkelig prosentvis forbedring iht. NVE veileder [5].</p> <p>Det vurderes imidlertid også vesentlig bidrag fra 3D effekter for lange sirkler på 80 og 90 m lengde, hvilket gir en robusthet mht. endelig fyllingsgeometri.</p>
Profil A-A	F= 1,35 (ca. 70 m, lang sirkel) F= 1,3 (ca. 80 m, lang sirkel) F= 1,4 (ca. 90 m, lang sirkel)	<p>Motfylling dimensjonert slik samtlige glidesirkler oppnår tilstrekkelig</p>

		<p>prosentvis forbedring iht. NVE veileder [5].</p> <p>Det vurderes imidlertid også vesentlig bidrag fra 3D effekter for lange sirkler på 70, 80 og 90 m lengde, hvilket gir en robusthet mht. endelig fyllingsgeometri.</p>
--	--	--

4.2.2 Oppsummering utførte beregninger, dagens situasjon

Profil A-A

Utførte beregninger viser meget lav sikkerhet for dagens situasjon med $F < 1,0$ for både utført total- og effektivspenningsanalyse. Dette gjelder både situasjon med NMV +5,5 (kritisk for effektivspenningsanalyse) og LRV +3,5 (kritisk for totalspenninganalyse).

Profil B1-B1 t.o.m. B3-B3

Utførte beregninger viser lav sikkerhet for dagens situasjon i de tre profilene:

- Profil B1-B1: $F=1,16$ for overflatestabilitet og $F=1,15$ for kritisk glidesirkel i leirlaget.
- Profil B2-B2: $F=1,05$ for kritisk glidesirkel.
- Profil B3-B3: $F=1,07$ for kritisk glidesirkel.

Dette gjelder for situasjon med NMV +5,5.

Profil D-D og E-E

Utførte beregninger viser sikkerhet $F > 1,4$ for utførte totalspenninganalyser i både profil D-D og E-E. Effektivspenningsanalyse er ikke kritisk.

Kontroll med bunnsenkning på 1,5 m i den stabiliserende del av glideflaten viser sikkerhet på $F=1,34$ og $F=1,35$ i de to profilene. Dette vurderes som tilstrekkelig robusthet mot en evt. bunnsenkning.

Beregningene er utført for LRV på kote +3,5.

4.2.3 Oppsummering utførte beregninger, anleggsfasen

Profil B1-B1 t.o.m. B3-B3

Det er prosjektert avlasting/motfylling (utslaking av skråningen) i profil B1-B1 som sikrer at stabiliteten ikke blir forverret under arbeidene ift. dagens situasjon.

Beregninger i profil B1-B1 viser lav sikkerhet i dagens situasjon på $F=1,15$. Gravemaskin må derfor innledningsvis stå på fylkesvegen inntil skråningen er slaket ut til skråningshelning 1:2,5. Deretter kan gravemaskin stå ca. 1 m fra skråningskanten i kombinasjon med mellomlagring av masser i inntil 1,5 m høyde (i en bredde på maks 4 m og nærmest 1 m fra skråningskanten).

Beregningene i profil B1-B1, B2-B2 og B3-B3 viser en noe reduksjon av lange glideflater for prosjekterte motfyllinger og modellerte laster i anleggsfasen med laveste sikkerhetsfaktor på $F=1,32$. *Ved å ivareta aktuelle 3D effekter vurderes tilstrekkelig sikkerhet $F > 1,4$ og være oppnådd.* En full udrenert situasjon for disse lange glideflatene vurderes videre urealistisk i de aktuelle leirlagene med liten mektighet og omgitt av drenerende sandlag.

4.2.4 Oppsummering utførte beregninger, permanent fase etter sikringstiltak

Tabell 4 gir en sammenligning av sikkerheten i dagens situasjon med situasjonen etter utførelse av prosjekterte sikringstiltak.

Tabell 4. Oppsummering sikkerhet etter sikringstiltak, permanent fase.

