

Håbrubekken AS

## ▶ Håbrubekken næringsareal

Geoteknisk utredning av områdestabilitet iht. NVE kvikkleireveileder  
1/2019

Detaljregulering

Oppdragsnr.: 5205770 Dokumentnr.: 5205770-RIG02 Versjon: 03 Dato: 2023-05-05



**Oppdragsgiver:** Håbrubekken AS  
**Oppdragsgivers kontaktperson:** Frost Eiendom AS v/Rune Pedersen  
**Rådgiver:** Norconsult AS, Klæbuveien 127 B, NO-7031 Trondheim  
**Oppdragsleder:** Willy Wøllo  
**Fagansvarlig:** Shaima Ali Alnajim  
**Andre nøkkelpersoner:** Egil Andreas Behrens

03	2023-05-05	Revidert etter siste UAK. Revidert tekst er i kursiv (blå).	Shaima Ali Alnajim	Egil Andreas Behrens	Willy Wøllo
02	2023-04-04	Revisjon etter UAK. Revidert tekst er i kursiv.	Shaima Ali Alnajim. Egil Andreas Behrens	Shaima Ali Alnajim. Egil Andreas Behrens	Willy Wøllo
01	2022-10-14	Til UAK	Shaima Ali Alnajim	Egil Andreas Behrens	Willy Wøllo
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

## ► Sammen drag

Norconsult er engasjert av Håbrubekken AS for å gjøre geotekniske vurderinger i forbindelse med detaljregulering av næringsområdet på Håbrubekken i Trondheim kommune. Planområdet ligger innenfor kvikkleirefaresoner; Tillermoen og Kvenildstrøa. For tiltak i kvikkleireområder må områdestabilitetsutredning utføres iht. gjeldende regelverk; NVE kvikkleireveileder 1/2019 og NVE retningslinje 2/2011 gir preakseptert ytelse som oppfyller krav i regelverket.

Planlagt tiltak «industriområde, næringsareal» er K4 tiltakskategori og kravet er fullstendig utredning av områdestabilitet iht. NVE veileder 1/2019. I tillegg må rapporten kvalitetssikres av uavhengig foretak. Multiconsult AS er engasjert som uavhengig kvalitetssikringsforetak.

Området er stort og har store variasjoner terrengmessig. Håbrubekken går inn gjennom planområdet og deler området naturlig i to deler. Mot nord avgrenses planområdet av et ytre stort bekkesystem. For områdestabilitetsutredninger må skråninger innenfor tiltaksområdet vurderes, samt skråninger utenfor tiltaksområdet som kan ramme tiltaksområdet. For vurdering av stabiliteten i nord langs det ytre bekkesystemet har Trondheim kommune i samarbeid med Torgård 2 AS gjort en fullstendig vurdering. Det er utført grunnundersøkelser i 2019/2020 og i 2021 utførte Rambøll på vegne av Trondheim kommune stabilitetsberegninger og utredningsarbeid iht. NVE veileder 1/2019. Disse utførte grunnundersøkelser og utredningsarbeid legges til grunn og er en del for vurdering av områdestabilitet for dette prosjektet. I denne rapporten presenteres det områdestabilitetsutredning som er utført innenfor og utenfor planområdet, som ikke dekket av Rambøll/Trondheim kommune vurderinger.

I perioden desember/2021 til februar 2022 ble det utført grunnundersøkelser i området for kartlegging av grunnforhold. Grunnundersøkelser er planlagt av Norconsult og utført av Multiconsult.

I juni 2022 har Norconsult sammenstilt en vurdering av beregningsgrunnlag i form av vurdering av lagdeling, tolkning av parameter og tolkning av utførte trykksonderinger (CPTU). I tillegg utførte vi overordnede stabilitetsberegninger for å sjekke omtrentlig sikkerhetsnivå i nåværende situasjon med de foreløpige tolkninger og vurderinger.

Etter utført kvalitetssikring av beregningsgrunnlag har vi arbeidet den komplette rapporten (RIG02-rev.01) der vi presenterer beregningsgrunnlag, beregningsresultat og faregradsklassifisering for kvikkleirefaresoner. Denne rapporten fremlagt Multiconsult for en kvalitetssikring. *Versjon 2 inneholder justeringer og suppleringer etter Multiconsults tilbakemeldinger fra versjon 1. [Versjon 3 inneholder justeringer og suppleringer etter Multiconsults siste tilbakemeldinger fra versjon 2.](#)*

Beregningsresultat viser i hovedsak at kravet til sikkerhetsfaktor ikke er oppfylt i nåværende situasjon, og derfor må det gjennomføres stabiliserende tiltak for å tilfredsstillere kravet som stilles i NVE veilederen for utbygging (K4). Foreslåtte stabiliserende tiltak er avlastning på toppen av skråningene, og i liten grad motfylling. Stabiliserende tiltak må detaljprosjekteres i senere fase. Det må regnes med supplerende grunnundersøkelser for å ha et bedre grunnlag til detaljprosjekteringsfase. De foreslåtte stabiliserende tiltakene vil være gjennomførbare, og vil gi tilstrekkelig økning av sikkerhetsnivået.

For å anse området skredsikkert nok for utbygging, må både foreslåtte stabiliserende tiltak i kantraviner i nord (utredet av Rambøll) og innenfor planområdet gjennomføres før utbygging.

*LARK har utarbeidet forslag på nytt terreng og fremtidige planer for utbygging i planområdet. Geotekniske vurderinger er utført for å sjekke om de fremtidige planene er gjennomførbare og for å vurdere om stabiliteten i ferdig bygd situasjon/nytt terreng er ivarettatt etter kravene i NVE veilederen. Oppsummert viser*

*stabilitetsvurderingene at nytt terreng og fremtidige planer i hovedtrekk er fornuftige og gunstige for stabiliteten i området gitt at geotekniske justeringer må utføres på den foreslåtte landskapsplanen. LARK er informert om disse justeringene og de skal i senere fase oppdatere planen slik at geotekniske restriksjoner og forutsetninger er ivaretatt. Poenget er; stabiliteten skal ivaretas og kravet til sikkerhetsfaktor iht. gjeldende regelverk skal oppfylles i alle faser i prosjektet.*

## Innhold

<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>8</b>
1.1	Bakgrunn	8
1.2	Befaring	10
1.3	<i>Planlagt utbygging – landskapsplan</i>	11
<b>2</b>	<b>Terreng og grunnforhold</b>	<b>12</b>
2.1	Terreng	12
2.2	Utførte grunnundersøkelser og vurderinger i område	12
2.3	Kvartærgeologisk kart og grunnforhold	13
2.3.1	<i>Kvartærgeologisk kart</i>	13
2.3.2	<i>Grunnforhold</i>	14
2.4	Kvikkleire	14
2.5	Grunnvannstand	15
2.6	<i>Fjell</i>	16
2.7	Vurdering kvaliteten av grunnundersøkelser	16
<b>3</b>	<b>Krav iht. gjeldende regelverk</b>	<b>18</b>
3.1	Generelt	18
3.2	Krav til sikkerhet og utredningsarbeid iht. NVE kvikkleireveileder 1/2019	18
3.3	Krav til sikkerhet for skråninger utenfor influensområder	19
3.4	Krav til sikkerhet iht. Eurokode 7	19
3.5	Flomfare og andre naturfarer	19
3.6	Erosjon	20
<b>4</b>	<b>Kvikkleirefaresoneavgrensning og faregradsklassifisering</b>	<b>23</b>
4.1	<i>Aktuelle skredmekanismer</i>	23
4.2	Kvikkleirefaresoneavgrensning	24
4.3	Faregradsklassifisering	24
4.3.1	<i>227 Kvenildstrøa kvikkleirefaresone</i>	24
4.3.2	<i>Søndre del av 225 Tillermoen kvikkleirefaresone: Tillermoen syd</i>	25
4.3.3	<i>Kommentarer til faregradsklassifiseringen</i>	25
<b>5</b>	<b>Stabilitetsberegninger og grunnlag</b>	<b>26</b>
5.1	Beregningsforutsetninger	26
5.2	<i>Tidligere stabilitetsutredninger utenfor planområdet</i>	26
5.3	Beregningsprofiler	27
5.4	Tolkning av beregningsparametere	28
5.5	Tolkning av trykksondering CPTU og skjærfasthet	28
5.6	Tolkning av lagdeling i beregninger	29
5.7	Tolkning av grunnvannstand i beregninger	29

5.8	Lagdeling og valgte parametere og skjærstyrke i beregningsprofil	29
5.8.1	<i>Profil 1</i>	31
5.8.2	<i>Profil 3</i>	33
5.8.3	<i>Profil 4</i>	33
5.8.4	<i>Profil 5</i>	35
5.8.5	<i>Profil 7</i>	35
5.8.6	<i>Profil 8 og profil 8 – oppdatert plassering</i>	36
5.8.7	<i>Profil 9 og profil 9 – oppdatert plassering</i>	37
5.8.8	<i>Profil 11 og 14</i>	37
5.8.9	<i>Profil 10, 12, 13 og 18</i>	37
<b>6</b>	<b>Beregningsresultat og diskusjon av resultater - dagens situasjon</b>	<b>38</b>
6.1	Generelt	38
6.2	Profil 1	38
6.3	Profil 3	39
6.4	Profil 4	39
6.5	Profil 5	40
6.6	Profil 7	41
6.7	Profil 8 og 8 – oppdatert plassering for skråningen mot sidebekk	41
6.7.1	<i>Profil 8</i>	41
6.7.2	<i>Profil 8 – oppdatert plassering for skråningen mot sidebekk</i>	42
6.8	Profil 9 og 9 – oppdatert plassering for skråningen mot sidebekk	42
6.8.1	<i>Profil 9</i>	42
6.8.2	<i>Profil 9 – oppdatert plassering for skråningen mot sidebekken</i>	42
6.9	Profil 11 og 14	43
6.10	Profil 13 og 12	43
6.11	<i>Profil 15</i>	44
6.12	<i>Profil 10</i>	44
6.13	<i>Profil 18</i>	44
<b>7</b>	<b>Foreslåtte minimum av stabiliserende tiltak</b>	<b>46</b>
7.1	Generelt	46
7.2	Skråninger innenfor planområdet	46
7.2.1	<i>Profil 1 og 15 – stabiliserende tiltak</i>	46
7.2.2	<i>Profil 3 – stabiliserende tiltak</i>	47
7.2.3	<i>Profil 5 – stabiliserende tiltak</i>	48
7.2.4	<i>Profil 7 – stabiliserende tiltak</i>	48
7.2.5	<i>Profil 8 – stabiliserende tiltak</i>	49
7.2.6	<i>Profil 13 – stabiliserende tiltak</i>	50
7.2.7	<i>Profil 10 – stabiliserende tiltak</i>	51
7.2.8	<i>Profil 18 – stabiliserende tiltak</i>	51

7.3	Skråninger utenfor influensområdet til tiltaket	51
7.3.1	<i>Profil 9 og profil 9 – oppdatert skråning mot sidebekken – stabiliserende tiltak</i>	51
7.4	Skråninger syd for planområdet	53
<b>8</b>	<b>Stabilitet med planlagt utbygging og terrengtilpasning</b>	<b>55</b>
8.1	<i>Atkomstvei og anleggsveier</i>	55
8.2	<i>Profil 1</i>	56
8.3	<i>Profil 3</i>	57
8.4	<i>Profil 4</i>	57
8.5	<i>Profil 5</i>	57
8.6	<i>Profil 7</i>	58
8.7	<i>Profil 8</i>	58
8.8	<i>Profil 9 utenfor influensområdet til tiltaket</i>	59
8.9	<i>Profil 18</i>	59
8.10	<i>Rambøllprofilene, profil C, D og E</i>	59
8.11	<i>Profil syd for tiltaket – utløpsområdeproblematikk og veikryssing</i>	59
<b>9</b>	<b>Konklusjon og oppsummering av stabiliserende tiltak</b>	<b>61</b>
<b>10</b>	<b>Rekkefølgebestemmelse</b>	<b>63</b>
<b>11</b>	<b>Tegninger</b>	<b>64</b>
<b>12</b>	<b>Vedlegg</b>	<b>66</b>
<b>13</b>	<b>Referanser</b>	<b>67</b>

# 1 Innledning

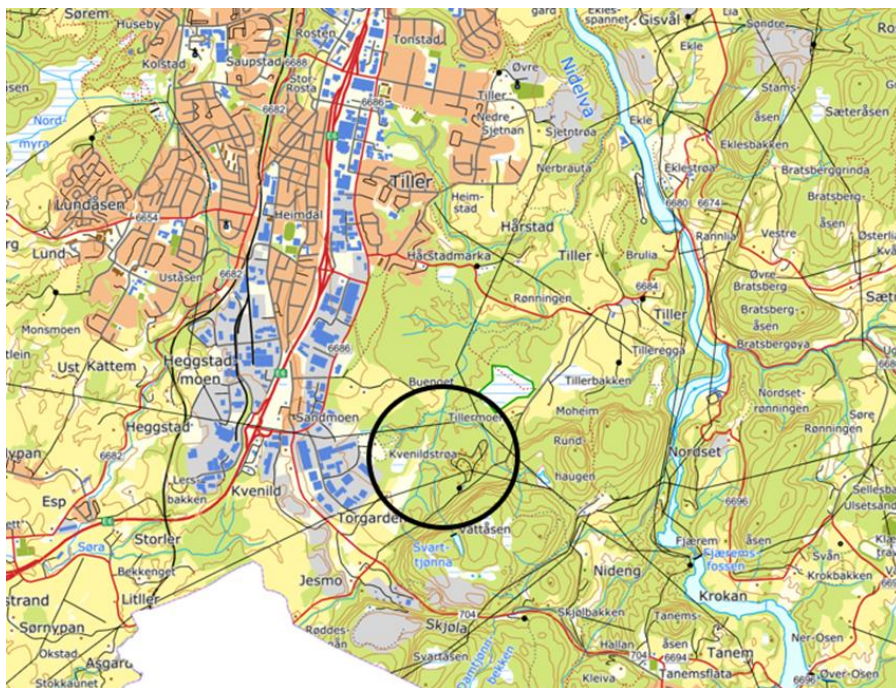
## 1.1 Bakgrunn

I forbindelse med detaljregulering av området ved Håbrubekken i Trondheim kommune til industriområde er Norconsult kontrahert av Håbrubekken AS for å gjøre blant annet geotekniske vurderinger av grunnforhold og områdestabilitet. Hovedsakelig skal eiendom Gnr/Bnr. 311/3 reguleres til næringsformål og eiendommene med følgende Gnr/Bnr; 310/1, 310/21, 310/15 og 310/22 benyttes til adkomstveg til næringsområdet. Situasjonsskart over planområde er vist i Figur 1 og beliggenhet av Håbrubekken- området er vist i Figur 2. Avgrensning av planlagt regulert industriområde er vist i Figur 3 med rosa linje.

Planlagt tiltak ligger i et område som er kjent for flere kvikkleirefarezoner med høy faregradsklasse. For tiltak i farezoner for kvikkleireskred må i praksis kravet til kvikkleireveileder 1/2019 [1] oppfylles (som en preakseptert løsning for å tilfredsstillende skredssikkerhetskrav i Byggteknisk forskrift).

Området er stort og har store variasjoner terrengmessig. Håbrubekken går inn gjennom planområdet og deler området naturlig i to deler. Mot nord avgrenses planområdet av et ytre stort bekkesystem. For områdestabilitetsutredninger må skråninger innenfor tiltaksområdet vurderes, samt skråninger utenfor tiltaksområdet som kan ramme tiltaksområdet. For vurdering av stabiliteten i nord langs det ytre bekkesystemet har Trondheim kommune i samarbeid med Torgård 2 AS gjort en fullstendig vurdering. Det er utført grunnundersøkelser i 2019/2020 og i 2021 utførte Rambøll på vegne av Trondheim kommune stabilitetsberegninger og utredningsarbeid iht. NVE veileder 1/2019. Disse utførte grunnundersøkelser og utredningsarbeid legges til grunn og er en del for vurdering av områdestabilitet for dette prosjektet.

I denne rapporten presenteres det områdestabilitetsutredning som er utført innenfor og utenfor planområdet, som ikke dekket av Rambøll/Trondheim kommune vurderinger. *Områdestabilitetsutredning gjelder for dagens situasjon, stabiliserende tiltak og fremtidige terrengsendringer og planlagte bygninger.*



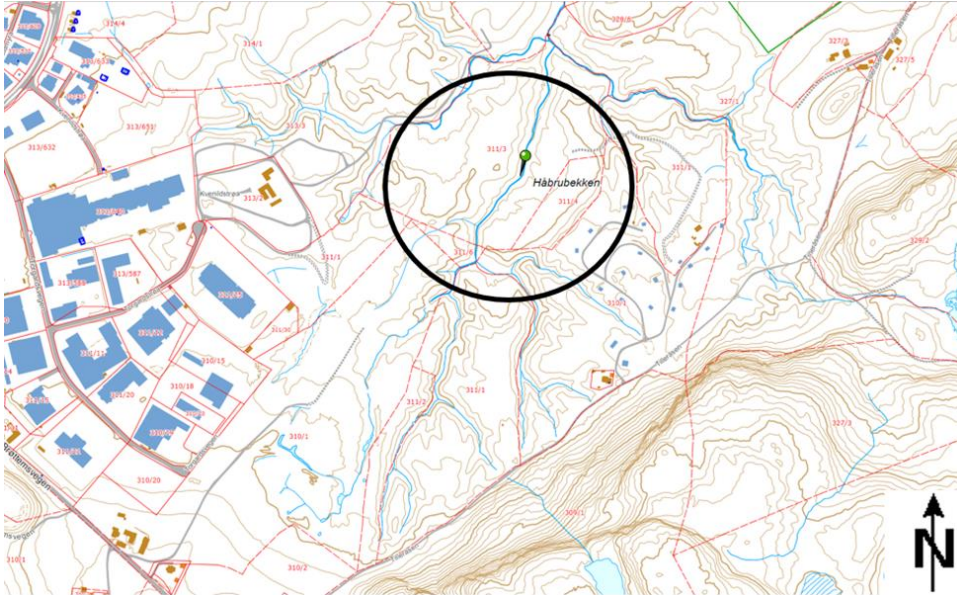
Figur 1: Oversiktskart viser planområdet og område rundt (svart sirkel), trondheim.kart.no



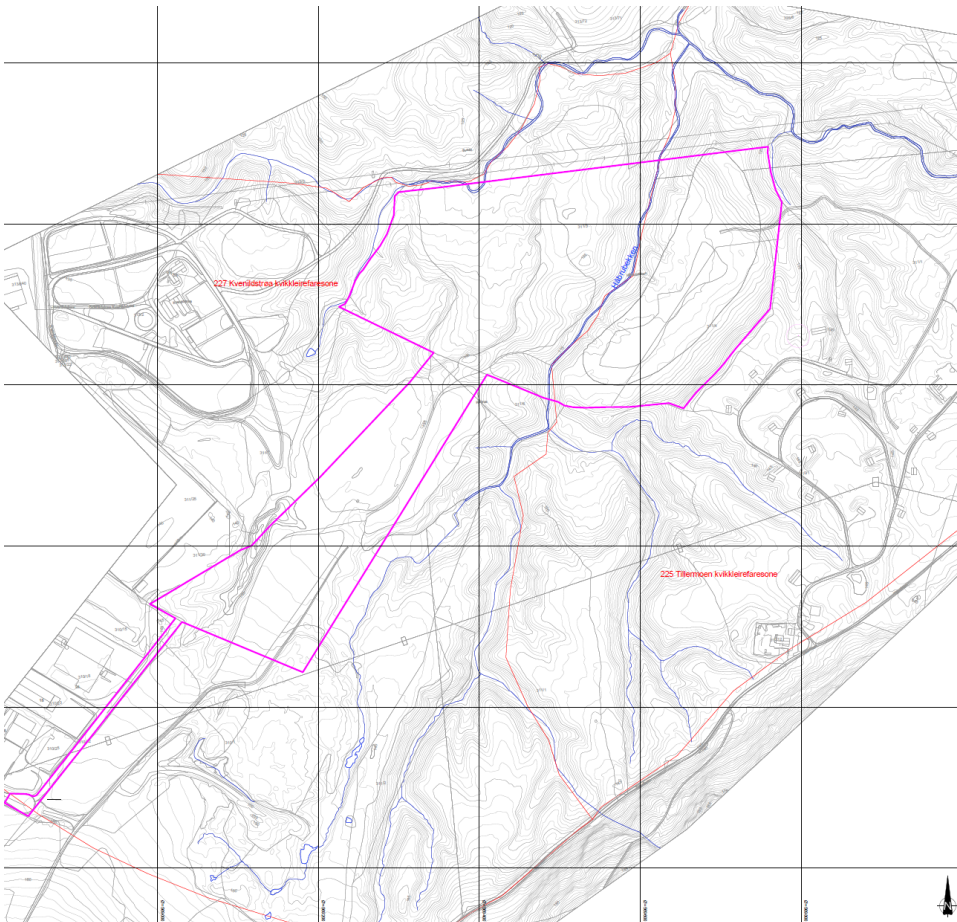
## Håbrubekken næringsareal

Geoteknisk utredning av områdestabilitet iht. NVE kvikkleireveileder 1/2019

Oppdragsnr.: 5205770 Dokumentnr.: 5205770-RIG02 Versjon: 03



Figur 2: Beliggenhet av planområdet, omtrentlig markert med svart sirkel – Håbrubekken, trondheim.kart.no



Figur 3: Planavgrensning for industriområdet og adkomstveg er vist med rosa linje, Norconsult tegning V100

## 1.2 Befaring

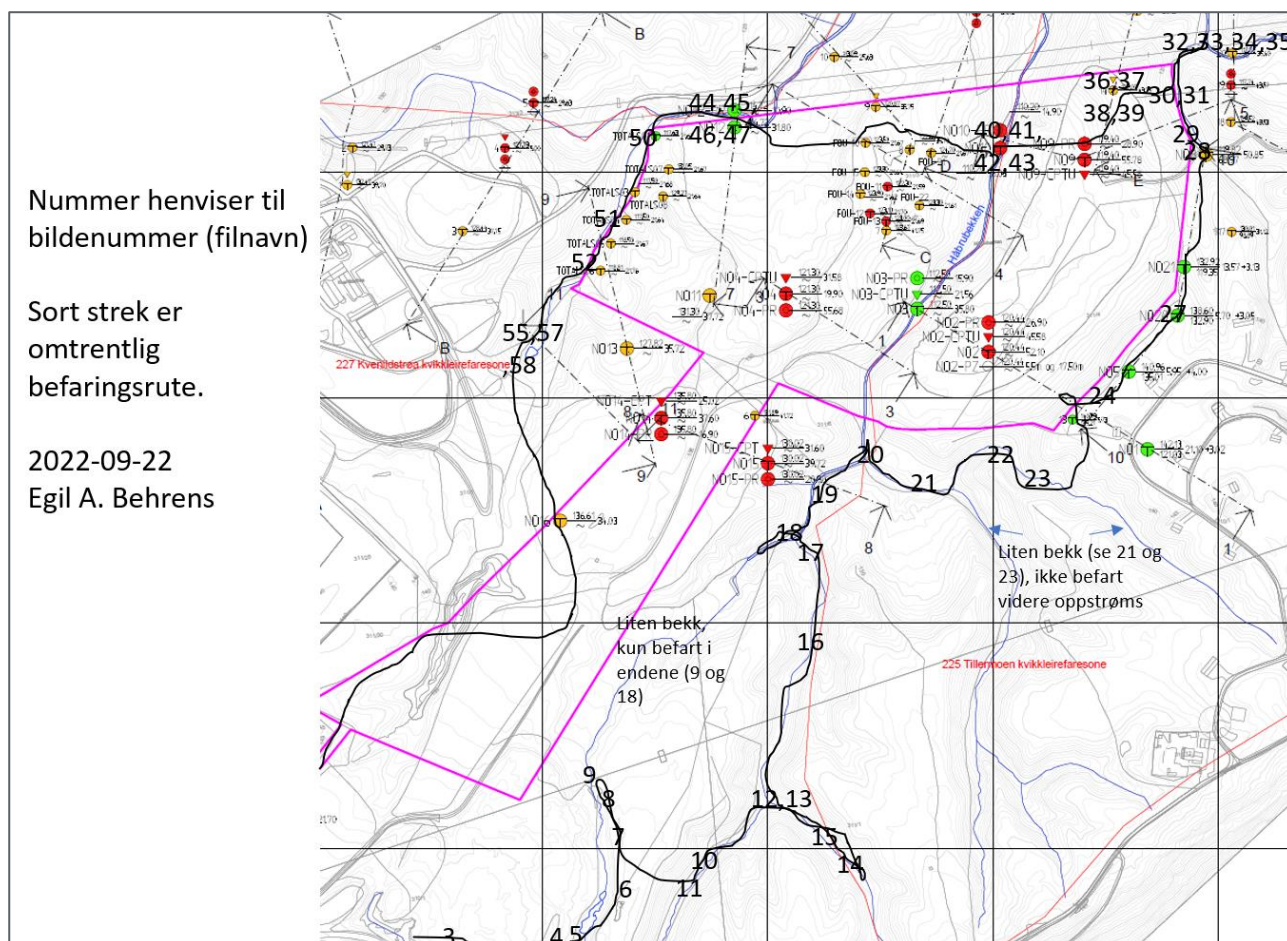
Det er utført flere befaringer av området, blant annet mens grunnundersøkelser ble utført (2022-01-08) og en befaring med fokus på erosjonsforhold i bekkene oppstrøms planområdet og gjennom planområdet (2022-09-22).

Befaringene er utført i forskjellige årstider og befaringen 22. september 2022 ble utført etter en periode med over gjennomsnittlig mye nedbør, blant annet for å kunne studere variasjoner i vannstrømning og erosjon.

Befaringene har bekreftet riktigheten av kartgrunnlaget (høydeforholdene).

