

# Spydeberg Dampsag 20413 Notat RIG01 Geoteknisk stabilitet

Prosjektnr: 20413	Dato: 28.09.2021	Saksbehandler: Rikke Marie Vollan
Kundenr: 12187	Dato: 28.09.2021	Kollegakontroll: Audun Egeland Sanda

Fylke: Viken	Kommune: Indre Østfold	Sted: Spydeberg
Adresse: Lyserenveien	Gnr: 411	Bnr: 16, 3, 51

Oppdragsgiver: Spydeberg Dampsag AS v/ Fredrik Haare  
Rapport: 20413 Rapport nr. 1  
Rapporttype: Geoteknisk rådgivning  
Stikkord: Områdestabilitet  
Euref UTM: Sone 32V – Ø617300, N6611100

Revisjon	Grunnlag	Dato
00	Første utgave	17.09.21
01	Mindre justeringer etter kommentarer	28.09.21

## Sammendrag

Løvlien Georåd AS har fått i oppdrag å bistå med geotekniske vurderinger i forbindelse med regulering for prosjektet Spydeberg Dampsag. Denne rapporten omhandler utredning av områdestabilitet.

Det er påvist kvikkleire i området, og det er gjort soneutredning iht. NVE1/2019 for to nye faresoner.

For gjennomføringen av prosjektet er det funnet behov for stabilitetsforbedrende tiltak på vestsiden av Hyllibekken i området ved profil G, samt østsiden av Hyllibekken ved profil E og EF. Det er utarbeidet et forslag til stabilitetsforbedrende tiltak v/ avgraving av skråningstopp.

Det er i tillegg behov for lokal erosjonssikring av to yttersvinger i Hyllibekken, samt ved utløp av overvann fra terrenget rundt

Prosjektet må planlegges og prosjekteres på en slik måte at det ikke forverrer stabiliteten ut mot Hyllibekken. Dette innebærer i praksis at belastningen på toppen av skråninger ikke kan økes. Bygg må enten fundamenteres kompensert eller så må lastene føres til berg vha. peler. Nytt terrengnivå for boligprosjektområdet kan ikke økes fra dagens nivå.

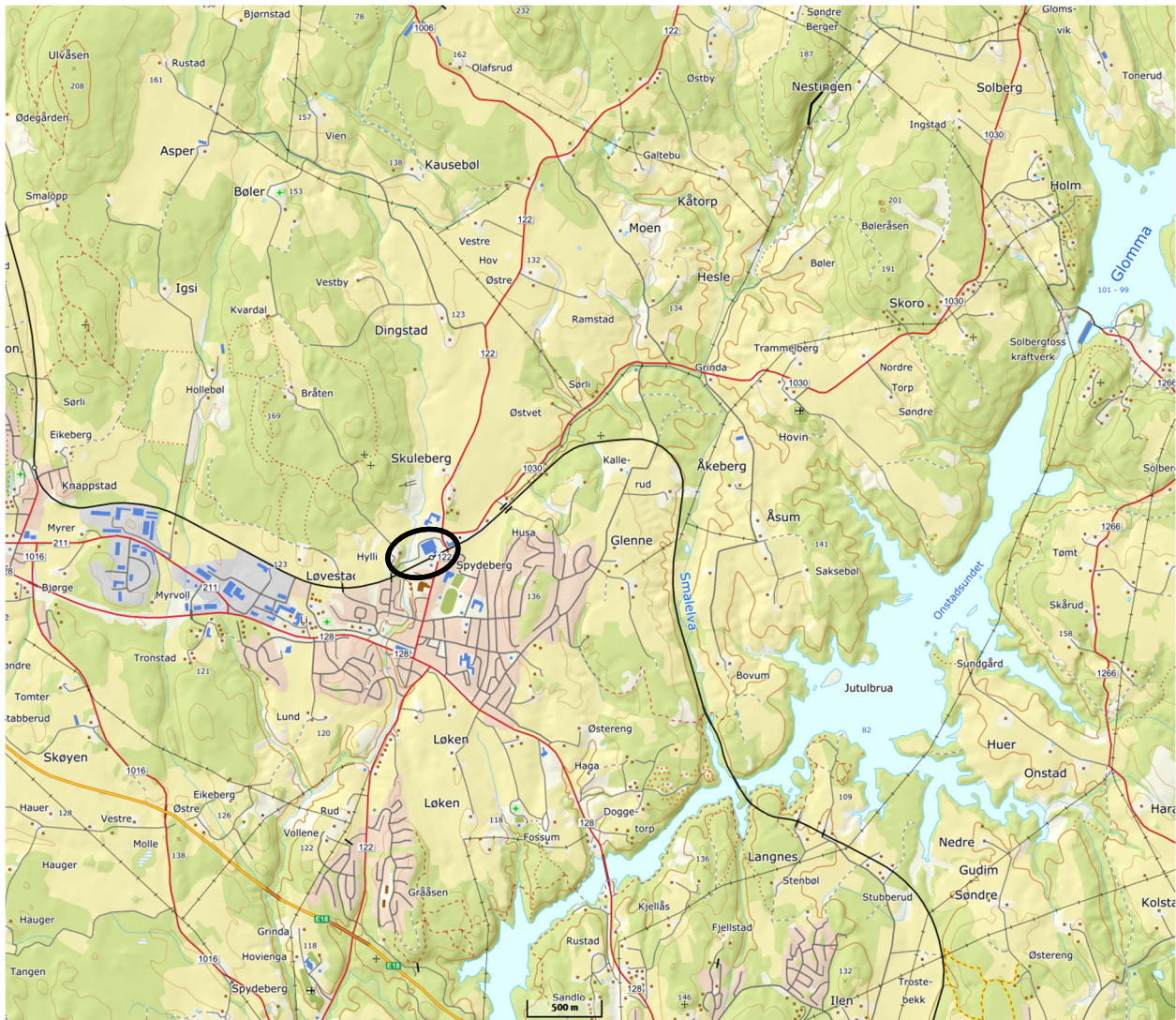
Turstien bør legges i samme nivå eller lavere enn dagens terreng.