<i>Profil</i>	<i>Sikkerhet i dagens situasjon</i>	<i>Sikkerhet etter utførelse av sikringstiltak</i>	<i>Kommentar</i>
Profil A-A	Situasjon med LRV F=0,83 kritisk sirkel	Situasjon med LRV F=1,10 kritisk sirkel	Prosentvis forbedring iht. krav i NVE veileder [5] for alle sirkler med $F < 1,4$. 3D effekter gir videre høyere stabilitet og større robusthet for store sirkler (der det akkurat oppnås krav prosentvis forbedring for 2D beregning).
Profil B1-B1	Situasjon med LRV F=1,16 (overflatestab.) F=1,23 (lokal sirkel) F=1,28 (ca. 75 m lang sirkel)	Situasjon med LRV F=1,58 (overflatestab.) F=1,32 (lokal sirkel) F=1,25 (ca. 75 m lang sirkel)	Overflatestabilitet og lokale sirkler i leirlaget forbedret iht. krav i NVE veileder [5]. Liten forverring på ca. 2% for lange sirkler. Hensyntatt aktuelle 3D effekter vurderes dette som marginal forverring. Vurdering av 3D effekter iht. [9] og [10] gir videre $F > 1,4$ for disse lange sirklene etter utførelse av sikringstiltak. Det vurderes videre å være flere forhold til tilsier gunstige geometrieffekter (se tabell 3). En full udrenert situasjon for disse lange glideflatene vurderes videre urealistisk i de aktuelle leirlagene med liten mektighet og omgitt av drenerende sandlag.
Profil B2-B2	Situasjon med LRV F=1,10 (kritisk sirkel) F=1,43 (ca. 80 m lang sirkel) F=1,20 (ca. 90 m lang sirkel)	Situasjon med LRV F=1,19 (kritisk sirkel) F=1,35 (ca. 80 m lang sirkel) F=1,20 (ca. 90 m lang sirkel)	Forbedring av kritisk sirkel tilfredsstillende iht. NVE's veileder [5]. Forverring på 0-6% for lange sirkler. Vurdering av 3D effekter iht. [9] og [10] gir videre $F > 1,4$ for disse lange sirklene etter utførelse av sikringstiltak. Det vurderes videre å være flere

			forhold til tilsier gunstige geometrieffekter (se tabell 3). En full udrenert situasjon for disse lange glideflatene vurderes videre urealistisk i de aktuelle leirlagene med liten mektighet og omgitt av drenerende sandlag.
Profil B3-B3	<u>Situasjon med LRV</u> F=1,02 (ca. 80 m lang) F=1,15 (ca. 90 m lang)	<u>Situasjon med LRV</u> F=1,39 (ca. 80 m lang) F=1,28 (ca. 90 m lang)	Prosentvis forbedring av samtlige sirkler med $F < 1,4$ iht. krav i NVE veileder [5].
Profil D-D	<u>Situasjon med LRV</u> F=1,43 (ca. 100 m lang) <u>Bunnsenkning, LRV</u> F=1,34 (ca. 95 m lang)	Samme som dagens.	Ikke nødvendig med sikringstiltak, tilstrekkelig sikkerhet i dagens situasjon for LRV. Beregning med konservativ bunnsenkning på 1,5 m i stort sett hele stabiliserende del av glidesirkelen viser videre god robusthet med $F > 1,3$.
Profil E-E	<u>Situasjon med LRV</u> F=1,47 (ca. 110 m lang) <u>Bunnsenkning, LRV</u> F=1,35 (ca. 125 m lang)	Samme som dagens.	Ikke nødvendig med sikringstiltak, tilstrekkelig sikkerhet i dagens situasjon for LRV. Beregning med konservativ bunnsenkning på 1,5 m i stort sett hele stabiliserende del av glidesirkelen viser videre god robusthet med $F > 1,3$.