Befaringen 22. september hadde hovedfokus på erosjonsforhold langs bekkene. Dette er beskrevet i eget kapittel. Det ble ikke observert noen vesentlige, ferske utglidninger langs bekkene eller andre steder.

Et oversiktskart over befaringstraséen fra 22. september er vist i Figur 4 under:



Figur 4: Oversikt over befaringstraséen 22. september 2022. Håbrubekken (hovedbekken) mellom bildeposisjon 20 og 42 ble befart høsten 2021.

### 1.3 Planlagt utbygging – landskapsplan

LARK har utarbeidet forslag på nytt terreng og fremtidige planer for utbygging. Geotekniske vurderinger er utført for å sjekke om de fremtidige planene er gjennomførbare og for å vurdere om stabiliteten i ferdig bygd situasjon/nytt terreng er ivaretatt etter kravene i NVE veilederen.

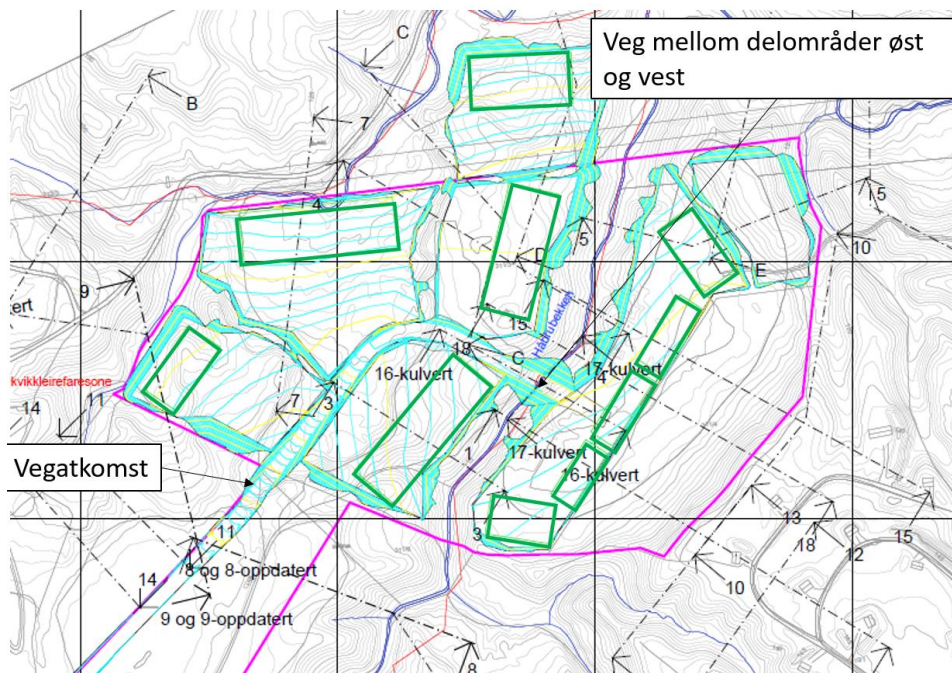
Reguleringsplanen legger opp til utbygging av næringsområde. Næringsområdet planlegges å bestå av lagerbygninger, små kontor/administrasjonsbygg og tilhørende lagringsområder, parkeringsplasser og veiatkomst.

Det planlegges ikke høye eller tunge bygg. Utbyggingen vil hovedsakelig være 1-etasjers bygg. Eventuelle tyngre bygg kan være geoteknisk gjennomførbare, men plassering og fundamentering må da vurderes nærmere.

For å ta høyde for relativt tunge 1-etasjers bygg (stor nyttebelast) og evt. 2-etasjers bygg, er det lagt jevnt fordelt, dimensjonerende last lik 25 kPa til grunn i stabilitetsberegninger for ferdig bygd situasjon der bygningslasten er ugunstig. Enkelte steder kan det være fornuftig, eventuelt nødvendig, å vektkompensere byggene ved å fjerne løsmasser tilsvarende bygningsvekten (eller mer), dvs en delvis nedsenket fundamentering. Eventuelt masseutskiftes med lette masser lokalt under bygg for å oppnå kompenseringseffekt der det er nødvendig.

Landskapsplan viser terrengsendringer og hvor bygg/konstruksjoner er tenkt plassert, samt hvordan veiatkomsten til området og mellom delområder øst og vest planlegges. Se utsnitt fra tegning V105 vist i Figur 5.

For å kunne benytte arealet effektivt til næringsformål, vil det være aktuelt å jevne ut terrenget i flere områder, i hovedsak ved å ta ned topper i terrenget. Dette vil bidra til økt stabiliteten i området, mer detaljer om stabilitetsberegninger- og vurderinger er beskrevet i følgende kapitler.

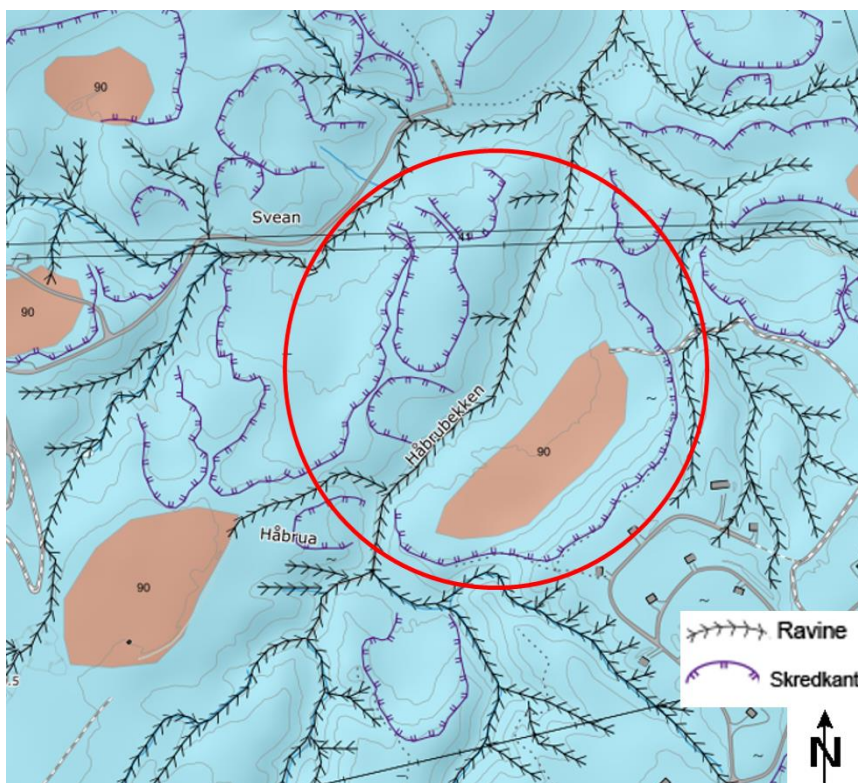


Figur 5: Plan fra LARK viser hvordan delområdene øst og vest tenkt å benyttes for utbygging, samt veiatkomst. Skisse er hentet fra tegning V105.

## 2 Terreng og grunnforhold

### 2.1 Terreng

Området er ganske stort og har varierende terrengform kombinert med et komplisert bekkesystem både innenfor selve planområdet og utenfor. Området kan beskrives som «ravinert område», se Figur 6. Bekkene har fall fra sør mot nord til Nidelva, se Figur 1 og Figur 2 øverst. Håbrubekken deler planområdet i to deler, vist i Figur 3. Området er preget av flere gamle rashendelser, se Figur 6.



Figur 6: Raviner og rashendelser i planområdet som er vist med rød sirkel, ngu.no.

### 2.2 Utførte grunnundersøkelser og vurderinger i område

Flere grunnundersøkelser og vurderinger er utført i dette området. Nylige er det utført omfattende grunnundersøkelser for dette prosjektet, som er planlagt av Norconsult og utført av Multiconsult. Borplan er gjennomgått av Multiconsult og er kvalitetssikret. I tillegg har vi hatt en kontinuerlig dialog om videre prøvetakinger, trykksonderinger og flere nye totalsonderinger med Multiconsult, som uavhengig foretak, mens grunnundersøkelsene pågikk. Utførte grunnundersøkelser er vist i tegning V100, og er oppsummert i følgende datarapport:

- Datarapport 10229983-RIG-RAP-001; «Håbrubekken – supplerende grunnundersøkelser». Utarbeidet av Multiconsult, datert 30.05.2022.

I tillegg har vi fått innsyn i følgende datarapporter, rådatafiler og vurderingsrapporter som legges til grunn for våre geotekniske vurderinger av områdestabilitet:

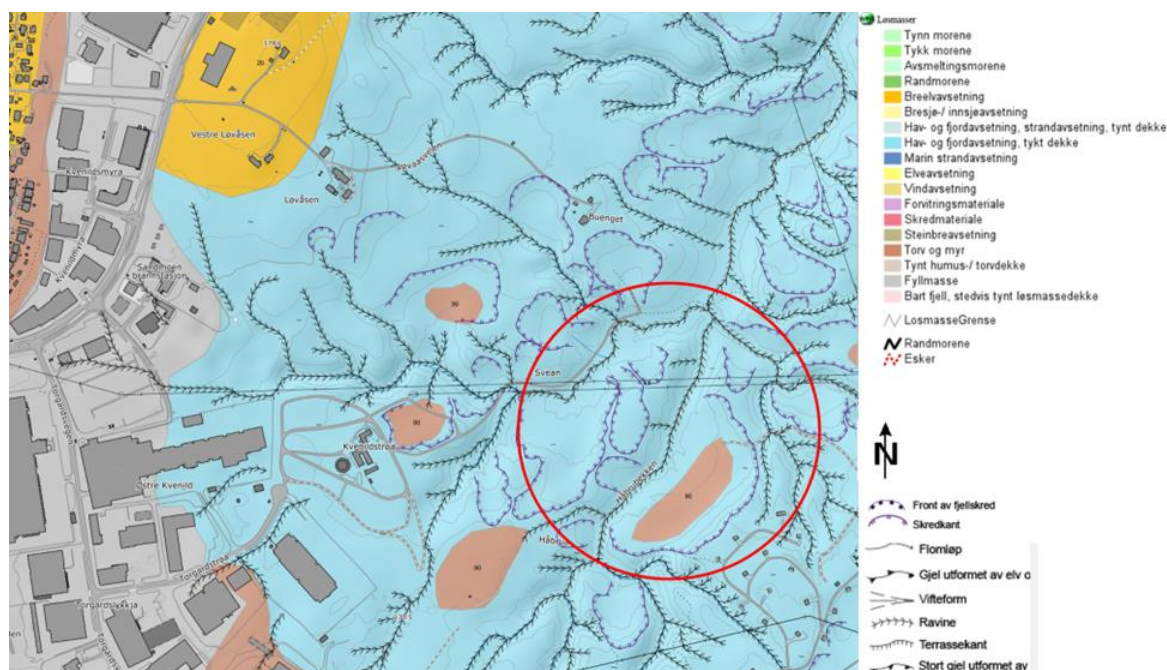
- Vurderingsnotat 1350037896-G-not-003-rev.00; «Geoteknisk områdevurdering kommunedelplan N7/N8». Utarbeidet av Rambøll, datert 26.11.2021.
- Vurderingsnotat 1350037896-G-not-002-rev.00; «Torgård skredsikkerhet – tilsvar uavhengig kvalitetssikring av vurderingsrapport». Utarbeidet av Rambøll, datert 26.11.2021
- Vurderingsrapport 1350037896-Rapport-01-rev.01; «Torgård. Områdestabilitet. Vurderingsrapport». Utarbeidet av Rambøll, datert 26.11.2021.
- Vurderingsrapport 1350037896-Rapport-02-rev.02; «Torgård. Områdestabilitet. Beregningsgrunnlag». Utarbeidet av Rambøll, datert 26.11.2021.
- Datarapport R1762; «Torgård». Utarbeidet av Trondheim kommune, datert 04.02.2021.
- Rådatafil totalsonderinger prosjektnummer 203040, utført av Statens vegvesen i 2016. Vi har fått innsyn i rådatafiler fra Trondheim kommune, finnes ikke en data- eller geoteknisk rapport på disse boringene.
- Rådatafil totalsonderinger prosjektnummer 604658; «NGTS Tiller», utført av Staten vegvesen i 2016. Vi har fått innsyn i rådatafiler fra Trondheim kommune. Boreresultat er presentert i deler av NGI rapport nr.: 20160154-15-rev.0-2017-01-23, Tiller området er fra side 358-405; «Norwegian Geo Test Sites (NGTS). Summary og the 1.<sup>st</sup> international workshop – 23 – 24 november 2016».

Alle utførte grunnundersøkelser for dette prosjektet og tidligere som vi har fått innsyn i er vist i tegning V101.

## 2.3 Kvartærgeologisk kart og grunnforhold

### 2.3.1 Kvartærgeologisk kart

Generelt viser NGUs løsmassekart at området ligger innenfor havavsetninger, tykt dekke. På deler av området er det registrert torv/myr. Løsmassekart fra NGU er vist i Figur 7. Dette kartet indikerer kun hva det øverstliggende løsmasselaget består av.



Figur 7: NGUs løsmassekart, [ngu.no](http://ngu.no), planområdet er vist med rød sirkel, [ngu.no](http://ngu.no).

### 2.3.2 Grunnforhold

Grunnforhold i området består hovedsakelig av topplag over leire, som kan være siltig og inneholder spor av silt og sand. Leiras fasthet kan variere fra veldig lav til høy. For dette prosjektet er alle totalsonderinger avsluttet ned mot fast grunn/fjell eller avsluttet ved et lag hvor motstanden begynner å øke mot dybden. Dette er utført med tanke å kunne avgrense det svake/bløte laget som eksisterer i tykke lag og til store dybder.

Ut fra totalsonderingsmotstand og prøvetakinger er det antatt/påvist kvikk<sup>1</sup>- og sprøbruddleire<sup>2</sup> i flere boringer. I 4 av 18 boringer er det ikke antatt/påvist sprøbruddmateriale. På østlig deler av planområdet er det ikke antatt/påvist sprøbruddmateriale i 2 boringer hvor det er også påvist kort dybde til fjell mellom ca. 5 m og 21 m i dette området. I sørvest for planområdet ved boringer NO18 og NO19, der det er planlagt å ha veg inn for adkomst til området, er det heller ikke antatt/påvist sprøbruddmateriale.

Langs Håbrubekken tyder utførte boringer NO3 og NO10 på forholdsvis gode grunnforhold sammenlignet med det i høyere liggende terreng i planområdet.

For mer detaljer om grunnforhold i planområdet se kapittel 5.6, 5.8 og datarapport [2].

### 2.4 Kvikkleire

Planområdet ligger i et område med flere kvikkleirefaresoner registrert av NVE; 227 Kvenildstrøa, 225 Tillermoen og 226 Buenget. Alle kvikkleiresonene er registrert med høy faregradsklasse. Kvikkleirefaresoner med påvist kvikkleire i borpunktene er vist i Figur 8. Nylig er kvikkleirefaresone 227 Kvenildstrøa oppdatert med en innsnevring markert som grå farget sone «utgått kvikkleirefaresone», se Figur 8.

Det er påvist kvikkleire- og sprøbruddleire i flere punkt på de tidligere utførte grunnundersøkelsene i området, samt nye utførte boringer for dette prosjektet.

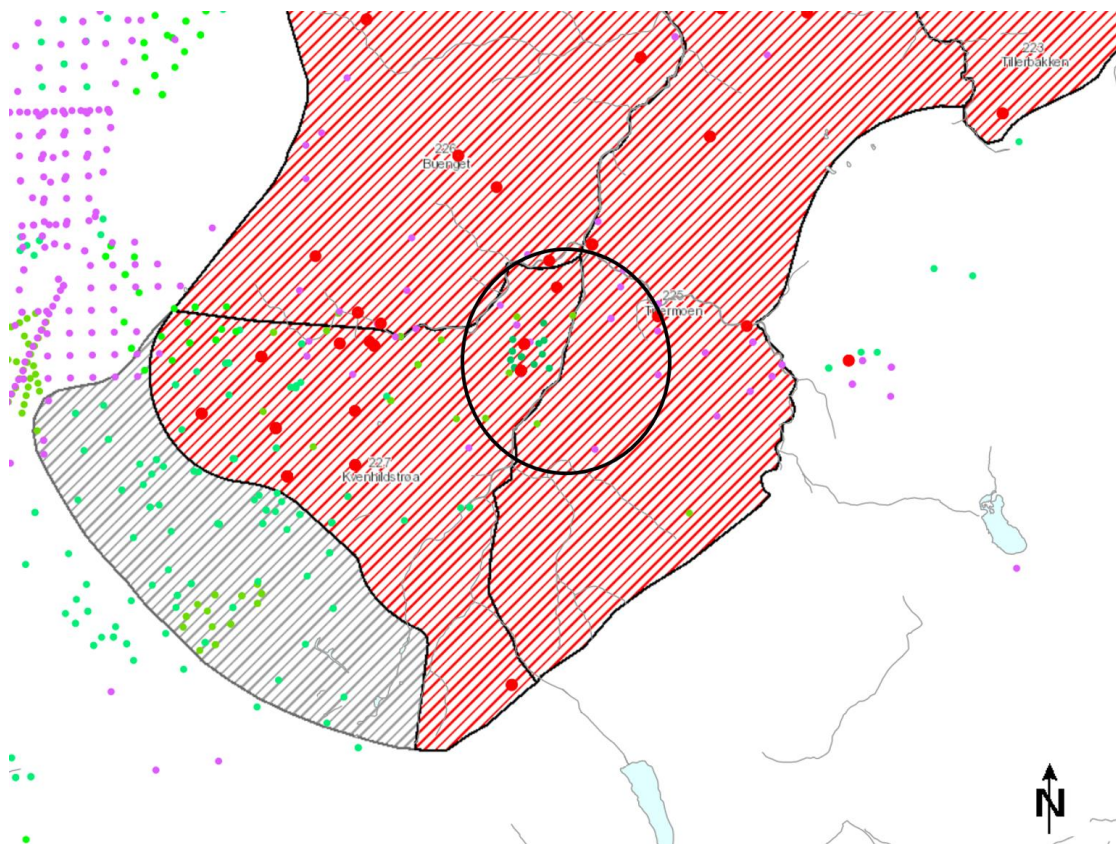
Basert på tidligere- og utførte grunnundersøkelser er forekomst/utbredelse av kvikk- og sprøbruddleire kartlagt og presentert på tegning V103, følgende fargekode er brukt:

- Kvikk- og sprøbruddleire påvist (basert på labforsøkene) (rød)
- Mulig kvikk- og sprøbruddleire (antatt basert på sonderingsresultat) (oransje)
- Ikke påvist kvikk- og sprøbruddleire (antatt basert på labforsøkene og sonderingsmotstand) (grønn)

Ut fra tolkning av kvikkleireutbredelse vist i denne tegningen er nesten hele planområdet innenfor kvikkleireområder, unntatt boring 13 og NO5 som ligger i østlige deler av planområdet. Dette er den eneste delen av området hvor berg er registrert ganske grunt. Ved boring NO12 i nord på Svean området, viser opptatte prøver ikke sprøbruddmateriale, men totalsonderingen kan tyde på sprøbruddmateriale. Det samme i boring NO3 der opptatte prøver ikke påviser sprøbruddmateriale, mens total- og trykksonderinger kan indikere det i dybde under ca. 20 m.

<sup>1</sup> Kvikkleire er leire med omrørt skjærstyrke  $C_{u,r} \leq 0,33$  kPa, iht. ISO 17892-6:2017, [1]

<sup>2</sup> Sprøbruddleire er leire med omrørt skjærstyrke  $C_{u,r} \leq 1,27$  kPa, iht. ISO 17892-6:2017, [1]



Figur 8: Kvikkleirefarezoner i området kartlagt av NVE (rød omrisset områder), og påvist kvikkleirepunkt (røde prikker), kartet hentet fra Trondheim kommunes kartløsning. Grå sone (ikke kvikkleirefarezone). Svart sirkel er ca. planområdet.

## 2.5 Grunnvannstand

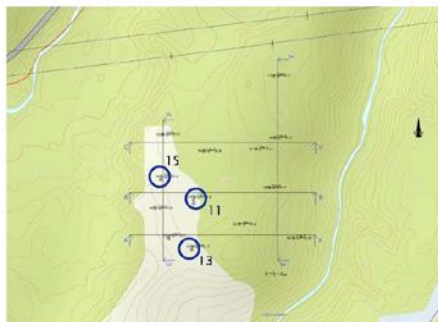
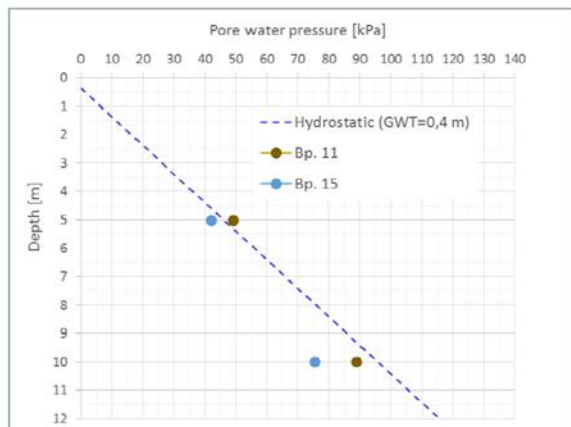
Det er, i januar/2022, installert 2 elektriske poretrykkmålere med minne i borpunkt NO2 i to ulike nivåer; 5,5 m og 17,5 m. Målinger viser at grunnvannstanden ligger 0,8 m under terrenget i dette punktet med fordeling av grunnvannstanden på lavere enn hydrostatisk mot dybden. Avlesning av målinger er gjort i samme periode vinter/2022.

Det forventes at grunnvannsnivå er i det maksimale nivået i høst/vår årstid der det er mye nedbør/snøsmelting. For mer detaljer om poretrykkmåling henvises det til datarapport [2].

Ut fra tidligere poretrykkmålinger i planområdet på vestre side ved boring FOU-13 er registrert grunnvannstand ca. 0,4 m under terrenget med lavere fordeling enn det hydrostatiske, se utklippet fra NGI-rapport [3] vist i Figur 9.

Poretrykkmålerne i punkt NO2 og FOU-15 ble på nytt avlest 29. januar 2023. Målerne i NO2 hadde da registrert poretrykk flere ganger hver dag i et helt år, og målingene viste stabile poretrykk gjennom hele året som er lavere enn hydrostatisk mot dybden. Måleren i FOU-15 hadde ikke lagret like mye data, men viste fortsatt underhydrostatisk fordeling tilsvarende tidligere avlesninger vist i Figur 9. Nye avleste poretrykkmålinger i boring NO2 og FOU-15 er vist i vedlegg 6.

## Pore water pressure and GWT measurements



GWT (ground water table) at Bp. 13 is located at 36 cm

Pore water pressure measurements		Poretrykk
Hull	Dybde [m]	[m]
11	5	4,92
	10	8,90
15	5	4,19
	10	7,53

Figur 9: Pizometere ved tidligere boringer FOU-11 og FOU-15, [3].

## 2.6 Fjell

Nylig utførte totalsonderinger for dette prosjektet, datarapport [2], er avsluttet mellom 5,7 m til 55,8 m. *Fjell* er påtruffet kun i 4 boringer til følgende dybder; 6,0 m i boring NO5, 5,7 m i boring NO20, 13,6 i boring NO21 og 21,1 m i boring NO1. Ved boring NO8 er antatt fjell påtruffet (uten fjellkontrollboring) ved 50.9 m. Nevnte boringer er i østlige deler av planområdet. Dette stemmer overens med tidligere utførte boringer fra Trondheim kommune, datarapport [4], der det er kun påvist fjell i øst og lenger øst for planområdet mellom ca. 5 m og 34 m under terrenget.

Mer detaljer vises i datarapporter [2] og [4].

## 2.7 Vurdering kvaliteten av grunnundersøkelser

Kvalitetsvurdering av utførte grunnundersøkelser for dette prosjektet er utført basert på NGI – melding nr. 11, [5].

Målenøyaktighet for CPTU-ene er vurdert. Alle utførte trykksønderinger er vurdert å ha anvendelsesklasse 1 på spissmotstand, sidefriksjon og poretrykk. I borpunkt NO14 er sidefriksjon vurdert å være «ikke ok» som måleverdi under kapasitet/krav, Multiconsult i datarapporten [2] har kommentert at det avviket kan muligens skyldes elektronisk støy. Men dette vurderes at det har ingen betydning for klassen av CPTU ettersom resultat av CPTU skal kun brukes til tolkning av lagdeling og aktiv skjærstyrke. Anvendelsesklasse for CPTU er vist i vedlegg 2. For tolkning av lagdeling og skjærstyrke er det stort sett lagt til grunn tolkning fra de utførte CPTU-ene og skjærstyrken mot dybden er stort sett korrigert mot NC-linje (minimumsverdi).



Det er ikke målt korndensitet for å kunne vurdere kvaliteten på treaksialforsøkene, men kurvene viser god/normal oppførsel, slik at disse kan godt brukes for å tolke drenerte/udrenerte styrkeverdier.

Visuell vurdering av ødometerforsøk kan også gi indikasjon på at prøvene er gode og kan brukes for tolkning av kompressibilitetsparametere. To av ødometerforsøkene er tolket/brukt med forsiktighet der den tolkede OCR er lav.

Prøvekvalitet er også vurdert basert på enaksialforsøk iht. [5]. Prøvene anses stort sett som «dårlige prøver med stor grad av prøveforstyrrelse» der bruddindikasjon ved aksialtøyning på de opptatte prøver (enaksialforsøk) er mer enn 5%. Til dels er en del prøver vurdert å ha lite forstyrrelser på grunn av målt aksialfortøyning mindre enn 3%.

Multiconsult som utførende av felt- og laboratorieforsøkene vurderer kvaliteten på prøver som «god/akseptabel», [2].