Alle stabilitetsforbedrende tiltak og erosjonssikring må være ferdig etablert før det kan gis brukstillatelse av tursti, jernbanekulvert og boligprosjektet.

Dette notatet gir føringer for hvordan prosjektet kan planlegges videre for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot områdeskred iht. NVE rapport 1/2019 (ref. [1]), og med tilfredsstillende lokalstabilitet iht. Eurokode 7 (ref. [2]) og SVV Håndbøker V220 (ref. [3]) og N200 (ref. [4]) og Teknisk Regelverk (ref. [5]).

Det vil være krav om ansvarsrett for geoteknisk prosjektering i videre detaljprosjektering. Det er viktig at prosjekterende geotekniker utfører prosjekteringen på en måte som ivaretar områdestabiliteten. Dette innebærer også løsning for å ivareta lokalstabiliteten mot/av jernbanen ifm. utgraving av kjeller og jernbanekulvert.

## Oversiktskart



Figur 0-1: Oversiktskart [6].

## Tegninger

<u>Beskrivelse</u>	<u>Tegn. nr.</u>
<i>Kart og planer</i>	
Oversiktskart m/ borpunkter og terrengsnitt nord M = 1:2500	N01A01
Situasjonsplan byggeprosjekt M=1:1000	N01A02
Situasjonsplan kulvert M=1:500	N01A03
Oversiktskart faresoneutredning vest M=1:2000	N01A04
Oversiktskart faresoneutredning øst M=1:3000	N01A05
Stabilitetsforbedrende tiltak og hensynssoner M=1:2000	N01A06
<i>Snitt</i>	
Lagdeling og utbredelse i terrengsnitt	N10D01-D09
<i>Beregninger</i>	
Stabilitetsberegninger dagens situasjon	N01E01-E06
Stabilitetsberegninger med tiltak	N01E07-E10

## Vedlegg

1. Tolket udrenert skjærstyrke fra CPTU
2. OCR fra CPTu og ødometer
3. Valgte designprofil for udrenert skjærfasthet
4. Tolket lagdeling ved hvert enkelt borpunkt
5. Faresoneevaluering
6. Erosjonsvurderinger