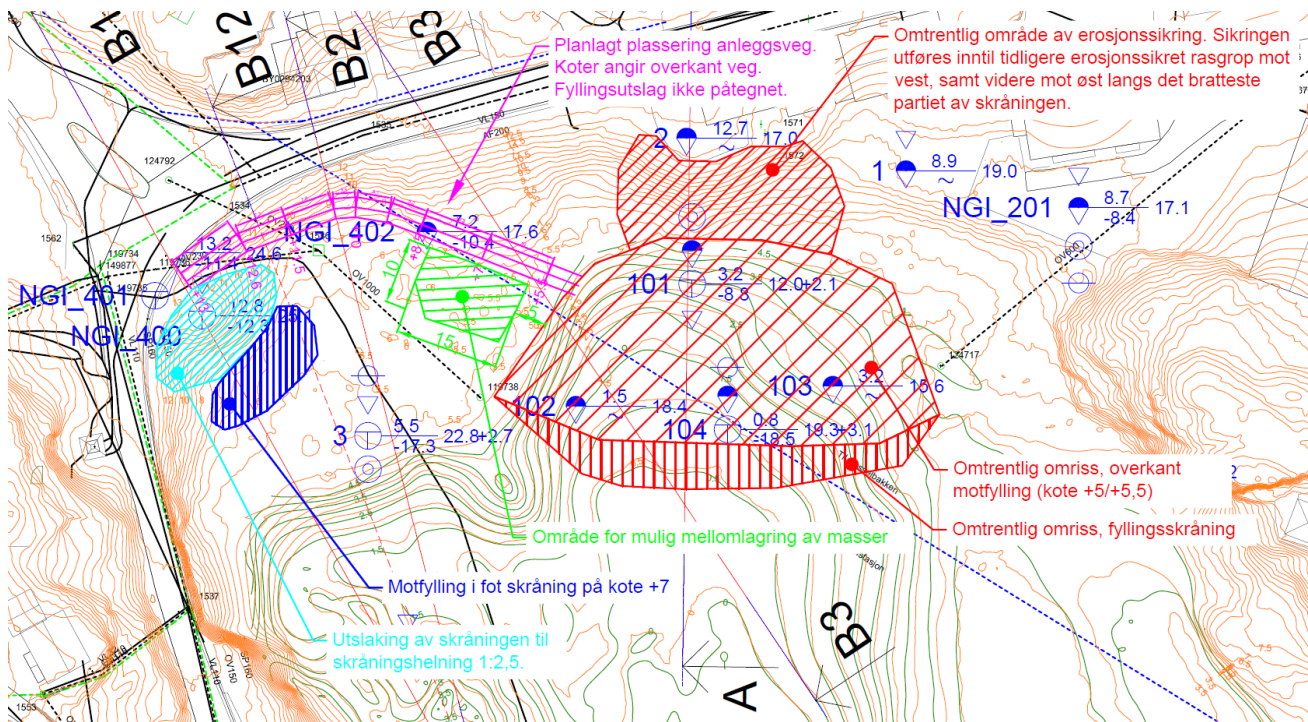
Prosjekterte sikringstiltak

Figur 4.14 viser oversikt over plassering av anleggsvegen (lilla farge), prosjekterte sikringstiltak i profil B1-B1 (turkis og blå farge), *mulige området for mellomlagring (grønn farge)*, samt prosjektert motfylling og erosjonssikring i profil A-A (rød farge).

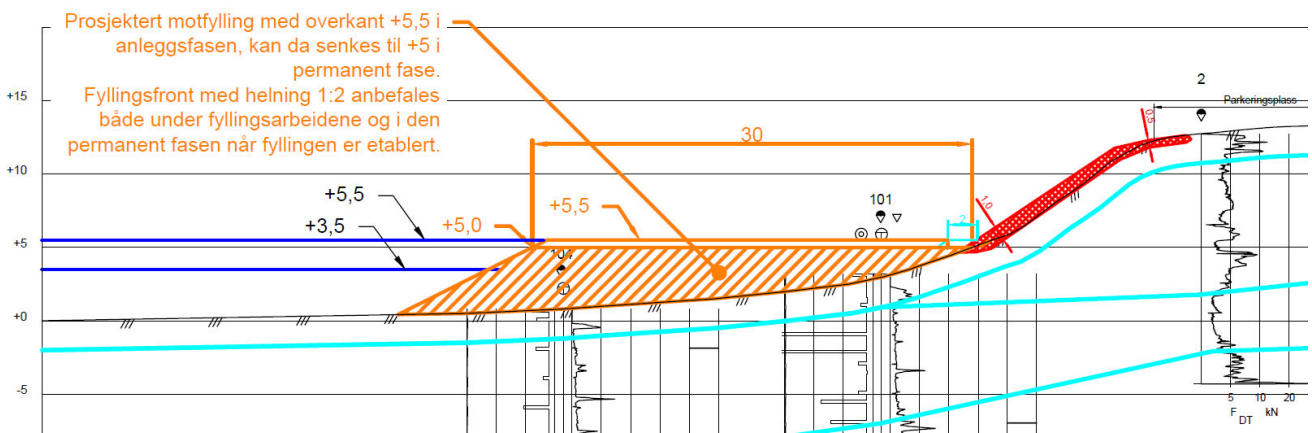
Fyllingen for anleggsvegen er ikke vist på figur 4.14, men det er lagt til grunn at denne etableres med skråningshelning 1:1,5.

Prinsippskisse for prosjektert motfylling i profil A-A er videre vist på figur 4.15, og prinsippskisse for prosjekterte sikringstiltak i profil B1-B1 er vist på figur 4.15.