## 3 Krav iht. gjeldende regelverk

### 3.1 Generelt

Plan- og bygningsloven § 28-1 og byggeteknisk forskrift (TEK17) kapittel 7 [6] stiller krav til sikkerhet mot naturfare ved utbygging. NVE retningslinje 2-2011 «Flaum og skredfare i arealplanar», [7] med tilhørende veileder 1/2019, [1] er preakseptert ytelse til TEK17 og krever at sikkerhet må dokumenteres ved utbygging i potensielt skredfarlige områder.

Beliggenhet i potensielt løsne- og/eller utløpsområde for kvikkleireskred medfører at det må dokumenteres tilstrekkelig områdestabilitet for tiltaket jf. NVE retningslinje og NVE kvikkleireveileder.

I tillegg til områdestabilitet skal lokal stabilitet og stabiliteten av gravearbeid og evt. fyllinger og skjæringer ivaretas, i praksis iht. Eurokode 7 [8].

### 3.2 Krav til sikkerhet og utredningsarbeid iht. NVE kvikkleireveileder 1/2019

I NVE kvikkleireveileder 1/2019, [1] er omfanget av områdestabilitetsutredning bestemt avhengig av tiltakskategori og om tiltaket vil forverre stabiliteten eller ikke, samt faregradsklasse av kvikkleirefaresone.

For næringsformål med utbygging av flere næringsbygg er det tiltakskategori K4 som gjelder, iht. tabell 3.2, [1].

Kravet til sikkerhet for tiltakskategori K4 vil være i hovedsak avhengig av om tiltaket vil medføre forverring. Vi forventer å kunne regulere et område slik at etablert tiltak ikke vil forverre stabiliteten. Planområdet er delt gjennom Håbrubekken i to deler; vestlige- og østlige deler. Begge delene har et kupert terreng og skal reguleres til mer jevnt og flatt terreng for mest mulig utnyttelse av området til utbygging. Utjevningen vil generelt være positivt for stabiliteten. Terrengendringer skal detaljprosjekteres slik at man sikrer tilstrekkelig stabilitetsforbedring, også hensyntatt vekt av bygg. Da nåes ikke-forverring, evt forbedring. For ikke-forverring er kravet:

1. Sikkerhetsfaktor må være « $F_{cu} \geq 1,40$  og  $F_{c\phi} \geq 1,25$ », ved lavere sikkerhet enn det oppgitte, må  $F_{cu}$  og  $F_{c\phi}$  økes prosentvis iht. tabell 3.3 og figur 3.3 i veilederen [1], i dette område ved topografiske endringer. Tabell 3.3 bestemmer krav til forbedring/vesentlig forbedring av sikkerhetsfaktor basert på kvikkleirefasesoneklassifisering og tiltakskategori, figur 3.3. bestemmer minimumskravet til den prosentvise forbedringen.

*Jfr NVE 1/2019 kap 3.3.6: «Kravet til prosentvis forbedring gjelder for alle skredmekanismer som kan berøre tiltaket, og gjelder for alle potensielle glideflater som før tiltak har lavere sikkerhet enn kravet. Ved særlig stor kompleksitet, spesielt ugunstige grunnforhold, utfordrende topografi og stor konsekvens bør større forbedring vurderes.» Ved Håbrubekken er den topografiske kompleksiteten høy, samtidig som den utbyggingsmessige kompleksiteten er lav. Konsekvensen av feil er relativt stor i og med retrogresjonsrisiko (se senere kapittel). Hovedbakkene i området er allerede hevet ca 1 m og dermed er stabiliteten i kritiske skråninger allerede forbedret noe, uten at denne gunstige effekten hensyntas i beregningene (da den er vanskelig å inkludere nøyaktig). Sammenlagt mener vi at det generelle forbedringskravet er tilstrekkelig som tillegg til den allerede utførte forbedringen. I tillegg legges det opp til terrengjusteringer som mange steder vil gi vesentlig større forbedring. Se tegningene V400-V408 for planlagte terrengjusteringer, detaljer beskrevet i kapittel 8.*

2. Erosjon som kan utløse skred som kan ramme tiltaket må forebygges.

3. Vurderingene av skredssikkerhet skal kvalitetssikres av uavhengig foretak. Multiconsult er kontrahert som uavhengig foretak.

### 3.3 Krav til sikkerhet for skråninger utenfor influensområder

Krav til sikkerhet for skråninger i en kvikkleirefaresone som ligger utenfor influensområde for tiltaket, men som kan ramme tiltaket, er:

$F_{c\phi} \geq 1,25$  og krav til robusthet;  $F_{cu} \geq 1,20$ , ved lavere sikkerhet/robusthet enn det oppgitte skal  $F_{c\phi}$  og  $F_{cu}$  økes prosentvis iht. tabell 3.3 og figur 3.3 i veilederen [1].

### 3.4 Krav til sikkerhet iht. Eurokode 7

Eurokode 7 omhandler krav til lokalstabilitet ved utbygging. Følgende krav til materialfaktor er gjeldende for lokalstabilitet iht. EC7 [8]:

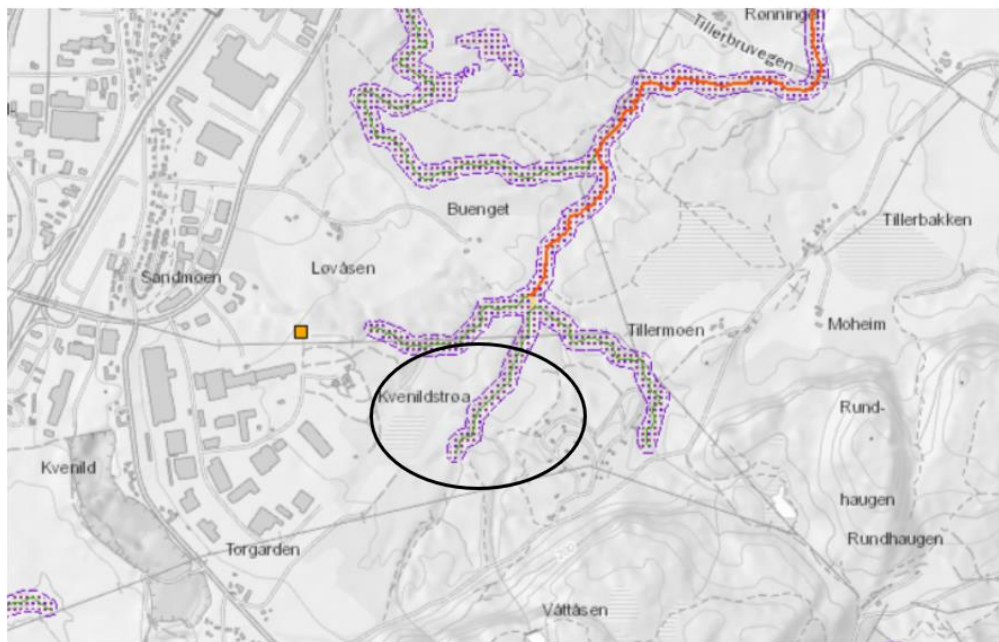
Materialfaktor for totalspenningsanalyse (udrenert situasjon)  $F_{cu} = 1,4$ .

Materialfaktor for effektivspenningsanalyse (drenert situasjon)  $F_{c\phi} = 1,25$ .

### 3.5 Flomfare og andre naturfarer

Planområdet ligger ikke innenfor flomsone. Atlas.nve.no, Figur 10 viser at selve planområdet ligger utenfor aktsomhetssone for flom, men Håbrubekken, som er en del av regulert området, har en relativt smal aktsomhetssone rundt. I videre prosjekteringen skal man ta hensyn dette i samarbeid med rådgiver i hydraulikk og hydrologi.

Planlagt tiltak ligger utenfor aktsomhetsområde for steinsprang og snøskred. Det er registrert i atlas.nve.no et leirskred på Kvenildsmarka, ca. 500 m vest for planområdet.



Figur 10: Aktsomhetsområdet for flom i området, planområde Håbrubekken er markert med svart sirkel, atlas.no. Leirskred avmerket med oransje firkant.

### 3.6 Erosjon

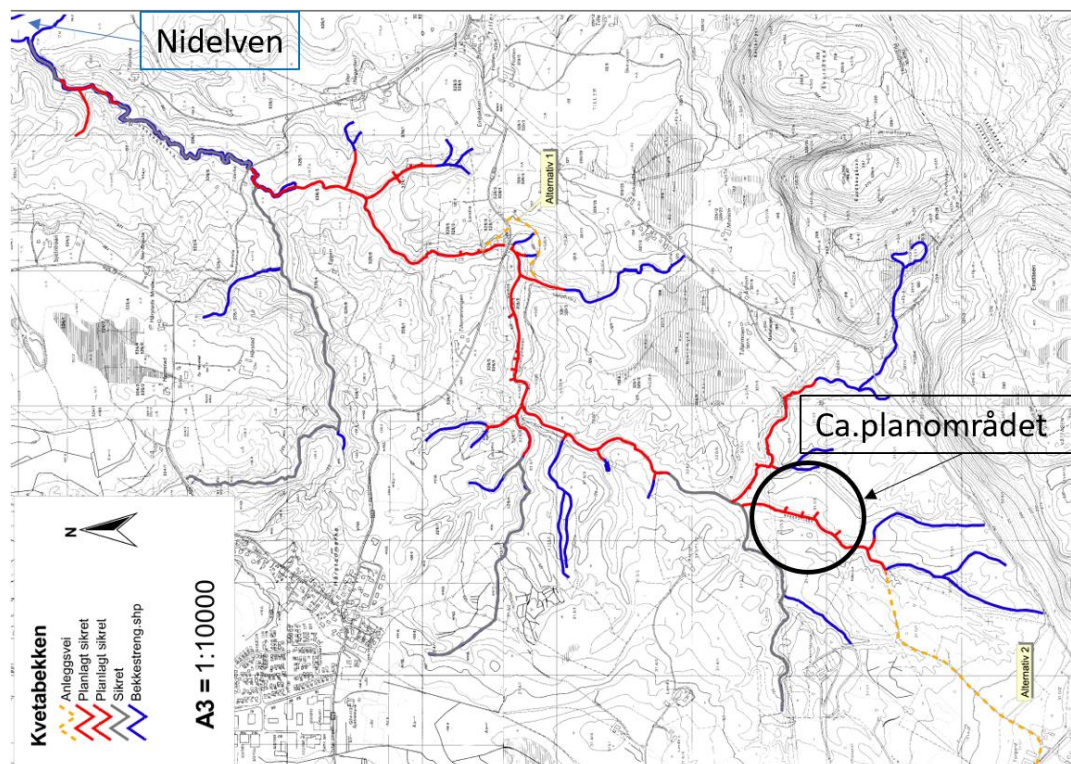
Krav iht. NVE kvikkleireveileder [1] er: erosjon som kan utløse skred som kan ramme tiltaket må forebygges.

Området er kjent med et stort bekkesystem som kommer sørøst for planområdet; (fra Svarttjønnna og Snauskolten) og ledes forbi tiltaksområdet ut mot nord og nordøst igjen renner inn i Nidelva, se Figur 11.

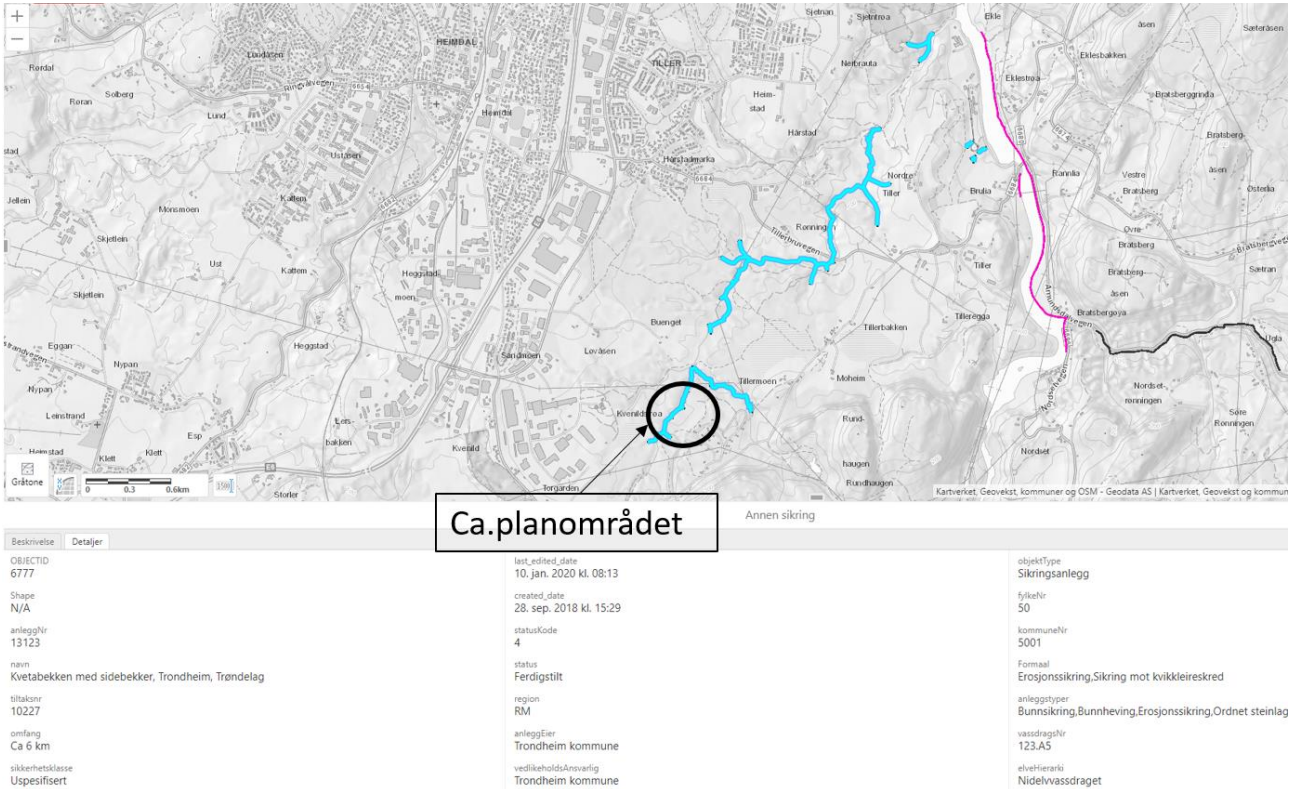
Deler av bekkene som er erosjonssikret tidlig av Trondheim kommune er vist med gråfarge, datarapporter langs disse strekninger er datert på 1990-tallet. På 2000-tallet har Trondheim kommune og NVE samarbeidet for å gjennomføre erosjonssikring langs store deler av bekkene i dette området, med fokus på hoved bekker, som Kvetabekken og Håbrubekken, som går inn i planområdet. Disse bekkene erosjonssikret på 2000-tallet av NVE, er vist med rød farge i Figur 11, [9], dette stemmer overens med informasjon om erosjonssikring ligger i atlas.nve.no, som er vist i Figur 12. NVE har den gangen vurdert å sikre bekkene med kraftig erosjon i bunn og sider, noe som kan gi indikasjon at blå farget bekker i Figur 11 (som ikke ble erosjonssikret) ikke var utsatt for aktiv erosjon.

Utført erosjonssikringsarbeid tyder stort sett på at de store bekkene som berører eller påvirker områdestabilitet for planområdet er erosjonssikret. Observasjoner fra befaring 22. september 2022 stemmer overens med kartet (observert stein i bekkene som ble erosjonssikret, men ikke ellers).

I nye vurderinger av områdestabilitet utført av Rambøll på vegne av Trondheim kommune der var det stort fokus på kantraviner som ligger nord for planområdet. Områdestabilitetsvurdering endte med konklusjon om behov for oppfyllingen i ravinene mellom ca. 1 – 3 høydemeter for å oppnå kravet til sikkerhetsfaktor etter veilederen [1], konklusjonen er presentert i Rambøll notat; [10]. Videre presiserer Rambøll i vurderingen at sikringstiltak (oppfyllingsmasser) skal legges ved å ta hensyn til erosjonssikringen basert på type masser som skal benyttes til oppfyllingen.



Figur 11: Figuren er hentet fra NVE detaljplan-rapport [9]-vedlegg A, som viser bekkesystemer i dette området.



Figur 12: Bekkene erosjonssikret av NVE i området, vises med lysblå farge, fra atlas.no. Det gjøres oppmerksom på at kun bekkene som erosjonssikret av NVE er registrert på atlas.no. Derfor vises ikke bekkene som er erosjonssikret av Trondheim kommune i fig.10.

Sidebekker som ligger sør for planområde, vest og en liten sidebekk i øst er også vurdert i denne utredningen og i stabilitetsberegninger er det hensyntatt. Befaringen er gjort 22.09.2022 for kartlegging av erosjonsforhold i disse sidebekkene:

Til tross for noe mer nedbør enn normalt i ukene før befaringen, var det svært liten vannføring i sidebekkene sør for (oppstrøms) planområdet. Det var ingen tegn til pågående erosjon i et omfang som kan ha stabilitetsmessig betydning. Bekkedalene er jevnt over nokså brede i bunnen, slik at bekkene ikke vil kunne grave direkte inn i sideskråningene. Det var ingen tegn på vesentlig bunnsenkning. Bekkene er stedvis inntil cirka 0,5 m dype, men dybden varierer over korte avstander.

Et typisk bekkeprofil er vist i Figur 13 under.



*Figur 13: Bekk oppstrøms planområdet. Bilde 21, ref. oversikt fra befaring 22. sept. Liten vannføring og ingen tegn til erosjon.*

## 4 Kvikkleirefaresoneavgrensning og faregradsklassifisering

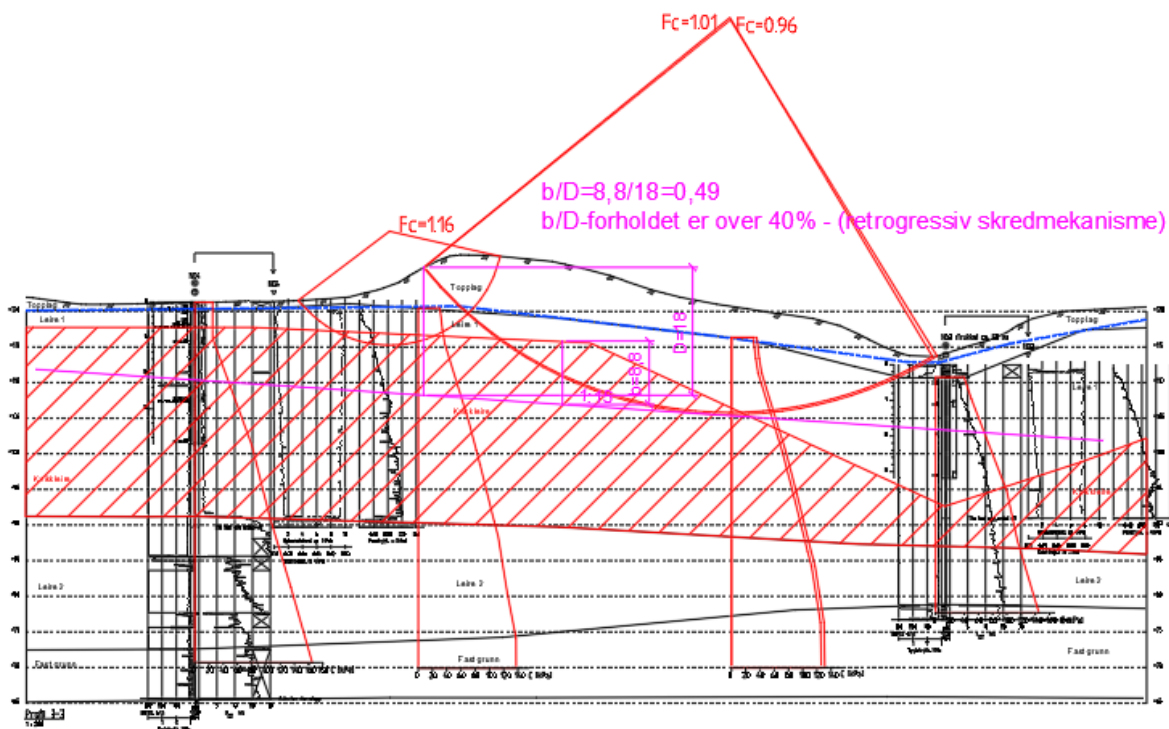
### 4.1 Aktuelle skredmekanismer

Aktuelle skredmekanismer er vurdert ut fra metodikken beskrevet i NVE 1/2019, kapittel 4.5.

Grunnundersøkelsene viser stor andel sprøbruddmateriale i kritisk dybde i forhold til skråningene i planområdet. I de fleste vurderte profiler er andelen sprøbruddmateriale b/D over 0,4, som medfører at retrogressive skred ikke kan utelukkes, se Figur 14. Flere av prøveseriene i området viser svært lav omrørt skjærstyrke, slik at heller ikke dette kan bidra til å utelukke retrogressive skred. Rotasjonsskred er også en mulig skredmekanisme som kan oppstå i en liten grad for mindre/lokale skråninger. Rotasjonsskred etterfulgt av retrogresjon (skredforplantering) må hensyntas. Det er generelt nokså stor overdekning over sprøbruddmaterialet ved skråningstopp og flakskred er derfor lite sannsynlig.

For vurdering og opptegning av b/D-forholdet benyttes tangeringspunkt fra kritiske bruddflater fra de utførte stabilitetsberegningene og tilhørende 1:15 teoretisk tangentenslinje (ref figur 4.4 i NVE 1/2019, eventuelt også figur 4.5). Et eksempel på opptegning b/D-forholdet i profil 3, viser at andelen sprøbruddmateriale (b/D) er over 0,4, se Figur 14.

Som utgangspunkt for avgrensning av løsneområde (L) for retrogressive skred benyttes regelen  $L=15xH$  (ref. delkapittel 4.5.2 i NVE 1/2019). Ravinene i området ligger med såpass liten avstand i forhold til høydeforskjellen at løsneområdene fra hver skråning overlapper hverandre. Det aller meste av tiltaksområdet er derfor løsneområde, og en detaljert opptegning fra hver skråning/profil vil ikke påvirke dette. I tillegg mangler vi tilstrekkelig grunnlag for å kunne avgrense nøy løsne- og utløpssone for begge kvikkleirefaresonene; Kvenildstrøa og Tillermoen syd, særlig i sørlige deler og østlig (for Tillermoen syd) og vestlige (for Kvenildstrøa).



Figur 14: Vurdering og opptegning av b/D-forholdet for utvalgt profil; 3.

## 4.2 Kvikkleirefaresoneavgrensing

Hele planområdet ligger i et område med flere registrerte høy faregradsklasse kvikkleirefaresoner. Det er utført flere grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger av områdestabilitet i dette området generelt. Norconsult har ikke innsyn i alle vurderingene, men det vi har innsyn i viser at Sweco har vurdert en endring av avgrensning og faregradsklasse for 227 Kvenildstrøa kvikkleirefaresone. Rapporten viser at deler av faresonen ikke bør være faresone (dvs. innskrenkning av sonegrensene), samt at faregradsklasse er middels istedenfor høy faregradsklasse.

Fra atlas.no ser det ut at sørvestlige deler av kvikkleirefaresone 227 Kvenildstrøa er trukket inn og markert med grå farge at den ikke er en kvikkleirefaresone lenger.

Ut fra utførte grunnundersøkelser i området er det nesten påvist/antatt kvikkleire i alle borer, unntatt borer NO18 og NO19 i sør og borer 13-R.1762 og NO5, som viser kort dybde til fjell. Disse to borer ligger i det høye partiet i østlige deler av kvikkleirefaresone 225 Tillermoen. Det er påvist kort dybde til fjell og registrert fjell nesten kun i den delen av området, det kan stemme overens med gamle rashendelser akkurat i dette området der det er kant av et gammelt ras. Mulig ved fremtidige grunnundersøkelser i dette området kan man avgrense sonen og trekke den inn (eller lage en «øy» i sonen). Per i dag foreligger ikke tilstrekkelig grunnundersøkelser i østlige deler for å kunne vurdere endring grensen av Tillermoen kvikkleirefaresone i den retningen.

*Tillermoen kvikkleirefaresone er langstrakt i nord-syd-retning og denne bør deles i 2 der den krysser bekken nord for reguleringsområdet. Bekken danner et naturlig skille for skred. For planområdet er kun faresonen syd for bekken direkte relevant, og det foreligger tilstrekkelig grunnlag for en revidering av faregraden for denne søndre delen av Tillermoen faresone. Søndre del foreslås navngitt Tillermoen syd.*

## 4.3 Faregradsklassifisering

En ny faregradsklassifisering er utført for kvikkleirefaresonene 227 Kvenildstrøa og søndre delen av 225 Tillermoen, som navngitt; *Tillermoen syd*. Det foreligger omfattende grunnundersøkelser i området som kan gi et godt og solid grunnlag for revurdering av begge de ovennevnte kvikkleirefaresoner. I tillegg er det gjort i 2000-tallet omfattende arbeid for erosjonssikring av Kvetabekken, Håbrubekken og deler av sidebekkene generelt innenfor de to kvikkleirefare sonene, samt nord for sonene også (innenfor 226 Buenget kvikkleirefaresone). Erosjonssikringen er utført med tanke på å unngå kvikkleireskred som følge av tidligere kraftig erosjon i området, noe som gir stor effekt på klassifisering av faregraden. Detaljplan for sikringsarbeid er presentert i NVE rapport [9], men det ser ikke ut til at faresonens faregrad ble oppdatert etter sikringsarbeidene.

Fullstendig ny faregradsvurdering og ROS-analyse er utført iht. metoden beskrevet i kap.4 i NVE ekstern rapport 9/2020, [11], for *Kvenildstrøa og Tillermoens søndre del (Tillermoen syd)*.