## Innholdsfortegnelse

Sammendrag.....	2
Oversiktskart .....	3
Tegninger .....	4
Vedlegg .....	4
Innholdsfortegnelse.....	5
1 Innledning .....	7
1.1 Bakgrunn .....	7
2 Grunnlag.....	7
2.1 Grunnundersøkelser.....	7
2.2 Marin grense og løsmassekart .....	8
2.3 Eksisterende faresoner, tidligere utredninger og skredhendelser.....	8
2.4 Topografi.....	9
2.5 Grunnforhold.....	9
2.6 Poretrykksforhold.....	9
3 Regelverk og krav .....	10
3.1 Relevant regelverk i prosjektet.....	10
3.2 Tiltakskategori.....	10
3.3 Krav om utredning.....	11
3.4 Sikkerhetskrav områdestabilitet .....	11
3.4.1 Tiltakskategori K1 .....	11
3.4.2 Tiltakskategori K3 .....	11
3.4.3 Tiltakskategori K4 .....	11
3.5 Sikkerhetskrav lokalstabilitet .....	12
3.5.1 Behov for vurdering.....	12
3.5.2 Krav iht. Eurokode 7.....	12
3.5.3 Krav ved påvirkning på Lyserenveien .....	12
3.5.4 Krav ved påvirkning på jernbane .....	14
3.6 Skille mellom lokal- og områdestabilitet .....	14
3.7 Kvalitetssikrings.....	15
4 Skredmekanismer og soneavgrensning.....	15
4.1 Skredmekanismer .....	15
4.2 Terrengsnitt .....	15
4.3 Løsneområde .....	15
4.4 Utløpsområde .....	15
4.5 Erosjon.....	16
5 Klassifisering av faresone .....	16

5.1	Faregradsklassifisering før evt. tiltak .....	16
5.1.1	Vest for Hyllibekken.....	16
5.1.2	Øst for Hyllibekken.....	16
6	Grunnlag for stabilitetsvurderinger.....	16
6.1	Trafikkklaster .....	16
6.1.1	Veg og anleggstrafikk .....	16
6.1.2	Jernbane .....	17
7	Materialparametere .....	17
7.1	Tyngdetetthet.....	17
7.2	Prekonsolidering.....	17
7.3	Udrenert skjærfasthet og anisotropi .....	18
7.3.1	Trykksonderinger (CPTU).....	19
7.3.2	Anisotropi .....	19
7.3.3	Treaksialforsøk.....	19
7.4	Effektive styrkeparametere.....	19
8	Stabilitetsvurderinger.....	21
8.1	Beregninger .....	21
9	Stabiliserende tiltak og rekkefølgekrav.....	25
1.1	Sikring av områdestabilitet før utbygging.....	25
1.2	Sikring av områdestabilitet gjennom detaljprosjektering og utvikling av Spydeberg Dampsag.....	26
10	Konklusjon.....	26
11	Referanser .....	27

## 1 Innledning

### 1.1 Bakgrunn

Løvlien Georåd AS har fått i oppdrag å bistå med geotekniske vurderinger i forbindelse med regulering for prosjektet Spydeberg Dampsag. Denne rapporten omhandler utredning av områdestabilitet iht. NVE 1/2019 [7].

## 2 Grunnlag

### 2.1 Grunnundersøkelser

Det er utført grunnundersøkelser i området i flere omganger tidligere. Se tegning N01A01 for oversikt over utførte grunnundersøkelser. For nærmere detaljer henvises det til den enkelte datarapport.

Det er funnet flere relevante datarapporter ifm. prosjektet, jf. tabell 2.1.