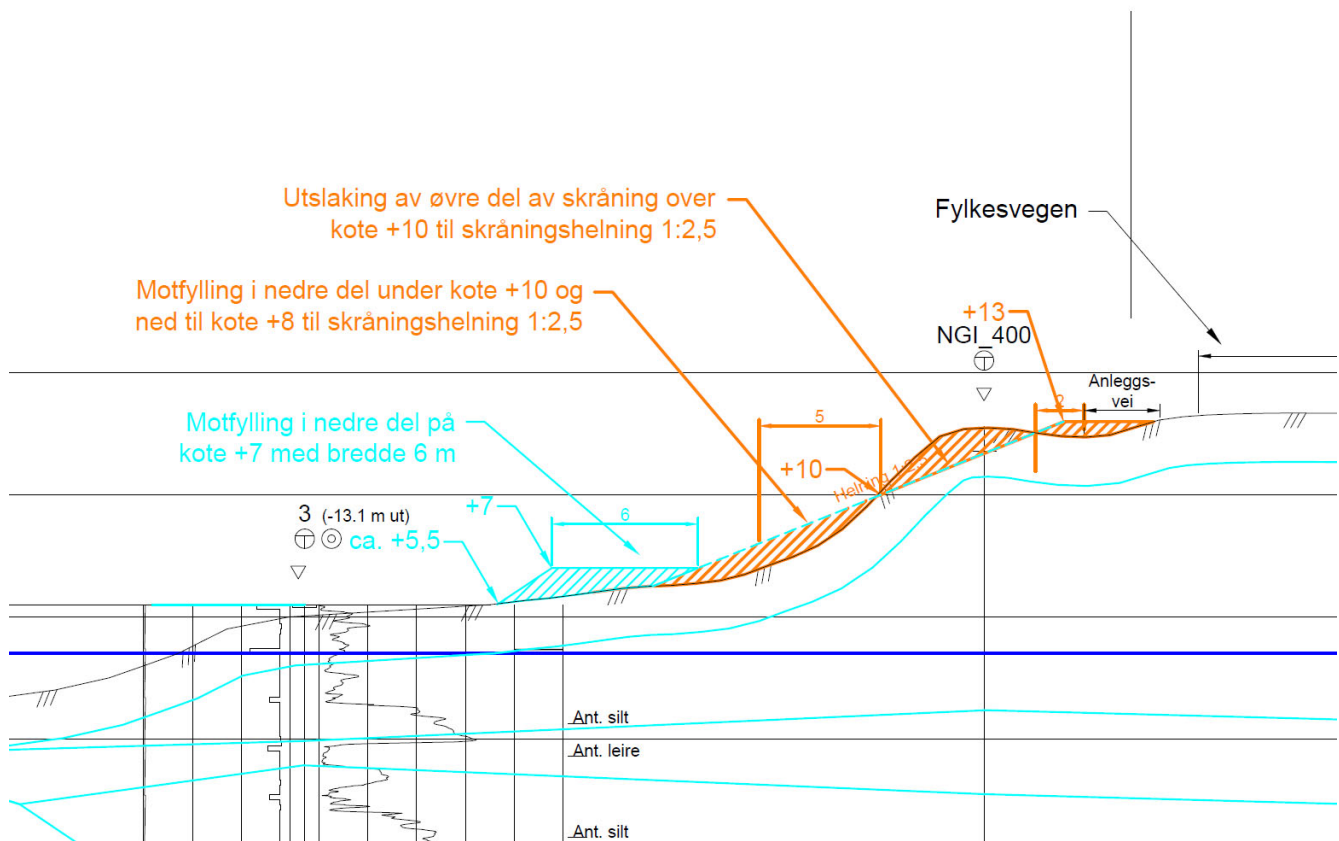
Nærmere anbefalinger for prosjekterte sikringstiltak, rekkefølgekrav for anleggsarbeidene mv. blir oppsummert i eget teknisk notat.



Figur 4.14. Utsnitt av tegning -500 med plassering av prosjertert sikringstiltak.



Figur 4.15. Prinsippskisse, prosjertert motfylling i profil A-A.



Figur 4.16. Prinsippkisse, prosjekterte sikringstiltak i profil B1-B1.

Kontrollside

Dokument	
Dokumenttittel: Skien. Skotfoss, sikring av kvikkleiresone NVE, Stabilitetsberegning	Dokument nr: 116317tb1 rev. 2
Oppdragsgiver: NVE	Dato: 27.02.2023
Emne/Tema: Stabilitet	

Sted		
Land og fylke: Norge, Vestfold og Telemark	Kommune: Skien	
Sted: Skotfoss		
UTM sone:	Nord:	Øst:

Kvalitetssikring/dokumentkontroll					
Rev	Kontroll	Egenkontroll av		Sidemannskontrav	
		dato	sign	dato	sign
2	Oppsett av dokument/maler	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR
2	Korrekt oppdragsnavn og emne	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR
2	Korrekt oppdragsinformasjon	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR
2	Distribusjon av dokument	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR
2	Laget av, kontrollert av og dato	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR
2	Faglig innhold	24.02.23	JAG	25.02.23	OFR

Godkjenning for utsendelse	
Dato: 27.02.23	Sign.: 