### 4.3.1 227 Kvenildstrøa kvikkleirefaresone

Kvenildstrøa kvikkleirefaresone har eksisterende faregrad «Høy», en ny klassifisering for dagens situasjon gir en «Middels» faregradsklasse med 20 poengsum, selv om vi har vært til dels konservative med våre vurderinger. Detaljert vurdering av faregradsklasse, skadekonsekvens, risikoklasse og grunnlag for vurderingen er vist i vedlegg 5.

Skadekonsekvens er «2- Alvorlig» og risikoklasse er «3».



### **4.3.2 Søndre del av 225 Tillermoen kvikkleirefaresone: Tillermoen syd**

Tillermoen kvikkleirefaresone har eksisterende faregrad «Høy», en ny klassifisering for dagens *situasjon i søndre del* gir en «Middels» faregradsklasse med 19 poengsum, selv om vi har vært til dels konservative med våre vurderinger. Detaljert vurdering av faregradsklasse, skadekonsekvens, risikoklasse og grunnlag for vurderingen er vist i vedlegg 5.

Skadekonsekvens er «2- Alvorlig» og risikoklasse er «3».

*Nordre del av sonen endres ikke, da vi har lite kjennskap til grunnforholdene i denne delen.*

### **4.3.3 Kommentarer til faregradsklassifiseringen**

Begge sonene har nesten samme kriterier og dermed nesten samme «Score». Forskjellen i poengsum for de to sonene er tolket OCR (*historisk forbelastning*), der den var lav i et borpunkt innenfor kvikkleirefaresone Tillermoen syd, samt at vi har tydeligere dokumentasjon på poreundertrykk i Tillermoen syd enn i Kvenildstrøa. Nærmere undersøkelser kan komme til å vise at faregraden i sonene er lavere, men vi har ikke solid nok grunnlag for å nedklassifisere videre fra middels til lav per nå.

## 5 Stabilitetsberegninger og grunnlag

### 5.1 Beregningsforutsetninger

Stabiliteten er utført med beregningsverktøyet GeoSuite Stability v. 22.0.1.0 med beregningsmetode Beast 2003. Både «sirkulær» og «plane» rasmekanisme er vurdert. Beregninger er utført uten å bruke sidefriksjons effekt (3D) i beregningsprogrammet, selv om terrengforhold stedvis gir rom for bruk av sideeffekten, dette gir et konservativt resultat.

Beregningene er utført med både effektiv- og totalspenningsanalyse. Stabiliteten er vurdert for dagens situasjon samt vurdering av stabiliserende tiltak i form av hovedsakelig avlastning og i liten grad motfylling. *I tillegg er beregninger og vurderinger utført på foreslåtte landskapsplan for utbygging og terrengsjusteringer i planområdet, som er vist på tegning V105.*

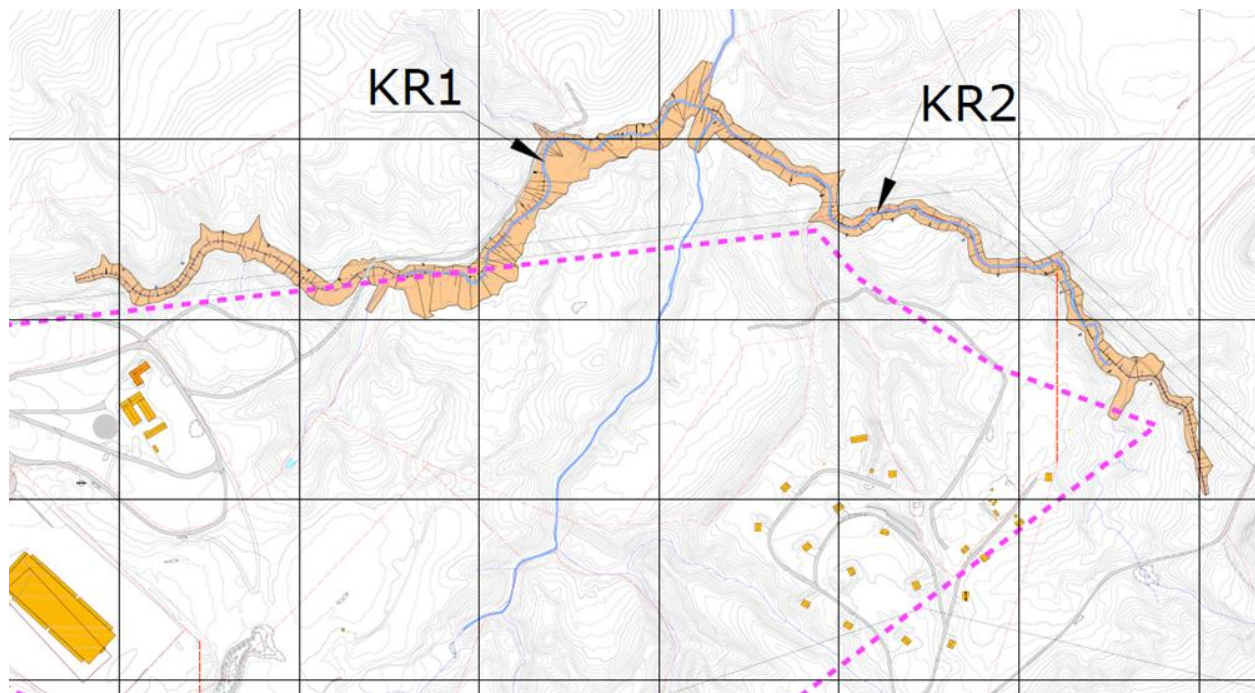
### 5.2 Tidligere stabilitetsutredninger utenfor planområdet

*Fra før har Rambøll på vegne av Trondheim kommune vurdert stabiliteten utenfor planområdet i nordlige deler der ytre bekkesystem «kantraviner» avgrensner planområdet mot nord, plassering av Rambøll sine beregningsprofil er vist på tegning 103. Vurderingene samlet er presentert i dokumentene; [10], [12], [13] og [14].*

*Denne komplette utredningen (fullstendig utarbeidet og er kvalitetssikret av et uavhengig foretak) legger til grunn for våre vurderinger for planområdet; Håbrubekken. De utgjør en viktig del av utredningen som dekker nordlige deler av planområdet.*

*Konklusjon fra denne utredningen: det er behov for sikringstiltak i ytre bekkesystemet (kantravinene) langs samtlige 8 beregningsprofiler (A-H) med heving av ravinebunn i størrelsesorden av 1- 3 m for å oppnå «vesentlig forbedring». I tillegg er det behov for oppfylling langs ravineskråningen for profilene B, D, E og F for å oppnå «vesentlig forbedringen». Se Figur 15. Stabiliseringstiltak foreslått av Rambøll er vist på tegning V106.*

*Det bemerkes at verken i Rambøll sine utredninger eller i vårt utredningsarbeid er det tatt hensyn til heving av hoved bekkene i området ifbm. erosjonssikringen utført av NVE i 2000-tallet. Dette gir egentlig konservative resultater for samtlige utredninger. I våre stabilitetsvurderinger for planlagt utbygging og terrengsdringer i nordlige deler av området, har vi konservativt sett bort fra sikringstiltakene Rambøll har foreslått. Dette skal videre tas hensyn til i senere faser når endelige, og mer nøyaktige planer for utbygging foreligger.*



Figur 15: Utklipp fra tegning 233, [12] som viser omfang av oppfylling av raviner som stabiliserende tiltak foreslått av Rambøll, vist også på tegning V106.

### 5.3 Beregningsprofiler

Det er vurdert totalt 16 profil, av disse er beregninger utført i 13 utvalgte kritiske profil; 1, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 og 18 som er representative for vurdering av stabiliteten innenfor planområdet, samt utenfor planområdet som ikke er vurdert fra før, plassering av beregningsprofil er vist i tegning V100 og V103.

Profilene 1, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 10 og 18 går gjennom de kritiske terreng- og grunnforhold, gjennom bekker og platåer på begge deler av planområdet, slik at alle terrengmessige forhold er dekket innenfor- og utenfor planområdet.

Profil 10 er først tegnet inn for å innhente informasjon om fjellforløp hvor profilet er tegnet gjennom de borerer der det påtruffet fjell: Profilet går nær profil 1 og 13. Antatt fjellforløp er avgjørende for beregningsresultat langs profil 1 og 13 og dermed er profil 10 brukt som orienterende for antatt fjellforløpet i området. Likevel er konservative antagelser av fjellforløpet langs profilene 1 og 13 lagt til grunn i beregninger. Dette skal utdypes i senere kapitler. *Det er ifbm versjon 2 gjort stabilitetsberegninger i profil 10 også for å vurdere stabiliteten langs profilet mot nord. I tillegg er det tegnet et nytt profil; 15 parallelt med profil 1 for å vurdere stabiliteten fra boring NO20 og vestover, og sammenligne resultatet med profil 1.*

*I forbindelse med versjon 3 av rapporten er det gjort stabilitetsberegninger i et nytt profil; 18 for å undersøke hvilken effekt foreslåtte stabiliserende tiltaket mellom pr. 1 og 15 har i området ned mot bekken, med tanke på forverring.*

Profil 11 og 14 er vurdert for å sjekke stabiliteten i vestlige delen av området utenfor reguleringsområdet sør for profil 9, der terrenget har store variasjoner, som må dekkes ved flere snitt.

Profil 12 og 13 er tegnet for vurdering av evt. et ras som kan starte utenfor planområdet i østlige deler ved kanten nær profil 1.

#### 5.4 Tolkning av beregningsparametere

Spesialforsøk på opptatte prøver er utført i laboratoriet; treaksial- og ødometerforsøk for å tolke og innhente parametere for ulike lagdeling langs ulike kritiske profil. Tolkningen av fasthets- og kompressibilitetsparametere er basert på utførte treaksial- og ødometerforsøkene og er vist i detaljer i vedlegg 1.

#### 5.5 Tolkning av trykksondering CPTU og skjærfasthet

Udrenerte skjærfasthetsparametere er valgt med utgangspunkt i tolkningen av CPTU vist i vedlegg 2, hvor resultater fra laboratorieundersøkelser er sammenstilt med CPTU-tolkningene. I vedlegg 2 er tolkning av udrenert skjærfasthet presentert basert på spissmotstand ( $N_{kt}$ ) og poreovertrykk ( $N_{\Delta u}$ ) der den er korrigert mot data fra laboratorieundersøkelser og normalkonsolideringskurven samt SHANSEP-tolkningen basert på tolket OCR fra aktuelle prøver. Den anbefalte kurven (aktiv skjærstyrke) vist med rød linje er representativ for C-profiler i stabilitetsberegninger. Anisotropiforhold er tatt hensyn til basert på anbefalinger om anisotropifaktorer iht. NIFS rapport 14-2014, [13], som er vist i Figur 16.

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

Figur 16: Tabell 1 fra [13] viser anbefaling av anisotropifaktorer (ADP – faktorer).

Der:

$c_{uC}$  = aktiv skjærstyrke

$c_{uD}$  = direkte skjærstyrke

$c_{uE}$  = passiv skjærstyrke

Ut fra laboratorieforsøkene er (nesten i aller fleste borer) målt  $I_p \leq 10\%$ , derfor er benyttet ADP-faktorer tilsvarende plastisitetsindeks  $\leq 10$ , se Tabell 1.

I borpunkt NO3 er målt  $I_p = 12,4$ , over 10%, som gir en liten økning av ADP-faktorer. I beregningsnitt inngår imidlertid styrke fra nabopunkt med mindre  $I_p$ , slik at økt ADP-styrke er vanskelig å hensynta.

Høy plastisitetsindeks er imidlertid målt i boring NO14,  $I_p=19,6$ . Det er benyttet C-profil tolket fra CPTU i NO14 langs profil 9, 11 og 14. Derfor er følgende ADP-faktorer brukt i beregninger langs disse siste nevnte profil:

$$c_{uD}/c_{uC} = (0,63+0,00424*(19,6-10)) = 0,67$$

$$c_{uE}/c_{uC} = (0,35+0,00375*(19,6-10)) = 0,39$$

For profil 8 er det benyttet C-profil fra boring NO14 og NO15. Målt  $I_p$  i NO14=19,6 og i NO15 er  $I_p=7,4$  som er mindre enn 10%. Derfor er gjennomsnitt verdi brukt for ADP-faktorer mellom de to borer, som følgende:

$$C_{uD} / C_{uC} = (0,63+0,67)/2=0,65$$

$$C_{uE} / C_{uC} = (0,35+0,39)/2=0,37$$

Oppsummering av brukt ADP-faktorer i beregninger langs alle kritiske profil er vist i Tabell 1.

Tabell 1: ADP-faktorer brukt i beregninger for alle beregningssnitt

Beregningsprofil	$C_{uD} / C_{uC}$	$C_{uE} / C_{uC}$
1	0,63	0,35
3	0,63	0,35
4	0,63	0,35
5	0,63	0,35
7	0,63	0,35
8 og 8- oppdatert plassering	0,65	0,37
9 og 9- oppdatert plassering	0,67	0,39
11	0,67	0,39
12	0,63	0,35
13	0,63	0,35
14	0,67	0,39

## 5.6 Tolkning av lagdeling i beregninger

Generelt er følgende type løsmasse/ lagdeling vurdert å være aktuell basert på gjennomførte grunnundersøkelser:

1. Torv (kun i enkelte punkt): påvist ved lab forsøkene og er registrert i feltgrunnundersøkelser (logboka).
2. Topplag: består av blanding av løsmasse; leire, sand og silt, som kan inneholde også planterester. Kan også tolkes som tørrskorpeleire, eller evt. friksjonsmasser.
3. Leire 1: siltig leire med lav til middels målt direkte skjærfasthet fra labforsøkene, antatt ved ca. (20 – 35) kPa.
4. Kvik- og sprøbruddeleire: leire med omrørt skjærfasthet  $\leq 0,33$  kPa, samt sprøbruddmateriale; som er leire med omrørt skjærfasthet  $\leq 1,27$  kPa.
5. Leire 2: siltig leire med middels til høy målt direkte skjærfasthet fra labforsøkene, antatt ved ca. (35 – 100) kPa.
6. Fast grunn: tolket ved bruk av økt rotasjon, slag eller spyling. Antatt som drenert lag, unntaket er i profil 1, 10, 12, 13 og 18 modellert som udrenert, detaljer beskrevet under delkapittel 6.2.

## 5.7 Tolkning av grunnvannstand i beregninger

I beregninger er grunnvannstand modellert som «GW- Level» i GeoSuite beregningsprogrammet, selv om nesten alle eksisterende poretrykksmålere viser mindre poretrykk enn hydrostatisk (noe underhydrostatisk fordeling).

## 5.8 Lagdeling og valgte parametere og skjærstyrke i beregningsprofil

I beregningsprofil er det benyttet i hovedsak lagdelingen presentert i avsnitt 5.6, men parametere for de ovennevnte løsmasse/lagdeling kan variere fra profil til annet basert på tolkningen fra opptatte prøver langs

ulike profil. For løsmasse/lag som ikke finnes representative lab forsøkene å tolke, har vi brukt forsiktige erfaringstall og er basert på anbefalinger i SVV håndbok V220, [14].

Valg av skjærstyrkeprofil i beregninger (C-profil) er basert i hovedsak på de utførte CPTU-ene langs beregningsprofil eller nærliggende borer. Der det ikke finnes CPTU som ligger i det aktuelle profilet, heller ikke noe nærliggende CPTU, da har vi sammenlignet totalsonderingsmotstand relativt for å bruke CPTU-styrke fra mest lignende posisjon. Det er lagt til grunn 3 kPa økning i aktiv skjærstyrke for hver m dyp, for tolkning av skjærstyrke dypere enn de utførte CPTU-ene. Dette tilsvarer NC-linje / minimumsøkning.

Det gjøres oppmerksom på at det er en del informasjon som er hentet fra loggboka fra grunnborene, det gjelder: antydninger til grunnvannstand, topplag, særlig torvregistrering og lagdeling. Informasjon stemmer overens med borprofil der det tatt opp prøver og analysert på laboratoriet. Oppsummert informasjon med tanke på torvregistrering, tykkelse av topplag og grunnvannstand (GVS) fra loggboka er vist i Tabell 2.

Detaljer om lagdeling, valg av parametere, grunnvannstand og skjærstyrke i alle beregningsprofil er vist for hvert enkelt profil i følgende delkapitler.

Tabell 2: Oppsummering viktig informasjon fra loggboka utført av Multiconsult - datarapport [2]

Borpunkt [2]	Torv	Dybde torv / topplag	Beskrivelse/Ref.	GVS/logboka
NO1	Nei	0-1	Topplag under skogbunn/logboka	-
NO2	Ja	0-0,7 m	Myrtorv/logboka	-
NO3	Nei-	0-2 m	Fyllmasser fjell og stein. Forboring gjennom erosjonssikring (pukkfylt)/logboka	-
NO4	Nei	0 – 1 m	Fast seig leire/logboka+bekreftet ved boreprofil	Vannspeil i prøvehull etter prøvetaking ligger 0,3 meter under terreng
NO5	Nei	0-0,5 m	Humusholdig jord under vegetasjon/logboka	-
NO8	Nei	0-2,8 m	Topplag noe fastere leire	-
NO9	Nei	0-2 m	Fast leire (dro opp jordskruen, hard leire å skjære i)/logboka+bekreftet av boreprofil	-
NO10	Nei	0-1,7 m	topplag av grus og stein, mulig en fylling/logboka	Vannspeil i prøvehull etter prøvetaking ligger 1,15 meter under terreng
NO11	Nei	0-10 m	Antatt noe fastere leire/logboka	-
NO12	Nei	0-2 m	Topplag leire/logboka	-
NO13	Ja	0-0,5 m 0,5-1,8 m	-Bløt mold-torv/logboka -Topplag leire/logboka	-

NO14	Ja	0-2,5 m Poser 3 – 4 m  (0-3,3 m)	-Myrtorv/logboka -Myrtorv første 30cm, seig leire videre/logboka -Totalt/logboka -Under CPTU noterer borelederen: (0-2m Forboring 2-3m antatt myrtorv/logboka	Vannspeil i prøvehull etter prøvetaking ligger 1,4 meter under terreng
NO15	Nei	0-2,5 m	Antatt planerte masser over tynt original lag/logboka. Forboring gjennom antatt Fyllmasser/logboka	Vannspeil 3,6 meter under terreng
NO16	Ja	0-1,7 m 1,7-3 m	-Myrtorv/logboka -Antydning til tørreskorpe/logboka	-
NO18	Nei	0-1 m	Fyllmasser, sand, grus og grov stein/logboka	-
NO19	Nei	0-1,5 m	-Antatt fyllmasser, sand, grus og noe steinholdig/logboka -Mulig org. Topplag med leire sandholdig/logboka	-
NO20	Nei	0-4 m	Antatt leire/logboka	-
NO21	Nei	0-4 m	Antatt topplag seig gråleire/logboka	-

### 5.8.1 Profil 1

Tabell 3: Lagdeling, valg av parametere, GVS og skjærstyrke langs profil 1.

Løsmasse	Tyngdetetthet kN/m <sup>3</sup>	Friksjonsvinkel -grader	Attraksjon- a-kPa	C` KPa	Cua- C- profil i beregninger	Ref. for valg av materialparametere
Topplag	19	30	0	0	-	V220
Leire 1	19**	31***	10	6	CPTU i NO2 og NO3. Interpolering mellom NO3 og NO2. NO2 og oppover fra CPTU i NO2	Lab-NO2**/treaks i (NO2-6,2 m)***
Kvikkleire	20****	28*	5	2,6	CPTU i NO2 og NO3.	Lab-NO2****/treaks i (NO2-18,55 m)*

					Interpolering mellom NO3 og NO2. NO2 og oppover fra CPTU i NO2	
Leire 2	19*****	28*****	5	2,6	CPTU i NO2 og NO3. Interpolering mellom NO3 og NO2. NO2 og oppover fra CPTU i NO2	Lab-NO3*****/Erfaring (phi)*****
Fast grunn	19	35	-	-	CPTU i NO2 og NO3. Interpolering mellom NO3 og NO2. NO2 og oppover fra CPTU i NO2	V220
Fjell	Fjell er registrert i 3 punkt opp i skråningen, lagt til grunn for antatt fjell					
G.V.S	Basert på pizo. I punkt NO2. 1 m under terrenget					

\*Det eneste dype treaksialforsøk på 18,55 m er ved boring NO2, lagt til grunn for tolkning av friksjonsvinkel i kvikkleire.

\*\*Tyngdetetthet for leire 1 i profil 1 er tolket fra lab -profil i borpunkt NO2.

\*\*\*Friksjonsvinkel for leire 1 i profil 1 er tolket fra treaks i borpunkt NO2 dybde 6,2 m.

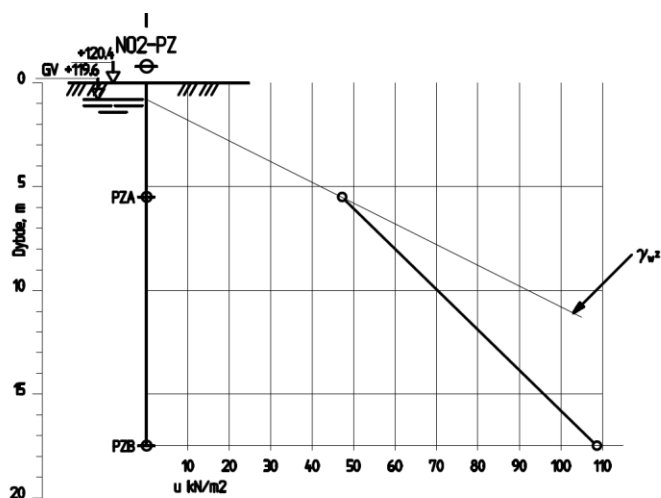
\*\*\*\*Tyngdetetthet for kvikkleire i profil 1 er tolket fra lab-profil i borpunkt NO2.

\*\*\*\*\*Tyngdetetthet for leire 2 i profil 1 er tolket fra lab-profil i borpunkt NO3.

\*\*\*\*\*Friksjonsvinkel for leire 2 i profil 1 er basert på erfaring.

G.V.S: basert på piezometer ved boring NO2 ligger gvs ca. 1 m under terrenget i dette punktet, antatt så i beregninger at den ligger dypere opp i skråningen og ca. ved terrenget nede i bekkeløpet. Gvs. er modellert som «Gw - level» hydrostatisk (konservativt), selv om piezometeren viser mindre poretrykk enn hydrostatisk fra dybde ca. 5 m under terrenget, se Figur 17.





Figur 17: Piezometer i borpunkt NO2, [2].

### 5.8.2 Profil 3

Tabell 4: Lagdeling, valg av parametere, GVS og skjærstyrke langs profil 3.

Løsmasse	Tyngdetetthet kN/m <sup>3</sup>	Friksjonsvinkel -grader	Attraksjon- a-kPa	C` KPa	Cua- C-profil i beregninger	Ref. for valg av materialparametere
Topplag	19	30	0	0	-	V220
Leire 1	19	30	5	2,9	CPTU i NO3 og NO4. Interpoleringen mellom punktene	Lab-NO3/treaks i NO4
Kvikkleire	19	28*	5	2,6	CPTU i NO3 og NO4. Interpoleringen mellom punktene	Lab-NO4/treaks i NO2*
Leire 2	19	28	5	2,6	CPTU i NO3 og NO4. Interpoleringen mellom punktene	Lab-NO3/Erfaring (phi)
Fast grunn	19	35	-	-	-	V220
Fjell	Er ikke påvist					
G.V.S	Fra logboka: «vannspeil i prøvehull etter prøvetaking i NO4 ligger 0,3 m under terrenget.». GVS er modellert å ligge 0,3 m under NO4, rett under terrenget ved NO3, følger terrenget.					

\*Det eneste dype treaksjalforsøk på 18,55 m er ved boring NO2, lagt til grunn for tolkning av friksjonsvinkel i kvikkleire.

### 5.8.3 Profil 4

Profilen går ikke gjennom nye utførte boringer med CPTU og prøvetaking. Vi ser derfor på FOU boringer (FOU Nasjonale geoforsøksfelt) fra NGI-rapport [3]. Det er trukket FOU-10 og FOU-21, men vi har brukt

prøvetaking og lab-forsøkene fra boringer FOU-11, FOU-12 og FOU-13, alle boringer ligger nesten på samme området, se FOU-boringer vist på tegning V103 og i vedlegg 3.

Poretrykksmåling i punkt FOU-11 og FOU-15 viser at GVS ligger ca. 0,4 m under terrenget og er hydrostatisk eller noe underhydrostatisk i dybden, se vedlegg 3.

Det er lagt til grunn prøvetakinger i boring FOU-11, FOU-12 og FOU-13 for tolkning av parameter, boreprofil er vist i vedlegg 3.

For tolkning av skjærfasthet langs profil 4, har vi brukt CPTU i punkt 9 fra R.1762, [4]. Tolkningen er justert litt i forhold til det Rambøll har gjort. Vi har benyttet samme anbefalt kurve, men med mindre knekkepunkt, ettersom vi mener at dette gir mer fornuftig tolkning av skjærstyrke langs hele profilet i beregninger, og mindre risiko for feilinterpolering mellom borpunkter. Ny tolkning av skjærstyrke for boring 9-R1762 samt Rambøll sin tolkning er vist i vedlegg 3. Langs bekkedalen der punkt NO10 trukket inn i profilet, så har vi brukt skjærstyrke tolket fra boring NO3, boringene viser ganske like grunnforhold og begge ligger nede i bekkedalen ved ca. samme høydenivå (110-112 m.o.h).

Tabell 5: Lagdeling, valg av parametere, GVS og skjærstyrke langs profil 4.

Løsmasse	Tyngdetetthet kN/m <sup>3</sup>	Friksjonsvinkel -grader	Attraksjon- a-kPa	C` KPa	Su – C-profil	Ref. for valg av materialparametere
Topplag	19	30	0	0	-	V220
Leire 1	18	31	10	6	CPTU i 9 fra 9-R.1762 og til venstre og CPTU i NO3 ved senkningen ved NO10. Interpolering mellom 9 og NO10	Lab-FOU-13 (fig.7)/treks i FOU-13
Kvikkleire	19	24*	5	2,2	CPTU i 9 fra 9-R.1762 og til venstre og CPTU i NO3 ved senkningen ved NO10. Interpolering mellom 9 og NO10	Lab-FOU-11 (fig.6)/treks i NO2*
Leire 2	20	26	5	2,4	CPTU i 9 fra 9-R.1762 og til venstre og CPTU i NO3 ved senkningen ved NO10. Interpolering mellom 9 og NO10	lab-NO10/Erfaring (phi)
Fast grunn	19	35	-	-	-	V220

Fjell	Er ikke påvist
G.V.S	Antatt å ligge ca. 0,4 m under terrenget ved boringer FOU-10 og FOU – 21, tolket fra nabo-boringer, se fig.5. Fra loggboka: «vannspeil i prøvehull etter prøvetaking i NO10 ligger 1,15 m under terrenget».

\*Det eneste dype treaksialforsøk på 18,55 m er ved boring NO2, lagt til grunn for tolkning av friksjonsvinkel i kvikkleire.

### 5.8.4 Profil 5

Tabell 6: Lagdeling, valg av parametere, GVS og skjærstyrke langs profil 5.

Løsmasse	Tyngdetetthet kN/m <sup>3</sup>	Friksjonsvinkel -grader	Attraksjon- a-kPa	C` KPa	Su – C-profil	Ref. for valg av materialparametere
Topplag	19	30	0	0	-	V220
Leire 1	18	30	5	2,9	CPTU i NO9 og CPTU i 14 fra 14-R.1762. CPTU NO3 ved NO10	Lab-NO9/treaks i NO10
Kvikkleire	20	28*	5	2,6	CPTU i NO9 og CPTU i 14 fra 14-R.1762. CPTU NO3 ved NO10	Lab-NO9 og NO10/treaks i NO2*
Leire 2	20	28	5	2,6	CPTU i NO9 og CPTU i 14 fra 14-R.1762. CPTU NO3 ved NO10	Lab -NO10/Erfaring (phi)
Fast grunn	19	35	-	-	-	V220
Fjell	Er ikke påvist					
G.V.S	Fra loggboka: «vannspeil prøvehull etter prøvetaking i NO10 ligger 1,15 m under terrenget.» GVS er modellert å ligge 1-1,5 m under NO9, rett under terrenget ved bekkebunn til høyere og 1,15 under NO10, så følger terrenget naturligvis.					

\*Det eneste dype treaksialforsøk på 18,55 m er ved boring NO2, lagt til grunn for tolkning av friksjonsvinkel i kvikkleire.

### 5.8.5 Profil 7

Profil 7 går gjennom boringer NO11 og NO12, se tegning V103. Det finnes ikke CPTU i disse punktene, ikke noe CPTU som ligger nær disse boringer som kan benyttes heller. Det er derfor sammenlignet totalsonderinger for disse to boringer med alle nylig utførte GRU og tidligere boringer, konklusjon er:

- CPTU i 14 fra 14-R.1762 kan brukes ved boring NO11 på toppen av skråningen, se vedlegg 4.
- CPTU i NO3 som tilsvarer NO12 i bunnen av skråningen, se vedlegg 4.
- Parametertolkningen er hentet fra pr.3 som ligger nær pr.7 og har ganske like lagdelinger ved boringer NO11 (pr.7) og NO4 (pr.3).

For tolkning av skjærfasthet langs profil 7, har vi brukt CPTU i punkt 14 fra R.1762, tolkningen er den samme som Rambøll har gjort, vist i vedlegg 4. Nede i bekkedalen ved NO12 har vi brukt CPTU fra NO3, mellom disse borer er det interpolering av C-profilene.

Tabell 7: Lagdeling, valg av parametere, GVS og skjærstyrke langs profil 7.

Løsmasse	Tyngdetetthet kN/m <sup>3</sup>	Friksjonsvinkel -grader	Attraksjon- a-kPa	C` KPa	Su – C-profil	Ref. for valg av materialparametere
Topplag	19	30	0	0	-	V220
Leire 1	18	30	5	2,9	CPTU i NO3 ved NO12 og 14 fra 14-R.1762 ved NO11 og i skråningskant. Interpolering mellom de to CPTU-ene	Lab-NO12/fra pr.3 (treaks i NO4)
Kvikkleire	19	28*	5	2,6	CPTU i NO3 ved NO12 og 14 fra 14-R.1762 ved NO11 og i skråningskant. Interpolering mellom de to CPTU-ene	Fra pr. 3: (Lab-NO4/treaks i NO2*)
Leire 2	19	28	5	2,6	CPTU i NO3 ved NO12 og 14 fra 14-R.1762 ved NO11 og i skråningskant. Interpolering mellom de to CPTU-ene	Fra pr. 3: (Lab - NO3/Erfaring (phi))
Fjell	Ikke påvist					
G.V.S	Antatt å ligge ca. 1 m under terrenget, så rett under terrenget i skråningsbunn.					

\*Det eneste dype treaksialforsøk på 18,55 m er ved boring NO2, lagt til grunn for tolkning av friksjonsvinkel i kvikkleire.

### 5.8.6 Profil 8 og profil 8 – oppdatert plassering

Tabell 8: Lagdeling, valg av parametere, GVS og skjærstyrke langs profil 8.

Løsmasse	Tyngdetetthet kN/m <sup>3</sup>	Friksjonsvinkel -grader	Attraksjon- n-a-kPa	C` KPa	Su – C-profil	Ref. for valg av materialparametere
Torv	12/2	10	0	0	-	Erfaring
Topplag	19	30	0	0	-	V220

Leire 1	18	30	5	2,9	CPTU i NO14 og NO15	Lab-NO14 og NO15/fra pr.3 (treks i NO4)
Kvikkleire	19	28*	5	2,6	CPTU i NO14 og NO15	Lab-NO15/fra pr. 3: (treks i NO2*)
Leire 2	19	28	5	2,6	CPTU i NO14 og NO15	Lab-NO14/fra pr. 3 erfaring (phi)
Fast grunn	19	35	-	-	-	V220
Fjell	Ikke påvist					
G.V.S	Fra loggboka: «vannspeil i prøvehull etter prøvetaking i NO14 ligger 1,4 m under terrenget. Og 3,6 m under terrenget ved boring NO15.»					

\*Det eneste dype treksialforsøk på 18,55 m er ved boring NO2, lagt til grunn for tolkning av friksjonsvinkel i kvikkleire.

### 5.8.7 Profil 9 og profil 9 – oppdatert plassering

Tabell 9: Lagdeling, valg av parametere, GVS og skjærstyrke langs profil 9.

Løsmasse	Tyngdetetthet kN/m <sup>3</sup>	Friksjonsvinkel -grader	Attraksjon-a-kPa	C` KPa	Su – C-profil	Ref. for valg av materialparametere
Torv	12/2	10	0	0	-	Erfaring
Topplag	19	30	0	0	-	V220
Leire 1	18	30	5	2,9	CPTU i NO14 under punkt NO14 og NO13	Lab-NO14/fra pr.8 som tilsvarer pr.3 (treks i NO4)
Kvikkleire	19	28*	5	2,6	CPTU i NO14 under punkt NO14 og NO13	Fra pr.8 som tilsvarer pr. 3: (treks i NO2*)
Leire 2	19	28	5	2,6	CPTU i NO14 under punkt NO14 og NO13	Lab-NO14/fra pr. 8 som tilsvarer pr. 3 erfaring (phi)
Fast grunn	19	35	-	-	-	V220
Fjell	Ikke påvist					
G.V.S	Fra loggboka: «Vannspeil i prøvehull etter prøvetaking ligger 1,4 m under terrenget ved boring NO14.					

\*Det eneste dype treksialforsøk på 18,55 m er ved boring NO2, lagt til grunn for tolkning av friksjonsvinkel i kvikkleire.

### 5.8.8 Profil 11 og 14

Det er lagt til grunn samme lagdeling, parametere, GVS og valg av C-profiler som i profil 9 for beregninger i profil 11 og 14, se avsnitt 5.8.7.

### 5.8.9 Profil 10, 12, 13 og 18

Det er lagt til grunn samme lagdeling, parametere, GVS og valg av C-profiler som i profil 1 for beregninger i profil 10, 12, 13 og 18, se avsnitt 5.8.1.

## 6 Beregningsresultat og diskusjon av resultater - dagens situasjon

### 6.1 Generelt

Generelt viser beregninger for dagens situasjon med totalspenningsanalyse (ADP) i de fleste kritiske profil ikke tilstrekkelig sikkerhet til å kunne gjennomføre planlagt utbygging, uten at det gjøres stabilitetsforbedringer (terrengjusteringer). For effektivspenningsanalyse (a-phi) er oppnådd resultat tilfredsstillende i alle snitt unntatt snitt 5. Beregninger viser at det er sirkulær rasmekanisme som er mest kritisk, beregnet plane rasmekanisme, når dette var aktuelt, er vurdert å være mindre kritisk (høyere sikkerhetsfaktor). I dette kapitlet diskuteres beregningsresultat i detaljer i delkapitler 6.2 til 6.13.

I forbindelse med NVEs erosjonssikring, ble bekkeløpet i Håbrubekken hevet omkring 1-1,5 m. Det vil si at total skråningshøyde ble senket og stabiliteten økt noe. Reell sikkerhetsfaktor for nåværende situasjon må derfor være litt mer enn  $F=1,0$ , men vi har lagt  $F=1,0$  til grunn som minimum sikkerhetsfaktor, da vi ikke vet alle detaljer om opprinnelig terreng før erosjonssikring.

Beregningsresultat for hvert profil er oppsummert i egne tabeller, der kun laveste sikkerhetsfaktor  $F$  er presentert for både sirkulær- og plane rasmekanisme. På tegninger presenteres kritiske glideflate i tillegg til andre glideflater for å ha bedre oversikt. Beregnet sikkerhetsfaktor lavere enn  $F=1$  (med de opprinnelige valgte styrkeprofil), samt økning/tilpasning av styrkeprofil, er også vist på tegninger. Derfor vises det i flere tegninger to styrkeprofil i en posisjon samtidig.

### 6.2 Profil 1

Oppsummert beregningsresultat – profil 1 er vist i Tabell 10.

Tabell 10: Oppsummering av beregningsresultater-pr.1. Kun sikkerhetsfaktor  $F$  for mest kritiske glideflater er presentert.

Profil – dagens situasjon	Plassering av glidesirkel	Sikkerhetsfaktor $F$ ADP - analyse	Sikkerhetsfaktor $F$ (a-phi) - analyse	Krav	Tegning
1	Skråning ved boring 13	0,91/1,00	1,54	1,4*/1,25**	V200
1	Nedre skråning mot Håbrubekken	1,63	1,68	1,4*/1,25**	V200
1	Plane	1,46	-	1,4*/1,25**	V200

\*Krav til sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse (ADP)  $F=1,4$  [1].

\*\*Krav til sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse (a-phi)  $F=1,25$  [1].

Dybde til antatt fjell og fjellforløpet mellom boringer 13 og NO2 har stor innvirkning på beregningsresultat. Det er vurdert ulike senario for modellering av fjellforløpet. I tillegg er ulike tilfeller vurdert for laget «fast grunn» om det har drenert eller udrenert oppførsel, følgende senario er vurdert:

- 1- Først er fjellforløpet modellert som en kurve «mage» eller en rettlinje mellom boring 13 og ca. 10 m under boring NO2. Ved boring 13 er fjellet antatt å ligge dypt i slutten av sonderingen (5,7 m). Fast grunn laget modeller som drenert. Beregnet sikkerhetsfaktor i disse tilfellene var stor og til dels over 1,4.
- 2- Etterpå er det gjort flere forsøk ved å modellere fjellforløpet som en kurve «bue inn mot fjellet» og beholde antatt fjell i slutten av sondering 13 i 5,7 m under terrenget. Kombinert med å definere fast laget mot fjellet som udrenert ved å benytte ADP faktorer og styrkeprofil. Beregnet sikkerhetsfaktor i dette tilfelle var 1,02.

- 3- Fjellforløpet er modellert som bue inn mot fjellet og er antatt å ligge ca. 2 m under punkt 13, men fast lag over fjell har drenert oppførsel. Beregnet sikkerhetsfaktor i dette tilfelle var 0,96.
- 4- Fjellforløpet er modellert som bue inn mot fjellet og er antatt å ligge ca. 2 m under punkt 13, men fast lag over fjell har udrenert oppførsel ved å benytte ADP faktorer og styrkeprofil. Beregnet sikkerhetsfaktor i dette tilfelle var 0,91.

Med dette konkluderte vi at modellering fjellforløpet nevnt i punkt 4 og fast lag (udrenert) gir det meste konservative resultatet. Dermed er dette lagt til grunn i beregninger og videre vurdering av stabiliserende tiltak, se tegning V200.

Siden beregnet F er mindre enn 1, er skjærstyrke representert med C-profil økt (kun c-profil nr. 2 og 3 fra høyre i tegning V200) med 5 kPa til det oppnås  $F=1,00$ . For effektivspenningsanalyse er beregnet sikkerhetsfaktor tilfredsstillende; over 1,25. Laveste beregnede sikkerhetsfaktor for plane glideflater er  $F=1,46$ .

Nedre skråning mot Håbrubekken viser beregninger god sikkerhetsfaktor for begge to analysesituasjonene (både korttids- og langtidsstabilitet).

Beregningsresultat er vist i tegning V200.

### 6.3 Profil 3

Oppsummert beregningsresultat – profil 3 er vist i Tabell 11

Tabell 11: Oppsummering av beregningsresultater-pr.3. Kun sikkerhetsfaktor F for mest kritiske glideflate er presentert.

Profil – dagens situasjon	Plassering av glidesirkel	Sikkerhetsfaktor F ADP - analyse	Sikkerhetsfaktor F (a-phi) - analyse	Krav	Tegning
3	Skråning mot Håbrubekken	0,96/1,00	1,7	1,4*/1,25**	V201
3	Skråning mot Håbrubekken mot øst	1,47	1,40	1,4*/1,25**	V201
3	Skråning mot NO4	1,16	2,26	1,4*/1,25**	V201
3	Plane	1,62	-	1,4*/1,25**	V201

\*Krav til sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse (ADP)  $F=1,4$  [1].

\*\*Krav til sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse (a-phi)  $F=1,25$  [1].

Beregnet sikkerhetsfaktor langs profil 3 for totalspenningsanalyse er lavere enn 1 ( $F=0,96$ ). Derfor er skjærstyrke representert med C-profil økt (kun c-profil nr. 2 fra høyre i V201) med 5 kPa til det oppnås  $F=1,00$ . For effektivspenningsanalyse er beregnet sikkerhetsfaktor tilfredsstillende; over 1,25 i alle skråninger langs profilet. I plane tilstand er beregnet sikkerhetsfaktor laveste;  $F=1,62$

Skråningen øst for Håbrubekken er også vurdert, beregninger viser god sikkerhetsfaktor for begge analysene. Denne skråningen tilsvarer også nedre skråning i profil 1 som viser tilfredsstillende resultat.

Beregningsresultat er vist i tegning V201

### 6.4 Profil 4

Oppsummert beregningsresultat – profil 4 er vist i Tabell 12.

Tabell 12: Oppsummering av beregningsresultater-pr.4. Kun sikkerhetsfaktor F for mest kritiske glideflate er presentert.

Profil – dagens situasjon	Plassering av glidesirkel	Sikkerhetsfaktor F ADP - analyse	Sikkerhetsfaktor F (a-phi) - analyse	Krav	Tegning
---------------------------	---------------------------	----------------------------------	--------------------------------------	------	---------

4	Skråning mot Håbrubekken	1,49	1,49	1,4*/1,25**	V202
4	Skråning mot Håbrubekken mot øst	1,63	-	1,4*/1,25**	V202
4	Skråning ved boring 9	1,70	1,68	1,4*/1,25**	V202
4	Plane	2,11	-	1,4*/1,25**	V202

\*Krav til sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse (ADP)  $F=1,4$  [1].

\*\*Krav til sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse (a-phi)  $F=1,25$  [1].

Beregninger viser at sikkerhetsfaktor for både total- og effektivspenningsanalyse er tilfredsstillende der sikkerhetsfaktor i begge analysene er over 1,25. Plane rasmekanisme er vurdert å være mindre kritisk.

Skråningen øst for Håbrubekken er også vurdert, beregninger viser god sikkerhetsfaktor for begge to analysene. Denne skråningen tilsvarer også nedre skråning i profil 1 og skråning til høyre i profil 3 som viser tilfredsstillende resultat i begge de siste nevnte skråninger.

Beregningsresultater er vist i tegning V202.

## 6.5 Profil 5

Oppsummert beregningsresultat – profil 5 er vist i Tabell 13.

Tabell 13: Oppsummering av beregningsresultater-pr.5. Kun sikkerhetsfaktor  $F$  for mest kritiske glideflate er presentert.

Profil – dagens situasjon	Plassering av glidesirkel	Sikkerhetsfaktor $F$ ADP - analyse	Sikkerhetsfaktor $F$ (a-phi) - analyse	Krav	Tegning
5	Det høye platået – mot øst	0,85/1,02	1,18	1,4*/1,25**	V203
5	Det høye platået – mot vest	1,41	1,99	1,4*/1,25**	V203
5	Skråning mot sidebakk i vest ved -NO8	0,92/1,07	1,24	1,4*/1,25**	V203
5	Skråning ned mot Håbrubekken	1,58	1,45	1,4*/1,25**	V203
5	Plane	1,66	-	1,4*/1,25**	V203

\*Krav til sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse (ADP)  $F=1,4$  [1].

\*\*Krav til sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse (a-phi)  $F=1,25$  [1].

Profil 5 representerer ulike skråninger:

- 1- Det høye platået ved boring 14-R.1762, som faller mot øst ned mot en liten sidebakk ved ca. boring NO8.
- 2- Det høyet platået ved boring 14-R.1762, som avtrappes ned mot vest i ulike skråninger frem ned mot Håbrubekken.
- 3- Østlig ende av profil 5 ved boring 18-R.1762 som faller ned mot vest mot en liten sidebakk ved ca. boring NO8.

Beregnet sikkerhetsfaktor langs profil 5-skråning 1 for totalspenningsanalyse er lavere enn 1 ( $F=0,85$ ). Derfor er skjærstyrke representert med C-profil økt (kun c-profil nr. 1, 2 og 3 fra høyre i V203). C-pr. nr. 1 og 3 er økt med 5 kPa og C-pr.2 er økt med 13 kPa. Det er gjort flere forsøk til det er kommet til den tilstrekkelige økningen som gir beregnet sikkerhetsfaktor  $F=1,02$ . For effektivspenningsanalyse for skråning 1 er beregnet sikkerhetsfaktor laveste; 1,18.

Beregningsresultat for profil 5-skråning 2 viser tilstrekkelig sikkerhetsfaktor for begge to analysene, laveste  $F$  i totalspenningsanalyse er; 1,41. Plane tilstand er vurdert å være aktuelt kun i den skråningen og beregnet sikkerhetsfaktor laveste;  $F=1,66$ .



Beregninger viser at sikkerhetsfaktor langs profil 5-skråning 3 ikke tilfredsstillende kravet i totalspenningsanalyse med  $F=1,07$  (etter økt skjærstyrke – før er  $F=0,92$ ), og er knapt tilstrekkelig for effektivspenningsanalyse, der  $F_{c\phi}=1,24$ .

Beregningsresultat er vist i tegning V203.

## 6.6 Profil 7

Oppsummert beregningsresultat – profil 7 er vist i Tabell 14.

Tabell 14: Oppsummering av beregningsresultater-pr.7. Kun sikkerhetsfaktor F for mest kritiske glideflate er presentert.

Profil – dagens situasjon	Plassering av glidesirkel	Sikkerhetsfaktor F ADP - analyse	Sikkerhetsfaktor F (a-phi) - analyse	Krav	Tegning
7	Skråning faller mot nord	1,07	1,33	1,4*/1,25**	V204
7	Skråning i Svean mot Kvetabekken	1,43	1,57	1,4*/1,25**	V204
7	Plane	1,65	-	1,4*/1,25**	V204

\*Krav til sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse (ADP)  $F=1,4$  [1].

\*\*Krav til sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse (a-phi)  $F=1,25$  [1].

For skråningen -faller mot nord, ved boring NO11, er beregnet sikkerhetsfaktor for totalspenningsanalyse (laveste);  $F=1,07$ . For effektivspenningsanalyse er beregnet sikkerhetsfaktor tilfredsstillende; laveste  $F_{c\phi}=1,33$ . I plane tilstand er beregnet sikkerhetsfaktor mindre kritisk;  $F=1,65$ .

Skråningen i Svean mot Kvetabekken på andre sida av ytre bekkesystem (kantraviner) viser beregninger tilfredsstillende sikkerhetsfaktor, men snittet er ikke tatt så høyt opp i det høyeste platået. Dette er fordi dette området nord for planområde; Håbrubekken er vurdert av Rambøll i følgende dokumenter; [12] og [15].

Beregningsresultat er vist i tegning V204.

## 6.7 Profil 8 og 8 – oppdatert plassering for skråningen mot sidebakk

Oppsummert beregningsresultat – profil 8 og oppdatert plassering er vist i Tabell 15.

Tabell 15: Oppsummering av beregningsresultater-pr.8 og 8- oppdatert plassering. Kun sikkerhetsfaktor F for mest kritiske glideflate er presentert.

Profil – dagens situasjon	Plassering av glidesirkel	Sikkerhetsfaktor F ADP - analyse	Sikkerhetsfaktor F (a-phi) - analyse	Krav	Tegning
8	Hovedskråning	0,89/1,01	1,38	1,4*/1,25**	V205
8	Skråning øst for sidebakk	1,83	2,04	1,4*/1,25**	V205
8-oppdatert plassering	Skråning øst for sidebakk	1,40	1,75	1,4*/1,25**	V205
8	Plane	1,70	-	1,4*/1,25**	V205

\*Krav til sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse (ADP)  $F=1,4$  [1].

\*\*Krav til sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse (a-phi)  $F=1,25$  [1].

### 6.7.1 Profil 8

Beregnet sikkerhetsfaktor langs profil 8 for totalspenningsanalyse er lavere enn 1 ( $F=0,89$ ). Derfor er skjærstyrke representert med C-profil økt (kun c-profil nr. 1 og 2 fra høyre i V205). C-pr. nr. 1 er økt med 10 kPa og C-pr.2 er økt med 5 kPa. Det er gjort flere forsøk til det er kommet til den tilstrekkelige økningen som

gir beregnet sikkerhetsfaktor  $F=1,00$ . For effektivspenningsanalyse er laveste beregnet sikkerhetsfaktor; 1,38. Plan glideflate er vurdert å være mindre kritisk, der laveste beregnet sikkerhetsfaktor;  $F=1,70$ .

For skråningen i høyreside (øst for sidebekk) på profilet ned mot sidebekken er beregnet sikkerhetsfaktor tilfredsstillende i begge analysene, men terrenget her er ikke så kritisk representert i dette snittet. Derfor er det vurdert en oppdatert plassering av profil 8 for å inkludere den høye skråningen.

Beregningsresultat er vist i tegning V205.

### 6.7.2 Profil 8 – oppdatert plassering for skråningen mot sidebekk

Nye beregninger er utført for kun vurdering av skråningen på høyre side av profil 8 ned mot sidebekken. Beregninger viser at sikkerhetsfaktor er tilfredsstillende for både total- og effektivspenningsanalyse, laveste  $F=1,40$ .

Beregningsresultat er vist i tegning V205.

### 6.8 Profil 9 og 9 – oppdatert plassering for skråningen mot sidebekk

Oppsummert beregningsresultat – profil 9 og oppdatert plassering er vist i Tabell 16.

Tabell 16: Oppsummering av beregningsresultater-pr.9 og 9- oppdatert plassering. Kun sikkerhetsfaktor  $F$  for mest kritiske glideflate er presentert.

Profil – dagens situasjon	Plassering av glidesirkel	Sikkerhetsfaktor $F$ ADP - analyse	Sikkerhetsfaktor $F$ (a-phi) - analyse	Krav	Tegning
9	Hovedskråning	1,59	2,64	1,4*/1,25**	V206
9	Skråning vest for sidebekk	1,07	1,36	1,4*/1,25**	V206
9-oppdatert plassering	Skråning vest for sidebekk	0,87/1,00	-	1,4*/1,25**	V206
9	Plane	1,84	-	1,4*/1,25**	V206

\*Krav til sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse (ADP)  $F=1,4$  [1].

\*\*Krav til sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse (a-phi)  $F=1,25$  [1].

#### 6.8.1 Profil 9

Beregnet sikkerhetsfaktor langs profil 9 er tilfredsstillende for både total- og effektivspenningsanalysene for skråning innenfor planområdet;  $F=1,59$  og  $F_{c\phi}=2,64$ .

Plane tilstand er vurdert å være ukritisk, der beregnet sikkerhetsfaktor laveste;  $F=1,84$ .

Konservativt er skråninger lengst nordvest (til venstre i profil 9 på tegning V206) er også vurdert. Beregnet sikkerhetsfaktor for totalspenningsanalyse er ( $F=1,07$ ) og for effektivspenningsanalyse er ( $F_{c\phi}=1,38$ ). Terrenget i denne skråningen er ikke så kritisk representert i dette snittet. Derfor er det vurdert en oppdatert plassering av profil 9 for å inkludere den høye skråningen.

Beregningsresultat er vist i tegning V206.

#### 6.8.2 Profil 9 – oppdatert plassering for skråningen mot sidebekken

Nye beregninger er utført for kun vurdering av skråningen på venstre side av profil 9 ned mot sidebekken. Beregninger viser at sikkerhetsfaktor ikke er tilfredsstillende for totalspenningsanalyse. Beregnet sikkerhetsfaktor er lavere enn 1 ( $F=0,87$ ). Derfor er skjærstyrke representert med C-profil økt med 10 kPa (kun c-profil nr. 1 fra venstre i V206), slik at beregnet sikkerhetsfaktor  $F=1,00$  er oppnådd.

Beregningsresultat er vist i tegning V206.

## 6.9 Profil 11 og 14

Oppsummert beregningsresultat – profil 11 og 14 er vist i Tabell 17.

Tabell 17: Oppsummering av beregningsresultater-pr.11 og 14. Kun sikkerhetsfaktor F for mest kritiske glideflate er presentert.

Profil – dagens situasjon	Plassering av glidesirkel	Sikkerhetsfaktor F ADP - analyse	Sikkerhetsfaktor F (a-phi) - analyse	Krav	Tegning
11	Hoved skråning	0,89/1,01	1,97	1,4*/1,25**	V207
14	Hoved skråning	1,56	-	1,4*/1,25**	V208

\*Krav til sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse (ADP)  $F=1,4$  [1].

\*\*Krav til sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse (a-phi)  $F=1,25$  [1].

Området vest for profil 9 har brattere skråninger enn i pr.9, derfor er dette vurdert langs profil 11. Samme lagdeling, parametere og skjærstyrke som i profil 9 er lagt til grunn i beregninger for profil 11, kun leire 2 er fjernet og tatt et sammenhengende kvikkleirelag for enklere modellering.

Beregninger viser at sikkerhetsfaktor ikke er tilfredsstillende for totalspenningsanalyse. Beregnet sikkerhetsfaktor er lavere enn 1 ( $F=0,89$ ). Derfor er skjærstyrke representert med C-profil økt (kun c-profil nr. 1 til 3 fra høyre i V207). C-pr. nr. 1 og 3 er økt med 5 kPa og C-pr.2 er økt med 10 kPa. Det er gjort flere forsøk til det er kommet til den tilstrekkelige økningen som gir beregnet sikkerhetsfaktor  $F=1,00$ . For effektivspenningsanalyse er beregnet sikkerhetsfaktor laveste; 1,97. Plane tilstand er vurdert å være ukritisk, basert på beregninger langs profil 9. Beregningsresultat er vist i tegning V207.

Oppsummert beregningsresultat i dette området viser god sikkerhetsfaktor i profil 9, lav i profil 11. Området har store terrengvariasjoner ganske lokalt. For å ta høyde for terrengforskjell og sidebidraget (3D-effekt), har vi vurdert stabiliteten i nabosnittene til den kritiske (profil 11). Den ene nabosnitt er 9, og den andre er vurdert lenger vest for 11, et nytt profil; 14. Stabilitetsberegninger i profil 14 er utført ved å legge til grunn samme beregningsgrunnlag i profil 11 (forenklet modell ved å ta bort torv laget lenger bak i skråningen). Beregninger viser god sikkerhetsfaktor  $F=1,56$ . Beregningsresultat er vist i tegning V208.

Sikkerhetsfaktor er over 1,4 for nabosnittene 9 og 14 til den kritiske snitt 11, noe som dokumenterer sidestøtte. Gjennomsnittlig / helhetlig sett er stabiliteten i dette området god nok.

## 6.10 Profil 13 og 12

Oppsummert beregningsresultat – profil 13 og 12 er vist i Tabell 18.

Tabell 18: Oppsummering av beregningsresultater-pr.13 og 12. Kun sikkerhetsfaktor F for mest kritiske glideflate er presentert

Profil – dagens situasjon	Plassering av glidesirkel	Sikkerhetsfaktor F ADP - analyse	Sikkerhetsfaktor F (a-phi) - analyse	Krav	Tegning
13	Hoved skråning	1,15	1,53	1,4*/1,25**	V209
13	Skråning sør for sidebekk	1,39	2,07	1,4*/1,25**	V209
12	Hoved skråning	1,34	1,80	1,4*/1,25**	V210
12	Skråning sør for sidebekk	1,32	1,68	1,4*/1,25**	V210

\*Krav til sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse (ADP)  $F=1,4$  [1].

\*\*Krav til sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse (a-phi)  $F=1,25$  [1].

For vurdering av stabiliteten av sideskråninger til profil 1 i området sør-sørøst er det tatt to nye snitt ved siden av profil 1; profil 13 på tvers av profil 1 og 12 lengst sørøst i dette området. Stabilitetsberegninger i profil 13 og 12 er utført ved å legge til grunn samme beregningsgrunnlag i profil 1.

Profil 13: beregninger viser ikke tilfredsstillende sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse,  $F=1,15$  og høy sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse  $F_{c\phi}=1,53$ . Andre skråninger ned mot sidebekken i sørlige deler (til venstre i tegning 209) er beregnet sikkerhetsfaktor tilfredsstillende i begge analysene. Beregningsresultat er vist i tegning V209.

Profil 12: for skråninger utenfor influensområdet til tiltaket og som ligger innenfor kvikkleirefaresone, er kravet til sikkerhet;  $F_{c\phi} \geq 1,25$  samt krav til robusthet, det vil si  $F$  i totalspenningsanalyse  $\geq 1,20$ . Profil 12 defineres som den ligger utenfor influensområdet til tiltaket, der  $2xH$  i profil 1 er 42 m, og profil 12 ligger ca 50 m unna profil 1. Beregninger viser sikkerhetsfaktor over 1,30 for begge analysene og for alle skråninger i profil 12. Dermed er kravet til sikkerhetsfaktor oppfylt langs dette profilet (12). Beregningsresultat er vist i tegning V210.

### 6.11 Profil 15

I denne versjonen (02) av rapport RIG02 er stabiliteten vurdert langs ny profil; 15 fra boring NO20 og mot vest, et profil parallelt med profil 1, med tanke på at fjellet ved topp av skrånningen ligger dypere enn ved profil 1.

Sammenligning profil 1 og 15 viser at det er tilstrekkelig å legge til grunn like beregnet sikkerhetsfaktor;  $F=1,0$  i begge profilene 1 og 15. Vurdering av profil 15 sammenlignet med profil 1, detaljer og konklusjon er vist på tegning V211.

### 6.12 Profil 10

Stabilitetsberegninger er utført langs profil 10 i denne versjonen (02) av rapport RIG02. Oppsummert beregningsresultat – profil 10 er vist i Tabell 19.

Tabell 19: Oppsummering av beregningsresultater-pr.10. Kun sikkerhetsfaktor  $F$  for mest kritiske glideflate er presentert

Profil – dagens situasjon	Plassering av glidesirkel	Sikkerhetsfaktor $F$ ADP - analyse	Sikkerhetsfaktor $F$ (a-phi) - analyse	Krav	Tegning
10	Hoved skrånning	1,28	2,61	1,4*/1,25**	V212

\*Krav til sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse (ADP)  $F=1,4$  [1].

\*\*Krav til sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse (a-phi)  $F=1,25$  [1].

Beregninger viser ikke tilfredsstillende sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse,  $F=1,28$  og høy sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse  $F_{c\phi}=1,53$ . Som nevnt i avsnitt 5.8.9 er skjærstyrke hentet fra profil 1, men dette er før økning/tilpasningen som måtte gjøres i profil 1, der beregnet  $F$  er mindre enn 1. Beregningsresultat er vist i tegning V212.

### 6.13 Profil 18

Stabilitetsberegninger er utført langs profil 18 i denne versjonen (03) av rapport RIG02. Bakgrunnen for det er å undersøke hvilken effekt stabiliserende tiltak mellom pr. 1 og 15 har i området ned mot bekken. Derfor er beregninger kun fokusert i dette området. Oppsummert beregningsresultat – profil 18 er vist i Tabell 20.

Tabell 20: Oppsummering av beregningsresultater-pr.18. Kun sikkerhetsfaktor  $F$  for mest kritiske glideflate er presentert

Profil – dagens situasjon	Plassering av glidesirkel	Sikkerhetsfaktor $F$ ADP - analyse	Sikkerhetsfaktor $F$ (a-phi) - analyse	Krav	Tegning
18	Ned mot Håbrubekken	1,64	-	Ikke forverring	V410

## 7 Foreslåtte *minimum* av stabiliserende tiltak

### 7.1 Generelt

For tiltakskategori K4 i lav og middels faregradsklasse, hvis sikkerhetsfaktor ikke oppfyller kravet, må stabiliteten forbedres prosentvis, basert på tabell 3.3 i NVE veileder [1].

Det er brukt figur 3.3 i [1] for å finne *minimum* prosentvis forbedring for alle kritiske snitt der beregnet sikkerhetsfaktor ikke er tilfredsstillende.

For skråninger utenfor influensområder til tiltaket, men som kan ramme tiltaksområdet er kravet til sikkerhet  $F_{\phi} \geq 1,25$ , samt krav til robusthet  $F \geq 1,2$ . Ved lavere initiell sikkerhet enn kravet, må sikkerhetsfaktor økes prosentvis iht. tabell 3.3 og figur 3.3 [1]. Disse skråningene er også vurdert i dette kapittelet.

Deler av beregninger innehar en del usikkerhet pga. tynt grunnlag, og dermed er det i hovedsak lagt til grunn konservative antagelser. Dette kan påvirke i stor grad omfanget av foreslåtte stabiliserende tiltak.

De foreslåtte stabiliserende tiltak i hovedsak er i form av avlastning i skråningstopp, i tillegg til i mindre grad motfylling.

Alle foreslåtte stabiliserende tiltak må detaljprosjekteres i senere fase, men før utbygging. Det er kartlagt usikre momenter som kan ha betydning for omfanget av stabiliseringen og kan dermed vurderes i sammenheng med detaljprosjekteringsfase.

Det må suppleres grunnundersøkelser for å ha bedre grunnlag til prosjektering av detaljutformingen av stabiliserende tiltak/terrengendringer.

Vi gjør oppmerksom på at det ikke utført en vurdering av tap av skjærstyrke etter avlastning iht. [1]. Denne effekten vil erfaringsmessig ha minimal betydning og kompenseres ved å sikre en litt større terrengforbedring enn minimumskravet. I tillegg er det lagt til grunn sikkerhetsfaktor i gjennomsnitt  $F=1,00$  for vurdering av stabiliserende tiltak i de fleste profilene.

I senere delkapitler 7.2 til 7.4 presenteres beregningsresultat i forbedringssituasjon. I tillegg beskrives omfanget av stabiliserende tiltak, samt kartlegging av usikre momenter og evt. behov for supplerende grunnundersøkelser og utfordringer ved gjennomføring av foreslåtte stabiliseringen. Dette gjelder for alle kritiske snitt både innenfor og utenfor influensområdet til tiltaket.

Prosentvis forbedring skal oppnås i alle glideflater med sikkerhetsfaktor lavere enn  $F=1,4$ . Beregninger viser at det ikke er alltid den *opprinnelig kritiske glideflate som er kritisk etter forbedring*. Det viser seg at det er andre glideflater som er dimensjonerende for forbedrings/stabiliseringstiltakets omfang enn den *opprinnelig* laveste. Dette er oppsummert i aktuelle tabeller for hvert profil, der kun de dimensjonerende glideflater som er presentert i tabeller med krav til forbedringsprosent og oppnådd sikkerhetsfaktor før- og etter utført stabiliserende tiltak.

På tegninger er flere glideflater presentert i tillegg til den dimensjonerende. Det er vist begge flater (før- og etter stabiliserende tiltak).

### 7.2 Skråninger innenfor planområdet

#### 7.2.1 Profil 1 og 15 – stabiliserende tiltak

To momenter som har stor betydning og påvirkning av beregningsresultat:

- ❖ Fjellforløp mellom boringer 13 og NO2 langs profil 1 og boringer NO20 og NO9 langs profil 15.
- ❖ Fast grunn (laget rett over fjell); om det laget har drenert eller udrenert oppførsel, særlig oppe i skråningen rett nedenfor boring 13. I tillegg har skjærstyrke i det laget mye å si i beregningsresultat, hvis den skal modelleres som udrenert.

Ved å ta konservative antagelser ang. de to momentene nevnt ovenfor og som det er beskrevet i avsnitt 6.2, må det gjennomføres stabiliserende tiltak for å tilfredsstille kravet til sikkerhetsfaktor iht. NVE veileder [1].

Det må gjennomføres minst motfylling på ca. 2 høydemeter for å oppnå kravet til forbedring for alle kritiske glideflater. Beregningsresultat-pr.1 (som også er representativ for profil 15) er oppsummert i Tabell 21 og er vist på tegning V300.

Tabell 21: Pr. 1 beregningsresultat, krav til forbedringsprosent og oppnådd sikkerhetsfaktor etter ST

Profil	Sikkerhetsfaktor F ADP – analyse. Dagens situasjon	Krav prosentvis forbedring	Krav til F basert på prosentvis forbedring	Oppnådd F etter ST*	Tegning
1	1,01	10%	1,10	1,19	V300
1	1,24	4%	1,29	1,33	V300

\*ST: forkortelse for stabiliserende tiltak

#### 7.2.1.1 Detaljprosjektering av stabiliserende tiltak og utfordringer – profil 1 og 15

Supplerende grunnundersøkelser bør gjennomføres før detaljprosjektering for å ha bedre grunnlag, særlig kartlegging av fjell mellom boringer 13 og NO2 og NO20 og NO9 med måling av skjærstyrke.

Det er mulig å legge på motfylling mer enn nødvendig for best mulig utnyttelse av arealbruk i området. Men dette må kontrolleres mot setningsproblematikken i grunnen, og vertikaldrensbehov for å få setningen påløpt tidnok i forhold til utbygging. Fundamenteringsforhold må vurderes i forbindelse med motfylling av større omfang.

#### 7.2.2 Profil 3 – stabiliserende tiltak

Det må gjennomføres minst avlastning ca. 2 høydemeter for å oppnå kravet til forbedring i alle kritiske glideflater. Beregningsresultat-pr.3 er oppsummert i Tabell 22 og er vist på tegning V301.

Tabell 22: Pr. 3 beregningsresultat, krav til forbedringsprosent og oppnådd sikkerhetsfaktor etter ST

Profil	Sikkerhetsfaktor F ADP – analyse. Dagens situasjon	Krav prosentvis forbedring	Krav til F basert på prosentvis forbedring	Oppnådd F etter ST*	Tegning
3	1,01	10%	1,10	1,13	V301

\*ST: forkortelse for stabiliserende tiltak

#### 7.2.2.1 Detaljprosjektering av stabiliserende tiltak og utfordringer – profil 3

For best mulig utnyttelse av arealbruk i området er det mulig med større omfang avlastning på skråningstopp i den haugen på plataet i profil 3 enn det minimum nødvendige for stabilisering. Opp til 4-5 m avlastning ser ut å være gjennomførbart ut fra foreliggende grunnundersøkelser. Mer enn dette bør det suppleres grunnundersøkelser i det plataet for å ha bedre grunnlag i prosjekteringsfase med tanke på om det treffes bløtt grunn ved dype avlastninger.

### 7.2.3 Profil 5 – stabiliserende tiltak

For profil 5-skråning 1 er verken total- eller effektivspenningsanalyse tilfredsstillende. Det er vurdert ulike omfang av nedplanering i det høye platået. Vurderinger viser at effektivspenningsanalyse som er dimensjonerende for å bestemme endelig omfang.

1,8 – 1,9 høydemeter avlastning gir tilstrekkelig resultat for effektivspenningsanalyse og mer enn nødvendig for totalspenningsanalyse. Beregningsresultat-pr.5 er oppsummert i Tabell 23 og er vist på tegning V302.

For skråning 2 vil det foreslåtte stabiliserende tiltak forbedre resultatene i den skråningen også, det vil si at laveste  $F=1,41$  vil økes også som følge av nedplaneringen.

For skråning 3 vurderes dette å være uaktuelt for planområdet, der ved evt. et ras vil massene ligge i den liten sidebakk og fungere som stabiliserende mot skråning 2 som ligger i planområdet. I tillegg er stabiliteten forbedret i sideskråningen mot bebyggelse, og sidebekken er vurdert som liten og ikke erosjonsaktiv.

Tabell 23: Pr. 5 beregningsresultat, krav til forbedringsprosent og oppnådd sikkerhetsfaktor etter ST

Profil	Sikkerhetsfaktor F ADP – analyse og F <sub>cφ</sub> . Dagens situasjon	Krav prosentvis forbedring	Krav til F basert på prosentvis forbedring	Oppnådd F etter ST*	Tegning
5	1,02	9,5%	1,12	1,19	V302
5	1,18**	5,5%	1,24	1,24	V302

\*ST: forkortelse for stabiliserende tiltak

\*\*sikkerhetsfaktor i effektivspenningsanalyse

#### 7.2.3.1 Detaljprosjektering av stabiliserende tiltak og utfordringer – profil 5

Effektivspenningsanalyse er dimensjonerende i profil 5. Beregningsresultat er sensitivt til endring av grunnvannstand (GVS). Det kan hende at ved mer nøyaktige målinger at man minimerer omfang av stabiliserende tiltak, i tilfelle GVS ligger dypere enn antatt og benyttet i beregninger.

I detaljprosjekteringsfase må GVS registreres. Deretter fastsetter man omfanget av nedplanering i det høye platået ved boring 14-R.1762.

For bedre arealbruk, kan det bli behov for mer nedplanering enn 2 m. I dette tilfelle bør det suppleres grunnundersøkelser i det platået for å ha bedre grunnlag i prosjekteringsfase med tanke på om det treffes bløt grunn. Avlastning ned til bløt/sensitiv grunn kan gi anleggsmessige utfordringer/merkostnader.

Dersom man påviser bløt grunn i liten dybde, kan man vurdere en mindre avlastning kombinert med motfylling i sidebekken ved boring NO8.

### 7.2.4 Profil 7 – stabiliserende tiltak

Det må gjennomføres miste avlastning på ca. 1,25 høydemeter for å oppnå kravet til forbedring i alle kritiske glideflater. Beregningsresultat-pr.7 er oppsummert i Tabell 24 og er vist på tegning V303.

Tabell 24: Pr. 7 beregningsresultat, krav til forbedringsprosent og oppnådd sikkerhetsfaktor etter ST

Profil	Sikkerhetsfaktor F ADP – analyse. Dagens situasjon	Krav prosentvis forbedring	Krav til F basert på prosentvis forbedring	Oppnådd F etter ST*	Tegning
7	1,07	8,5%	1,16	1,20	V303



7	1,27	3,5%	1,31	1,31	V303
---	------	------	------	------	------

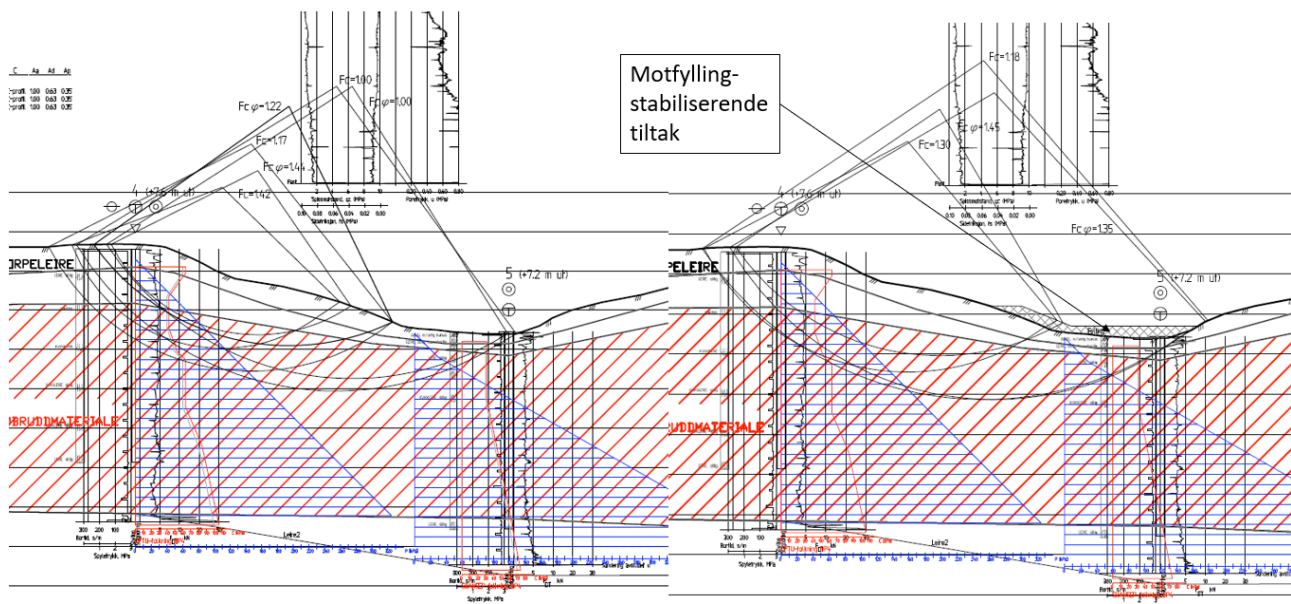
\*ST: forkortelse for stabiliserende tiltak

#### 7.2.4.1 Detaljprosjektering av stabiliserende tiltak og utfordringer – profil 7

Det er mulig med større omfang avlastning på skråningstopp i den haugen på platået i profil 7 enn det nødvendig for best mulig utnyttelse av arealbruk i området. Ved mer enn 2 m avlastning bør det suppleres grunnundersøkelser i det platået for å ha bedre grunnlag i prosjekteringsfase med tanke på om det treffes bløt grunn.

For skråninger i nord, og generelt i bekkkantene må det i tillegg til avlastningen i profil 7, gjennomføres foreslåtte stabiliserende tiltak (Rambøll/Trondheim kommune) med heving av bekkene (1-3) m for å anse planområdet skredsikkert.

Det nærmeste profil fra Rambøll sine vurderinger [12] er profil B som vurderer den høye skråningen til ca. kote 130 på andre side av bekkene. Her viser beregninger at det må fylles og erosjonssikres ca. 1,5 m i bekkbunn for å tilfredsstille kravet om vesentlig forbedring. Et utklipp, vist i Figur 18, er hentet fra tegninger 210 og 211 i [12] som viser beregninger for dagens situasjon og omfanget av stabiliserende tiltak.



Figur 18: Figur til venstre fra tegning 210, [12] viser dagens beregningsresultat. Figur til høyre fra tegning 211, [12] viser beregninger med foreslått stabiliserende tiltak (motfylling).

#### 7.2.5 Profil 8 – stabiliserende tiltak

Det må gjennomføres miste avlastning på ca. 1,5 høydemeter for å oppnå kravet til forbedring i alle kritiske glideflater. Beregningsresultat-pr.8 er oppsummert i Tabell 25 og er vist på tegning V304.

Tabell 25: Pr. 8 beregningsresultat, krav til forbedringsprosent og oppnådd sikkerhetsfaktor etter ST

Profil	Sikkerhetsfaktor F ADP – analyse. Dagens situasjon	Krav prosentvis forbedring	Krav til F basert på prosentvis forbedring	Oppnådd F etter ST*	Tegning
8	1,01	10%	1,10	1,14	V304
8	1,12	7%	1,20	1,29	V304

\*ST: forkortelse for stabiliserende tiltak

### 7.2.5.1 Detaljprosjektering av stabiliserende tiltak og utfordringer – profil 8

Foreslått stabiliserende tiltak vil foregå utenfor planområdet, nærmere skråningskant ned mot sidebekken (venstre skråning i profil 8). Selv om skråningen er utenfor planområdet, vil et evt. ras som kan oppstå i denne skråningen, ramme planområdet ved sideveis retrogressivt skred. Det vil ikke være behov for mer avlastning med tanke på arealbruk. Men det er rom for det ved behov. Mer enn 2-2,5 m avlastning ved boring NO15 bør det suppleres grunnundersøkelser i dette området for å ha bedre grunnlag i prosjekteringsfase med tanke på om det treffes bløt grunn.

Det er påvist torv i det flate partiet av profilet lengst nordvest, ved boring NO14. Opptatte prøver viser 2 m tykk tovlag, og fra loggboka noterer borelederen at torv er påvist i nivå 3,3 m under terrenget, se Tabell 2. Miljømessig anbefales det å gjøre minst mulig inngrep når det gjelder fjerning av torv. Hvis torvlaget kommer i konflikt med bygninger eller infrastruktur som f.eks. veg eller VA ledninger, må torvlaget fjernes.

### 7.2.6 Profil 13 – stabiliserende tiltak

Ved evt. et ras som kan oppstå i sideskråning til profil 1, representert med profil 13, kan det forplante seg sideveis mot profil 1 og evt. ramme tiltaksområdet ved profil 1. Skråningen ved profil 13 regnes som den er innenfor influensområdet til tiltaket, der 2xH i profil 1 er 42 m, og profil 13 ligger ca. 10 m unna profil 1.

Ca. 1 m avlastning i skråningstopp som starter like ved boring 13-R.1762 gir tilstrekkelige forbedring i alle kritiske snitt. Beregningsresultat-pr.13 er oppsummert i Tabell 26 og er vist på tegning V306.

Tabell 26: Pr. 13 beregningsresultat, krav til forbedringsprosent og oppnådd sikkerhetsfaktor etter ST

Profil	Sikkerhetsfaktor F ADP – analyse. Dagens situasjon	Krav prosentvis forbedring	Krav til F basert på prosentvis forbedring	Oppnådd F etter ST*	Tegning
13	1,15	6%	1,22	1,22	V306

\*ST: forkortelse for stabiliserende tiltak

### 7.2.6.1 Detaljprosjektering av stabiliserende tiltak og utfordringer – profil 13

Det samme gjelder her som i profil 1. Supplerende grunnundersøkelser bør gjennomføres før detaljprosjektering for å ha bedre grunnlag, særlig kartlegging av fjell mellom boringer 13 og NO2 med måling av skjærstyrke.

Vi mener at behovet for stabiliserende tiltak langs profil 13 er avhengig av fjellkartlegging og måling av skjærstyrke. Ved bedre grunnlag kan det hende at krav til sikkerhet oppfylles uten tiltak.

Det er også mulig å vurdere motfylling nede i sidebekken som et alternativ.

### 7.2.7 Profil 10 – stabiliserende tiltak

Det må gjennomføres minst motfylling på ca. 1,5 høydemeter for å oppnå kravet til forbedring for alle kritiske glideflater. Beregningsresultat-pr.10 er oppsummert i Tabell 27 og er vist på tegning V307.

Tabell 27: Pr. 10 beregningsresultat, krav til forbedringsprosent og oppnådd sikkerhetsfaktor etter ST

Profil	Sikkerhetsfaktor F ADP – analyse. Dagens situasjon	Krav prosentvis forbedring	Krav til F basert på prosentvis forbedring	Oppnådd F etter ST*	Tegning
10	1,31	2,5%	1,34	1,35	V307
10	1,28	3%	1,32	1,41	V307

\*ST: forkortelse for stabiliserende tiltak

#### 7.2.7.1 Detaljprosjektering av stabiliserende tiltak og utfordringer – profil 10

Supplerende grunnundersøkelser bør gjennomføres før detaljprosjektering for å ha bedre grunnlag, særlig kartlegging av fjell mellom borer NO21 og NO8 med måling av skjærstyrke.

Det ser ut fra landskapsplan at østlige grenser av planområdet er endret (trukket inn), se tegning V105, men geotekniske vurderinger er basert på den opprinnelige reguleringsgrenser (vist med rosa linje i alle plantegninger). Innsnevring av østlige grenser gir mindre reguleringsareal, og dermed kan profil 10 vurderes å ligge utenfor influensområdet til tiltaket, hvor planlagt bygging i øst ligger langt bort fra skråningstopp (mer en 2xH).

Geotekniske vurderinger og krav til stabiliseringstiltak er basert på det meste konservative tilfellet (opprinnelige reguleringsgrenser). Hvis det viser seg at fremtidig utbygging skal oppføres som LARK har foreslått i østlige deler, vil det ikke være behov for stabiliserende tiltak langs profil 10. Dette er fordi profilet ligger utenfor influensområdet til tiltaket og kravet er dermed kun robusthet  $F \geq 1,20$  (oppnådd F i pr. 10 = 1,28).

### 7.2.8 Profil 18 – stabiliserende tiltak

Stabilitetsberegninger langs pr.18 viser at stabiliteten ned mot Håbrubekken ikke blir påvirket av motfyllingen (stabiliserende tiltak) lagt inn i området mellom pr. 1 og 15. Beregningsresultat-pr.18 viser at oppnådd sikkerhetsfaktor i totalspenningsanalyse før og etter utført stabiliserende tiltak er den samme  $F=1,64$ , se tegning V410.

## 7.3 Skråninger utenfor influensområdet til tiltaket

Stabiliserende tiltak for skråninger utenfor influensområdet til tiltaket (men som kan ramme tiltaksområdet) må gjennomføres på lik linje med stabiliserende tiltak innenfor planområdet og i kantraviner i nord før utbygging i planområdet Håbrubekken er satt i gang for å anse området skredsikkert.

### 7.3.1 Profil 9 og profil 9 – oppdatert skråning mot sidebekken – stabiliserende tiltak

Stabiliserende tiltak gjelder egentlig skråninger vest for planområdet på andre side av sidebekken. Vi vurderer at ved evt. et ras som kan oppstå i denne skråningen vil raset i stor grad ikke påvirke planområdet.

Vi har vurdert tre scenarier i tilfelle et evt. ras kan skje:

- 1- Utraste masser vil utløpe langs bekken, hvis andelen av sprøbruddmaterielat er stor nok.
- 2- Ellers vil skredmasser, som ikke er sprøbruddmateriale, bli liggende i bekkeløpet og minimere høydeforskjell, noe som virker stabiliserende og stopper videre/progressiv skredutvikling.

- 3- Ved ras i skråningen vil evt. et retrogressivt skred ned i bekkesenkningen oppstå og evt. utvikle seg bakover (retning øst) og oppnå planområdet. Dette tilfelle er lite sannsynlig å skje, fordi kvikkleirelaget antas å ligge 5 m dypt og skråningen i øst er ganske slak med skråningshelning 1:8. Men dette kan likevel ikke utelukkes.

I naboområdet; Kvenild, har Rambøll vurdert et tiltak i forbindelse med reguleringsplaner for utbygging på eiendommen vest for planområdet. Det foreligger et forslag om nedplanering av hele området i vest til kote +126. Dagens høyeste kote er ca. +131, del vil si ca. 5 m nedplanering. Beregningsmessig langs profil 9 – oppdatert skråning mot sidebakk, viser at 2,5 m avlastning gir mer enn tilstrekkelig krav til forbedringen. 2,5 m er bestemt basert på terrengmessige forhold, detaljer vist i tegning V305. Planene på Kvenild viser dobbelt så stort omfang, noe som gir mer enn det nødvendige kravet. Beregningsresultat-pr. 9 oppdatert plassering er oppsummert i Tabell 28 og er vist på tegning V305.

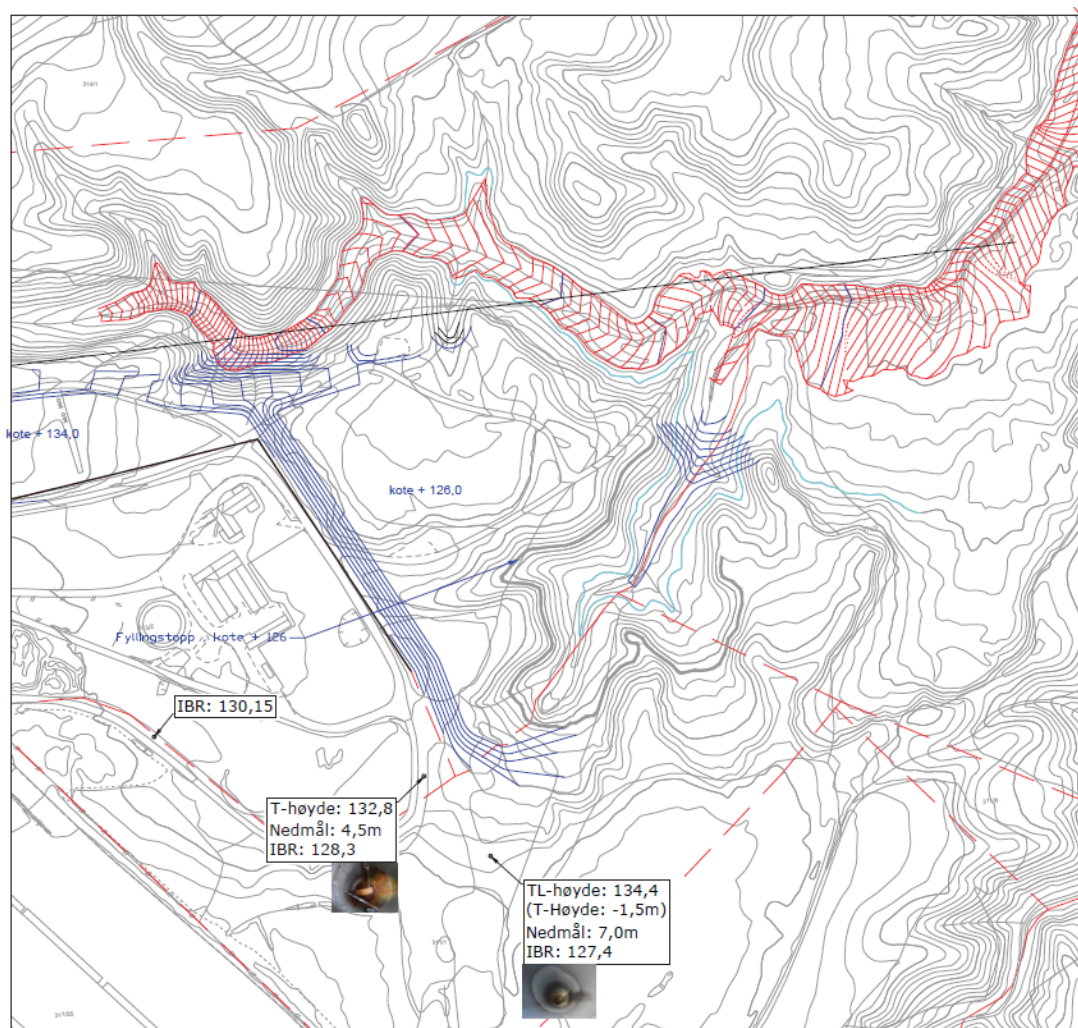
Tabell 28: Pr. 9 oppdatert plassering beregningsresultat, krav til forbedringsprosent og oppnådd sikkerhetsfaktor etter ST

Profil	Sikkerhetsfaktor F ADP – analyse. Dagens situasjon	Krav prosentvis forbedring	Krav til F basert på prosentvis forbedring	Oppnådd F etter ST*	Tegning
9 oppdatert plassering	1,0	10%	1,10	1,32	V305

\*ST: forkortelse for stabiliserende tiltak

#### 7.3.1.1 Detaljprosjektering av stabiliserende tiltak og utfordringer – profil 9 og oppdatert skråning mot sidebakk

Foreslåtte planer av Rambøll for nedplanering til kote +126 på Kvenild området, vest for planområdet, gir mer enn det nødvendige for å oppfylle kravet til forbedring. Rambøll sin vurdering er vist i Figur 19.



Figur 19: Utklippet hentet fra Rambøll tegning for illustrasjon til reguleringsplan på Kvenild datert 25.03.2022.

#### 7.4 Skråninger syd for planområdet

Reguleringsområdet kan være utsatt for utløpsmasser (skredmasser) fra eventuelle skred i det høyere liggende terrenget i syd. Dette er et stort område som *etter det vi vet* er lite grunnundersøkt. Å sikre robusthet mot at skred utløses i dette området kan kreve mye terrengavlastning (i de sydlige områdene utenfor planområdet). Eventuelle skredmasser vil naturlig kanaliseres langs bekkene, det vil si at utløpsområdene fra skred i sydlige deler vil begrense seg til områdene nær bekken. Der bekken har flate sideområder, kan det eventuelt etableres små voller som kanalisere eventuelle skredmasser.

Reguleringen kan la være å utnytte utløpsområdet langs Håbrubekken til annet enn en veiforbindelse mellom øst- og vestsiden. Dermed vil eventuelt utløp av skredmasser fra områdene syd for reguleringsområdet få kun mindre konsekvenser for reguleringsområdet. Senere er det sannsynlig at det skal reguleres til industri også i syd områdene, og i den sammenheng vil det bli krav til å øke sikkerheten mot skred også der. Dette vil i fremtiden gi robusthet mot at «Håbrubekken» reguleringsområde rammes av skred fra syd områdene. *Vi tar imidlertid høyde for at det ikke nødvendigvis blir bygd i syd områdene.*

Vi mener at man kan og skal unngå bygging i utløpssonen langs Håbrubekken og slik unngå at tiltak rammes av skredmasser fra sydliggende områder. Reguleringsområdet for øvrig vil ikke rammes.

Det er *imidlertid* behov for veiforbindelse som krysser Håbrubekken. Det vil være mulig å legge bekken i en kulvert under veien, og dimensjonere kulverten slik at den har kapasitet nok til at skredmasser fra sydområdet kan renne gjennom uten å ramme tiltaksområdet eller veien. Slik skredmasser forventes å ha et lite volum i så stor avstand fra løснеområdet i syd, *mer detaljer presentert i delkapittel 8.11.*

Når området syd for reguleringsområdet *eventuelt* bygges ut, vil også dette området stabiliseres, og risikoen reduseres.

Eventuell stabilisering (nedplanering) av sydområdene vil være svært store inngrep i forhold til risikoreduksjonen, i og med at det ikke er pågående erosjon i dette området, og dermed liten sannsynlighet for at skred skulle utløses her.

Vi har gjort en overslagsvurdering på en evt. utløpssone for skred fra overliggende terreng i syd som løper ut langs Håbrubekken. Vi anslår høyde på skredmasser maksimalt 3 høydemeter. Dette ligger til grunn for sonestørrelsen skissert/tegnet og er vist på tegning V104. Denne sonen kan ikke benyttes til utbygging.

## 8 Stabilitet med planlagt utbygging og terrengtilpasning

For å oppnå en fornuftig arealutnyttelse av området, planlegges det stedvis vesentlig større nedplaneringer av de høyestliggende delene av området enn det minimumskravet til stabiliserende tiltak, som er beregnet/presentert i forrige kapittel. En oversikt over planlagte terrengjusteringer er vist på tegning V105.

I dette kapitlet presenteres geotekniske vurderinger og til dels stabilitetsberegninger for planlagte utbygginger og terrengtilpasninger. Resultater er sammenlignet med minimum stabiliserende tiltak for å dokumentere at planlagt situasjon tilfredsstiller minimumskravet til stabilitet (eller mer). I tillegg har vi gitt noen kommentarer og forslag til justeringer i arealtilpasningen for å unngå en situasjon som kan gi forverring av stabilitet og graving i veldig sensitive masser (kvikkleire).

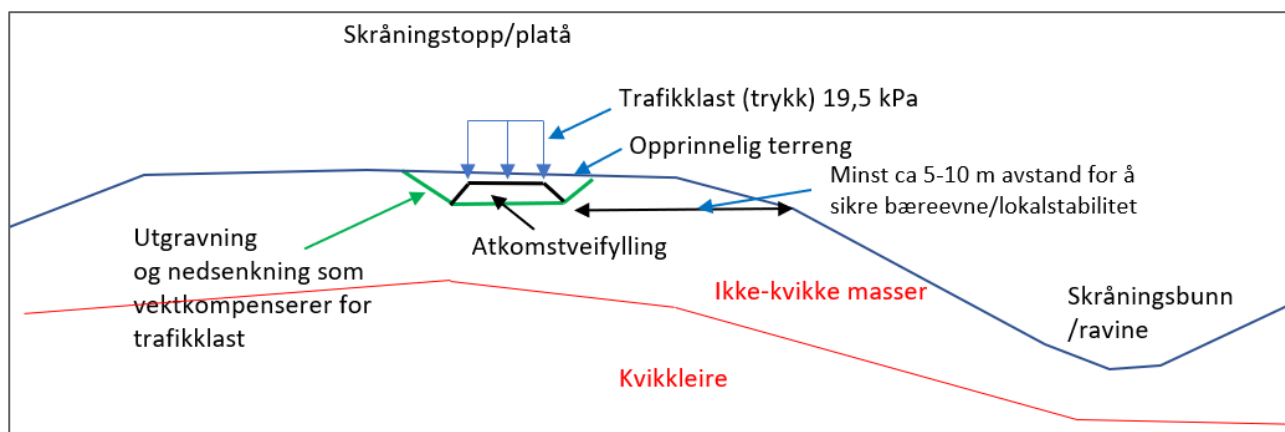
Vurderingene og stabilitetsberegninger er utført langs både nye beregningsprofil (utført av Norconsult for dette prosjektet), samt tidligere profil beregnet av Rambøll. I tillegg har vi vurdert i overordnet nivå atkomst- og anleggsveier og stabiliteten syd for planområdet og veikryssing.

### 8.1 Atkomstvei og anleggsveier

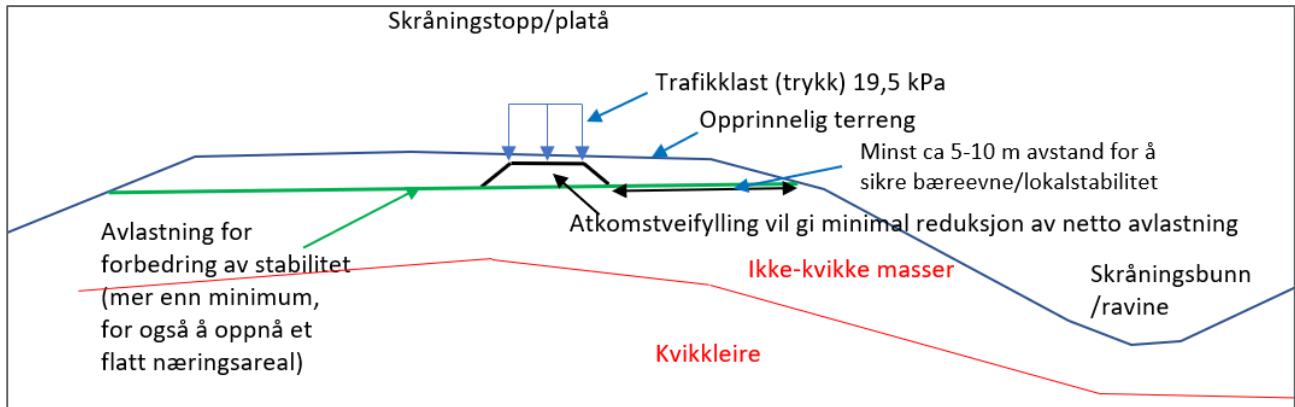
Atkomstvei og internveier på området må etableres på en måte som unngår forverring av dagens situasjon, samt sikrer tilstrekkelig lokalstabilitet iht. gjeldende regelverk. For å unngå forverring må veien etableres vekt kompensert der veien går nær topp/midtre del av skråning, og med netto massetilførsel ved bunn skråning.

På foreliggende planer vil storparten av atkomstveien følge terrengrygg (topp skråning). Der det ikke avlastes for terrengtilpasning, legges det til grunn at veioverflaten legges noe lavere enn opprinnelig terreng, slik at det graves ut mer enn det tilføres av vekt, inkludert trafikklast. Dette prinsippet vil også gjelde tilsvarende anleggsveier i forbindelse med gjennomføring av stabiliserende tiltak, avlastningsarbeider og fremtidig bygging.

Prinsippsnitt for atkomstvei ved platå/skråningstopp er vist for situasjon uten generell terrengavlastning i Figur 20 og med terrengavlastning i Figur 21.

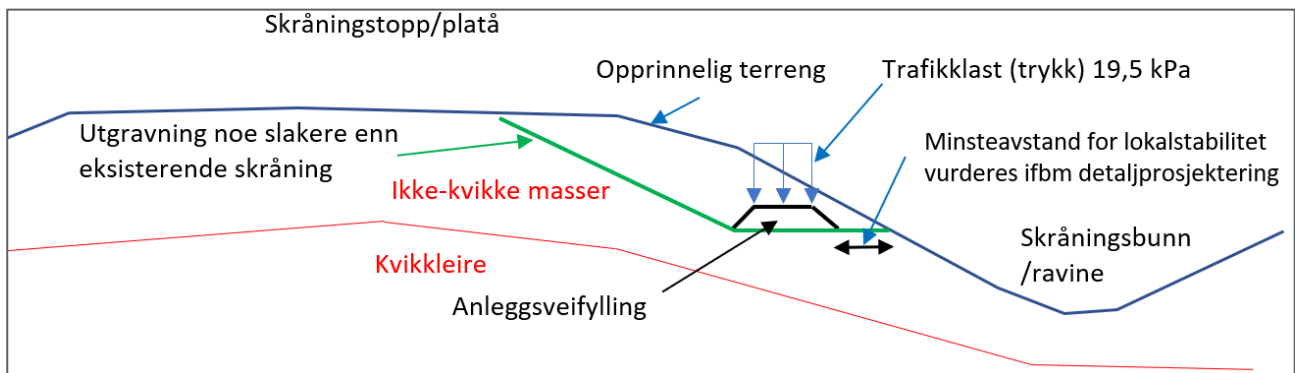


Figur 20: Prinsipp for atkomstvei på platå/skråningstopp som sikrer ikke-forverring av områdestabilitet og god lokalstabilitet.



Figur 21: Prinsipp for atkomstvei på platå/skråningstopp der området avlastes for områdestabilitetsforbedring og sikrer god lokalstabilitet.

Der det eventuelt skulle bli nødvendig med anleggsvei midt i skråning, f.eks. i forbindelse med anlegging av kulvert for kryssing av Håbrubekken, må man regne med behov for å grave slik at man forskyver skråningen ovenfor veien til en minst like slak skråning som eksisterende skråning, se prinsipp i Figur 22.



Figur 22: Prinsipp for anleggsvei i skråning og tilhørende avgraving for å sikre ikke-forverring av stabiliteten.

Per i dag foreligger ingen endelige planer om planlagte atkomst- og anleggsveier, og dermed er ovennevnte vurderinger regnes som prinsipielt. Det skal i alle faser i prosjektet oppfylles kravet til sikkerhet for både område- og lokalstabilitet etter gjeldende regelverk.

## 8.2 Profil 1

I profil 1 planlegges en moderat oppfylling på mellomplatået i tillegg til minimum stabiliserende motfylling. Det vil si at i tillegg til minimum motfylling, strekkes fyllingen noe nærmere bekken, se tegning V400. Oppfyllingen skal avsluttes mot eksisterende terreng i tilstrekkelig avstand fra bekkeskråningen til at stabiliteten ned mot bekken ikke forverres.

Bygg planlegges omtrent midt på platået slik at bygningsvekten vil gi en liten forbedring av stabiliteten i øvre skråning, og en liten forverring av stabiliteten midt på platået og ned mot bekken. Men avstanden fra bygg til bekken er så stor at stabiliteten er godt over minstekravet på sikkerhetsfaktor, som er 1,61 etter bygging (sikkerhetsfaktor reduseres fra 2,21 til 2,10). For stabiliteten lokalt ned mot Håbrubekken vil planlagt byggplassering ikke påvirke stabiliteten (beregnet sikkerhetsfaktor for dagens situasjon er 1,63, se tegning V200 og den er samme i ferdig bygd situasjon, se tegning V400).



Stabilitetsberegningsresultat og geotekniske vurderinger med konklusjon er vist på tegning V400.

### 8.3 Profil 3

I profil 3 planlegges en stor nedplanering av det høyestliggende partiet, det vil si at det planlegges en vesentlig større nedplanering enn det minimum som gir tilstrekkelig stabilitet. Stabiliteten for kritiske glideflater blir dermed vesentlig forbedret, fra sikkerhetsfaktor ca. 1,01 til over 1,5, se tegning V401. Skisserte småfyllinger mot Håbrubekken fjernes i revidert landskapsplan, da disse slik de er tegnet (tegning V401) gir en minimal stabilitetsforverring lokalt.

Bebyggelse planlegges i det nedplanerte arealet og vil generelt ha en vesentlig mindre vekt enn de fjernede massene, men plasseringen må vurderes nøye. Bygget må forskyves cirka 5 m til venstre i forhold til LARKs skisse for ikke å gi en lokal forverring mot Håbrubekken. Samlet beregnes sikkerhetsfaktor 1,51 for den tidligere kritiske glideflaten og 1,35 for ny, kritisk glideflate. Dette er godt over minimumskravet til stabilitetsforbedring (områdestabilitet). Ny, kritisk glideflate med sikkerhetsfaktor 1,35 anses som områdestabilitetsproblematikk (ikke lokalstabilitet), da bygningsvekten i liten grad påvirker sikkerhetsfaktoren.

Det kan bli nødvendig å fundamenterer byggene på hel bunnplate for å fordele lokale lastkonsentrasjoner, av hensyn til lokalstabilitet.

Ut fra de utførte grunnundersøkelsene, ventes ikke graving i eller særlig nær kvikkleire ved dette profilet, men det må graves nær generelt bløte og noe sensitive løsmasser. Blant annet oppbygning av anleggsveier for avlastning og utbygging må vurderes nærmere i senere fase.

Stabilitetsberegningsresultat og geotekniske vurderinger med konklusjon er vist på tegning V401.

### 8.4 Profil 4

I profil 4 planlegges minimale terrengjusteringer. Skisserte nytt terreng mot Håbrubekken fjernes i revidert landskapsplan, da disse slik de er tegnet (tegning V402) gir en minimal stabilitetsforverring lokalt.

Det planlegges bygninger på høyeste del (platå) i området. Bebyggelsen bør plasseres omtrent midt på platået, slik at bygningsvekt ikke belaster skråningene. Da sikres også tilstrekkelig lokalstabilitet for byggene. Bebyggelsen er av LARK skissert nær skråning mot Håbrubekken. Bebyggelsen må forskyves vestover i forhold til denne skissen for å gi tilstrekkelig lokalstabilitet uten omfattende fundamenteringstiltak. I teorien kan man utføre kompensert fundamentering der bygg er skissert (se tegning V402) og dermed unngå områdestabilitetsforverring, men en forskyvning mot midten av platået er hensiktsmessig både for lokal- og områdestabilitet.

Geotekniske vurderinger med konklusjon er vist på tegning V402.

### 8.5 Profil 5

I profil 5 planlegges en stor nedplanering av det høyestliggende partiet, det vil si at det planlegges en vesentlig større nedplanering enn det minimum som gir tilstrekkelig stabilitet, se tegning V403. Stabiliteten for kritiske glideflater blir dermed vesentlig forbedret.

Mot Håbrubekken er det skissert en liten utfylling. Denne fjernes fra landskapsplanen, da den vil gi en stabilitetsforverring, og det er lite rom for stabilitetsforverring i og med at sikkerhetsfaktor er beregnet til 1,67 før utfylling

Bygg planlegges omtrent midt på platået slik at bygningsvekten vil gi en liten forbedring av stabiliteten i øvre skråning, og en liten forverring av stabiliteten ned mot Håbrubekken hvis bygget ikke fundamenteres vektkompensert. I praksis bør bygget vektkompenseres, ettersom det ikke tillates noen vesentlig forverring av stabiliteten ned mot bekken. Stabiliteten av øvre del av skråningen ved planlagt bygg er meget god etter den store nedplaneringen. Vektkompensert utbygging er dermed stabilitetsmessig uproblematisk.

Ut fra de utførte grunnundersøkelsene, ventes graving i forbindelse med nedplanering å nå ganske nær kvikkleire ved dette profilet. Derfor må blant annet oppbygning av anleggsveier for avlastning og utbygging vurderes nærmere i senere fase, med tanke på lokal bæreevne. I denne sammenheng skal det i senere fase gjøres supplerende grunnundersøkelser for å kartlegge detaljene og evt. gjøres en noe mindre avlastning (nedplanering).

Geotekniske vurderinger med konklusjon er vist på tegning V403.

## **8.6 Profil 7**

I profil 7 planlegges terrengavlastning inntil 6 m i høyestliggende del, og en moderat oppfylling (1-1,5 m) i nedre, flate del mot bekken i øst, se tegning V404. Nedplaneringen gir en stor stabilitetsforbedring. Oppfyllingen er stabilitetsmessig uproblematisk ettersom bekken er grunn (sjekket ved befarings) og terrenget generelt har liten helning.

Nedplaneringen på inntil 6 m går ned til antatt kvikkleire. En reduksjon av avlastningen vil være hensiktsmessig for å forenkle den anleggsmessige gjennomføringen av avlastningen (trafikkering med anleggsmaskiner). En mellomting mellom minimumsavlastning (cirka 2 m) og 6 m vil sikre både anleggsgjennomføring og stabilitetsforbedring. Supplerende grunnundersøkelser i senere fase kan evt gi nærmere svar på hvor dypt kvikkleira /sensitiv leire ligger.

Det planlegges bygg på det moderat oppfylte området. Dette er stabilitetsmessig gunstig. Oppfyllingen vil gi langtidssetninger som må vurderes og hensyntas ifbm utbyggingen.

Geotekniske vurderinger med konklusjon er vist på tegning V404.

## **8.7 Profil 8**

I profil 8 planlegges minimum stabiliserende tiltak, samt utbygging av atkomstvei i høyestliggende del, se tegning V405. Atkomstveien ligger i god avstand fra skråningstoppen og lokalstabiliteten for veien vil dermed ivaretatt så lenge det masseutskiftes til tilstrekkelig forsterknings- og bærelag.

Det er påtruffet inntil cirka 3 m torvtykkelse i de undersøkte punktene der atkomstveien planlegges. Torven må masseutskiftes med bæredyktige masser under veien. Utskiftning av torv med f.eks. sprengt stein vil gi en lokal vektøkning. I profil 8 er veien så langt fra skråningene at vektøkningen i svært liten grad forverrer områdestabiliteten og denne vil være tilstrekkelig.

Der atkomstveien ligger nærmere skråningstopp, unngås stabilitetsforverring ved å legge ferdig veinivå lavere enn opprinnelig nivå. Omtrent 1-1,5 m senkning vil kompensere for 3 m dyp masseutskiftning av torv til sprengstein, samt trafikklast.

Geotekniske vurderinger med konklusjon er vist på tegning V405.

## 8.8 Profil 9 utenfor influensområdet til tiltaket

I profil 9 planlegges minimum stabiliserende tiltak (avlastning / nedplanering). I tillegg planlegges en moderat oppfylling på den slake siden av bekkedalene, se tegning V406. I dette området er høydeforskjellen og helningen så liten at den moderate oppfyllingen vil være stabilitetsmessig uproblematisk.

Det planlegges bygg på den moderate oppfyllingen og dette vil bedre stabiliteten i øvre del av skråningen. Det er liten høydeforskjell fra bygg til bekkedal og dermed tilstrekkelig stabilitet, ut fra sammenligning med den høyere skråningen på motsatt side av bekken.

Geotekniske vurderinger med konklusjon er vist på tegning V406.

## 8.9 Profil 18

I profil 18 planlegges en moderat oppfylling på mellomplatået i tillegg til minimum stabiliserende motfylling. Det vil si at i tillegg til minimum motfylling, strekkes fyllingen noe nærmere bekken, se tegning V410. Oppfyllingen skal avsluttes mot eksisterende terreng i tilstrekkelig avstand fra bekkeskråningen til at stabiliteten ned mot bekken ikke forverres.

Bygg planlegges omtrent midt på platået slik at bygningsvekten vil gi en liten forbedring av stabiliteten i øvre skråning, og en liten forverring av stabiliteten midt på platået og ned mot bekken. Men avstanden fra bygg til bekken er så stor at stabiliteten er godt over minstekravet på sikkerhetsfaktor, som er 1,61, etter bygging (sikkerhetsfaktor reduseres fra 2,30 til 1,93). For stabiliteten lokalt ned mot Håbrubekken vil planlagt byggplassering ikke påvirke stabiliteten (beregnet sikkerhetsfaktor for dagens situasjon er 1,64, se tegning V410 og den er samme i ferdig bygd situasjon, se tegning V410). Stabilitetsberegningens resultat og geotekniske vurderinger med konklusjon er vist på tegning V410.

## 8.10 Rambøllprofilene, profil C, D og E

Profilene C, D og E fra Rambølls utredning i nordenden av planområdet er tegnet opp i tegning V408. Foreslåtte terrengjusteringer (LARK) samt plassering av foreslått utbygging er tegnet inn i profilene.

Terrengjusteringen består i all hovedsak av nedplanering av høyestliggende terreng i profilene, og utgjør dermed en betydelig stabilitetsforbedring. Denne forbedringen kommer i tillegg til forbedringen som oppfylling i bekkedalene gir (oppfylling foreslått av Rambøll). Enkelte steder er foreslått avlastning så stor at det kan bli liten overdekning over kvikkleire (anleggsmessig utfordring). En reduksjon av avlastningen (nedplaneringen) kan bøte på dette, og vil samtidig være tilstrekkelig for områdestabiliteten.

Planlagte bygg ligger i høyestliggende del av terrenget i profilene. Byggene kan fundamenteres vektkompensert og dermed ikke forverre områdestabiliteten. I profil C og D planlegges nedplanering der byggene tenkes plassert, og det er dermed ikke sikkert at kompensert fundamentering er nødvendig. Dette kan vurderes nærmere i senere fase.

I geotekniske vurderinger langs profilene C, D og E er det konservativt sett bort fra sikringstiltakene Rambøll har foreslått. Dette skal videre tas hensyn til i senere faser når endelige, og mer nøyaktige planer for utbygging foreligger.

Geotekniske vurderinger med konklusjon er vist på tegning V408.

## 8.11 Profil syd for tiltaket – utløpsområdeproblematikk og veikryssing

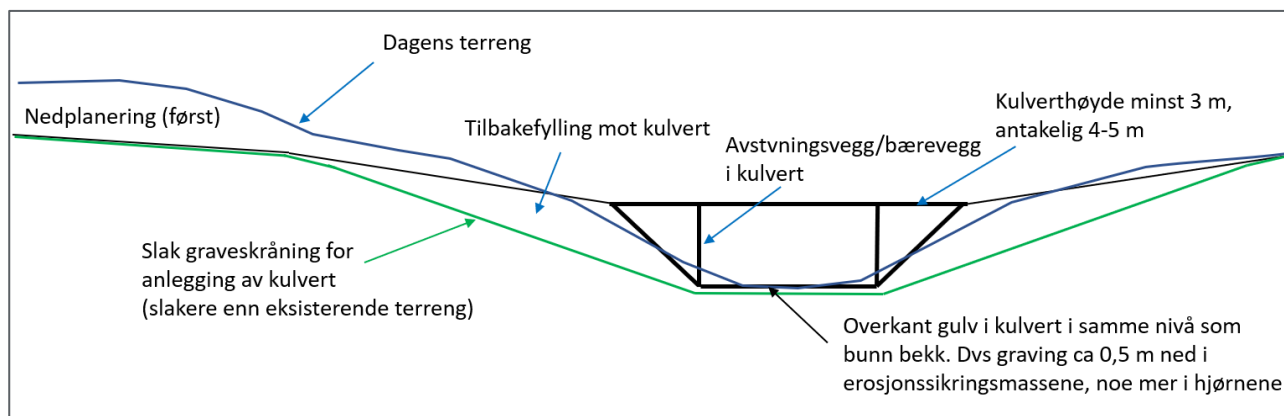
Skredutløp fra området oppstrøms (syd for) planområdet vil kanaliseres langs bekkedalene og samles inn i Håbrubekken der denne renner gjennom planområdet. Iht NVE 1/2019 kapittel 4.6 vil utløpsområdets lengde

da være i størrelsesorden 3 ganger som langt som løснеområdet lengde. Løsnakeområdets lengde er gjerne noe over halvparten av avstanden mellom 2 naboliggende ravedaler/bekkedaler, men det kan i tillegg oppstå sideveis utbredelse ved retrogresjon. Utløpsområdets utstrekning for eventuelle skred fra oppstrøms område er derfor svært krevende å anslå nøyaktig. Topografien tilsier imidlertid at det kun er Håbrubekkedalen som vil rammes av skredmasser, i og med at denne dalen er dyp i forhold til tilstøtende terreng, også etter planlagte avlastninger.

Veikryssingen av Håbrubekken er den eneste delen av reguleringsforslaget som vil kunne rammes av utløp fra skred i høyreliggende terreng (syd). Veikryssingen foreslås etablert med en stor kulvert som da dimensjoneres for å tåle skredutløpsmasser.

Prinsipp for utforming av kulvert er vist i Figur 23 og beskrives som følger:

- Overkant av kulvertgulv må samsvare med bunn bekkeløp. Det vil si at det må graves ut noe i de eksisterende erosjonssikringsmassene i sidene av bekken, samt graves for tykkelsen av gulvet og nødvendig avretting.
- For å unngå at denne gravingen forverrer stabiliteten av skråningene, må det graves av i hele skråningshøyden på hver side (lokalt ved kulverten, dvs begrenset utstrekning vinkelrett på snittet), se grønn linje.
- Kulverten utformes så stor at den ikke medfører noe vesentlig innsnevring av bekkeløpet. I praksis ved å ha skrå endevegger og vertikale avstivningsvegger parallelt med bekken for å korte spennvidden.
- Det tilbakefylles med erosjonssikre masser mot kulverten (grove steinmasser).
- Eventuelle skredmasser (utløp) som fyller deler av bekkeløpet vil kunne fylle opp deler av kulvertens tverrsnitt. Med erosjonssikre masser rundt kulverten vil risikoen for sekundærvirkninger fra skredutløp (slik som vannavrenning/bekk over skredmassene) være neglisjerbar.



Figur 23: Prinsipp for kulvert for veikryssing av utløpsområde.

Ytre bekkesystemet i nordlige deler (utredet av Rambøll) skal heves 1-3 m. Derfor må Håbrubekkens bunn tilpasse det nye nivået slik at vannet rennes som den er i dag mot nord. Dette kan medføre nødvendig fylling i Håbrubekken, og dermed kan muligens kulverten etableres på fylling eller evt. minimere behovet for utgravingen. Dette må vurderes i senere faser i samarbeid med rådgivere i hydraulikk/hydrologi og konstruksjon. Senere i prosjektering skal også andre problemstillinger vurderes nøye, som f.eks. anleggsmesseige forhold, bæreevne og setning.

Lengde- og tverrsnitt gjennom kulvert (profil 16 og 17) er vist på plantegning V105 og snittegning V409.

## 9 Konklusjon og oppsummering av stabiliserende tiltak

Beregninger viser at stabiliteten for dagens situasjon ikke er tilfredsstillende. For å anse området skredsikkert må alle stabiliserende tiltak utføres før igangsetting av utbygging, det gjelder følgende stabiliserende tiltak:

- 1- Stabiliserende tiltak i kantraviner (*ytre bekkesystem utredet av Rambøll*); oppfylling 1-3 m dokumentert [12], se tegning V106 og Figur 24, *vist som KR1 og KR2 (oransje farget)*.
- 2- Stabiliserende tiltak innenfor og utenfor planområdet; i hovedsak *minimum* avlastning på skråningstopp 1-2,5 m og motfylling 1-2 m langs profil 1 og 10 i østlige deler av området. Oppsummering av stabiliserende tiltak beskrevet i kapittel 7 er skissert i tegning V104, *samtlig stabiliserende tiltak (utredning av Rambøll og Norconsult) er vist på tegning V106. Landskapsplan for arealutnyttelse viser større nedplanering enn den foreslåtte som minimum avlastning.*

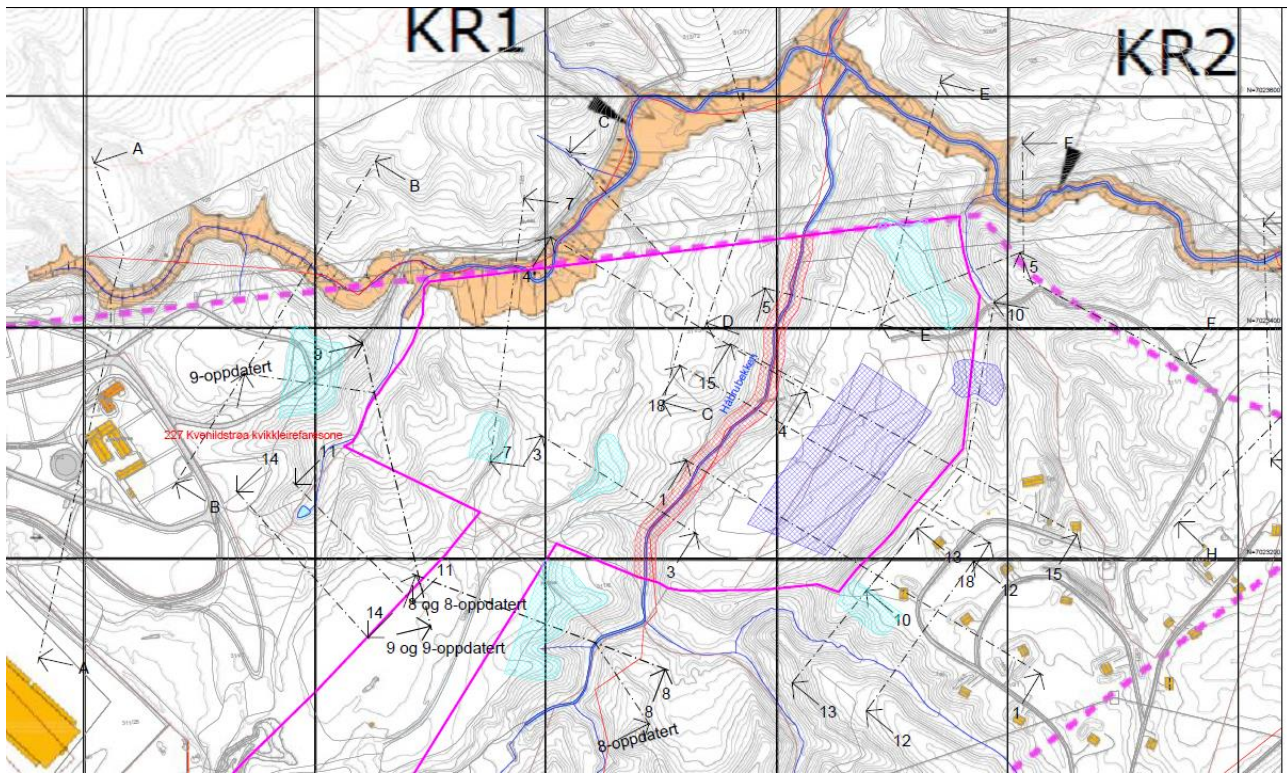
De foreslåtte stabiliserende tiltak i *kapittel 7* i denne rapporten representerer det minste som må utføres for å oppfylle kravet til sikkerhetsfaktor. For å utføre bygninger med prinsippet «ikke forverring» må byggets last kompenseres ved å fjerne masser som tilsvarer vekt av bygninger. Det vil si at omfanget av nedplanering kan forventes å bli større enn det kreves for å stabilisere dagens situasjon. For best utnyttelse av arealbruk som industriområde vil det være hensiktsmessig å avlaste mer enn det foreslåtte minimum nødvendige stabiliserende tiltaket. Dermed vil man oppnå en større stabilitetsforbedring.

*LARK har foreslått terrengsandringer og planlagt utbygging i planområdet, vist på tegning V105. Landskapsplan er vurdert med hensyn til lokal- og områdestabilitet. Geotekniske vurderinger og til dels stabilitetsberegninger viser i hovedtrekk at planene (terrengjustering og byggplassering) er fornuftige og gjennomførbare med forbehold om å gjøre små endringer og justeringer for å unngå forverring av stabiliteten. LARK skal i senere fase oppdatere planen slik at geotekniske restriksjoner og forutsetninger er ivaretatt. Geotekniske vurderinger og beregninger er beskrevet i kapittel 8 og tegninger V400-V408. Landskapsplan viser at i de fleste områdene/profilene vil foreslått nedplanering for å oppnå et praktisk næringsområde være betydelig større enn minimum avlastning, og dermed gi betydelig økt områdestabilitet, se tegninger V400-V408.*

*Det er prosjektert med større volum nedplanering enn oppfylling. Dette er gjort for å sikre tilstrekkelig stabilitet og brukbarhet av området, uten å måtte heve bekkene. Det vil av miljømessige hensyn være viktig å berøre bekkene i minst mulig grad. Noe større oppfyllinger kan vurderes, men vil gi langtidssetninger som kan være utfordrende ved dimensjonering av bygg i disse områdene.*

I detaljprosjektering av utbygging vil man måtte prosjektere slik at man opprettholder tilstrekkelig stabilitet.

Det vil være behov for koordinering med hydraulikkrådgivere og hydrologer for gjennomføring av stabiliserende tiltak i nord der kantraviner skal heves, dette må passe sammen nivåmessig med bekkene i sør og Håbrubekken.



Figur 24: Utsnitt fra tegning V106 viser samtlige foreslåtte stabiliserende tiltak innenfor- og utenfor planområdet.

## 10 Rekkefølgebestemmelse

I detaljprosjekteringsfase skal rekkefølgekrav beskrives i detaljer for hvordan stabiliserende tiltak skal utføres for å ta være på stabiliteten i utførelsesfase av selve stabiliserende tiltak. Det kan bli behov for en del midlertidige anleggsveier for masseflyttingen (for å sikre lokal bæreevne for maskinene).

I den tidlige fasen (reguleringsplan) ser vi på følgende overordnet rekkefølgekrav:

- 1- Stabiliserende tiltak i ytre bekkesystemet (i sin helhet) skal utføres før igangsetting av arbeid i området.
- 2- I det minste skal de foreslåtte stabiliserende tiltakene (avlastning og motfylling vist på tegning V104) utføres, gjelder både innenfor- og utenfor planområdet. Mulig å dele disse tiltakene i vest og øst etter hvilket område skal bebygges først. Det er fullt mulig å kombinere disse tiltakene (minimumskravet) med landskapsplaner, da siste nevnte har større omfang enn det minimale. Her vil også være mulig å dele tiltakene i områdene vest og øst.
- 3- Etter utført stabiliserende tiltak og terrengjusteringer basert på oppdatert landskapsplan kan utbygging settes i gang.

Alle stabiliserende tiltak må detaljprosjekteres før igangsetting. Det er behov for supplerende grunnundersøkelser ifbm detaljprosjekteringen. Det må regnes med koordinering med andre fag, som naturmangfold og hydrologi/hydraulikk i detaljprosjekteringsfase.

## 11 Tegninger

Tegningsnummer	Tittel	Versjon
V100	Situasjonskart – borplan utførte grunnundersøkelser	V06
V101	Situasjonskart – samlet grunnundersøkelser i området	V02
V103	Situasjonskart – samlet grunnundersøkelser i området – påvist kvikkleire. Plassering av både tidligere og nye kritiske profil	V04
V104	Situasjonskart – forslag på stabiliserende tiltak	V02
V105	<i>Situasjonskart – foreslåtte terrengendringer og planlagt utbygging</i>	V01
V106	<i>Situasjonskart – samtlige stabiliserende tiltak</i>	V01
V200	Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse Profil 1 – dagens situasjon	V01
V201	Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse. Profil 3 – dagens situasjon	V00
V202	Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse. Profil 4 – dagens situasjon	V00
V203	Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse. Profil 5 – dagens situasjon	V00
V204	Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse. Profil 7 – dagens situasjon	V00
V205	Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse. Profil 8 – og 8 oppdatert plassering – dagens situasjon	V00
V206	Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse. Profil 9 – og 9 oppdatert plassering – dagens situasjon	V00
V207	Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse. Profil 11 – dagens situasjon	V00
V208	Stabilitetsberegninger for totalspenningsanalyse. Profil 14 – dagens situasjon	V00
V209	Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse. Profil 13 – dagens situasjon	V00
V210	Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse. Profil 12 – dagens situasjon	V00
V211	<i>Stabilitetsvurdering langs profil 15. Vurdering av profil 15 sammenlignet med profil 1</i>	V00
V212	<i>Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse. Profil 10 – dagens situasjon</i>	V00
V300	Stabilitetsberegninger for totalspenningsanalyse. Profil 1 – Stabiliserende tiltak	V01



V301	Stabilitetsberegninger for totalspenningsanalyse. Profil 3 – Stabiliserende tiltak	V00
V302	Stabilitetsberegninger for total- og effektivspenningsanalyse. Profil 5 – Stabiliserende tiltak	V00
V303	Stabilitetsberegninger for totalspenningsanalyse. Profil 7 – Stabiliserende tiltak	V00
V304	Stabilitetsberegninger for totalspenningsanalyse. Profil 8 – Stabiliserende tiltak	V01
V305	Stabilitetsberegninger for totalspenningsanalyse. Profil 9 oppdatert plassering – Stabiliserende tiltak	V00
V306	Stabilitetsberegninger for totalspenningsanalyse. Profil 13 – Stabiliserende tiltak	V00
V307	<i>Stabilitetsberegninger for totalspenningsanalyse. Profil 10 – Stabiliserende tiltak</i>	V00
V400	<i>Stabilitetsberegninger for totalspenningsanalyse. Profil 1 – Ferdig situasjon</i>	V00
V401	<i>Stabilitetsberegninger for totalspenningsanalyse. Profil 3 – Ferdig situasjon</i>	V00
V402	<i>Stabilitetsvurdering. Profil 4 – Dagens situasjon sammenstilt med ferdig situasjon</i>	V00
V403	<i>Stabilitetsvurdering. Profil 5 – Dagens situasjon og ST sammenstilt med ferdig situasjon</i>	V00
V404	<i>Stabilitetsvurdering. Profil 7 – Dagens situasjon og ST sammenstilt med ferdig situasjon</i>	V00
V405	<i>Stabilitetsvurdering. Profil 8 – Dagens situasjon og ST sammenstilt med ferdig situasjon</i>	V00
V406	<i>Stabilitetsvurdering. Profil 9 oppdatert plassering – Dagens situasjon og ST sammenstilt med ferdig situasjon</i>	V00
V408	<i>Stabilitetsvurdering. Profil C, D og E – Dagens situasjon sammenstilt med ferdig situasjon</i>	V00
V409	<i>Stabilitetsvurdering. Profil 16 og 17: lengde- og tverrsnitt kulvert. Dagens situasjon sammenstilt med ferdig situasjon</i>	V00
V410	<i>Stabilitetsberegninger for totalspenningsanalyse. Profil 18 – Ferdig situasjon</i>	V00

## 12 Vedlegg

Vedleggsnummer	Tittel	Versjon
1	Tolkning av treaksial- og ødometerforsøk	01
2	Tolkning av trykksonderinger (CPTU)	01
3	Grunnlag for lagdeling, gvs og skjærstyrke langs profil 4	00
4	Grunnlag for lagdeling, gvs og skjærstyrke langs profil 7	00
5	Faregradsklassifisering	01
6	Nye avleste poretrykksmålinger i boring NO2 og FOU-15	00

## 13 Referanser

- [1] «Veileder Nr. 1/2019 ; Sikkerhet mot kvikkleireskred».
- [2] Datarapport 10229983-RIG-RAP-001; «Håbrubekken – supplerende grunnundersøkelser». Utarbeidet av Multiconsult, datert 30.05.2022.
- [3] NGI rapport nr.: 20160154-15-rev.0-2017-01-23, Tiller område. Tiller området er fra side 358-405; « Norwegian Geo Test Sites (NGTS). Summary og the 1.st international workshop – 23 – 24 november 2016».
- [4] Datarapport R1762; «Torgård». Utarbeidet av Trondheim kommune, datert 04.02.2021.
- [5] «NGF melding nr. 11: "veileder for prøvetaking". Utgitt 1997, revidert 2013».
- [6] <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/>.
- [7] «NVE retningslinjer 2-2011; Flaum - og skredfare i arealplanar, sist revidert 2014».
- [8] NS-EN-1997-1:2004+NA:2021: Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler.
- [9] NVE rapport - Detaljplan. Saksnr.: 200105409. Vassdragsnr.: 123.A; "Tiltak i vassdrag. Sikring mot kvikkleireskred i Kvetabekken i Tillermarka". Utarbeidet av NVE, datert 29.12.2005..
- [10] Vurderingsnotat 1350037896-G-not-003-rev.Geoteknisk områdevurdering kommunedelplan N7/N8». Utarbeidet av Rambøll, datert 26.11.2021.
- [11] NVE ekstern rapport Nr. 9/2020; "Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred". Metodebeskrivelse NGI-2020..
- [12] Vurderingsrapport 1350037896-Rapport-01-rev.01; «Torgård. Områdestabilitet. Vurderingsrapport». Utarbeidet av Rambøll, datert 26.11.2021.
- [13] «Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire (2014); «En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer». Rapport 14-2014».
- [14] Statens vegvesen. V220 Geoteknikk i vegbygging, 2018.
- [15] Vurderingsrapport 1350037896-Rapport-02-rev.02; «Torgård. Områdestabilitet. Beregningsgrunnlag». Utarbeidet av Rambøll, datert 26.11.2021.
- [16] Vurderingsnotat 1350037896-G-not-002-rev.00; «Torgård skredsikkerhet – tilsvar uavhengig kvalitetssikring av vurderingsrapport». Utarbeidet av Rambøll, datert 26.11.2021.