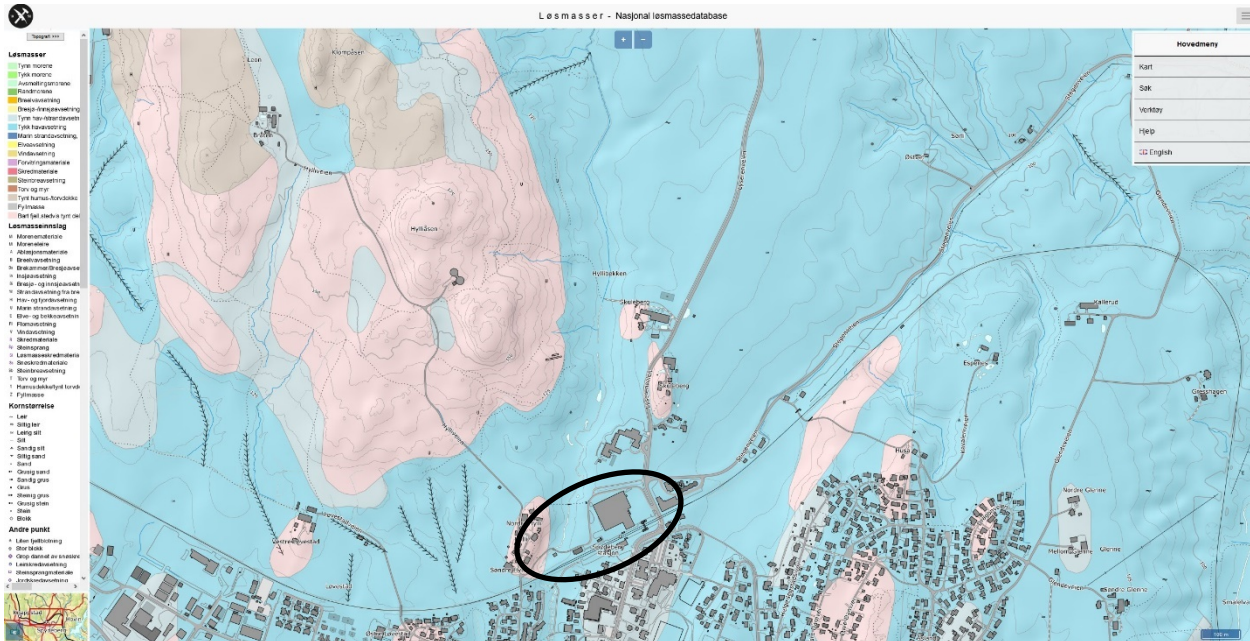
Tabell 2.1 Oversikt over tilgjengelige datarapporter

Rapport ID	Firma	Dato	Borpunkt	Kommentar
B-216A Rapport nr. 1	Statens Vegvesen	12.juli 1974	-	Borpunktene er vurdert til å gi lite ny/nyttig tilleggsinformasjon til øvrige undersøkelser.
Rapport 03037-01 Nordisk Dekk Import AS Spydeberg - Grunnundersøkelser.	Siv.ing Per Øyvind Fredheim	24.11.2003	03-01 til 03-12	Ifm. etablering av nytt lagerbygg og setningsvurdering på eks. næringsbygg.
14.265 Ny gångpassage vid Spydeberg stasjon, Spydeberg Norge	Inhouse Tech Geoteknik AB	14.10.2014	14-01 til 14-09	Ifm. planlagt undergang under jernbanen. Spydeberg kommune som oppdragsgiver.
17004 Rapport nr. 1 – Hovin skole og idrettsanlegg, Spydeberg	Løvlien Georåd AS	28.02.17	17-01 til 17-15	Ifm. planlagt nybygg for Hovin skole.
20413 Rapport nr. 1 – Spydeberg Dampsag	Løvlien Georåd AS	??.06.21	21-01 til 21-08, samt supplerende GU i 03-05.	Ifm. det aktuelle prosjektet

Det er oppdaget en feil i datarapporten fra 2017 vedr. opptegning av resultat fra borpunkt 17-07. Selve totalsonderingen og prøveserien ble utført med plassering som angitt i datarapporten, men trykksonderingen og poretrykksmålerne ble kjørt/installert noe høyere opp i skråningen. Plasseringen av trykksonderingen og målerne i plan og høyde ble målt inn som eget punkt (17-07B). Riktig plassering er vist på N01A01.

## 2.2 Marin grense og løsmassekart

Tiltaksområdet ligger under marin grense [8]. Ifølge kvartærgeologisk kart kan det forventes tykke havavsetninger i tiltaksområdet, se figur 2-1. Det er i tillegg registrert bart fjell flere steder i områdene rundt, se tegning N01A01 for markering av synlig berg i dagen.



Figur 2-1 Kvartærgeologisk kart fra NGU [9]. Sort sirkel markerer omtrentlig tiltaksområde

## 2.3 Eksisterende faresoner, tidligere utredninger og skredhendelser

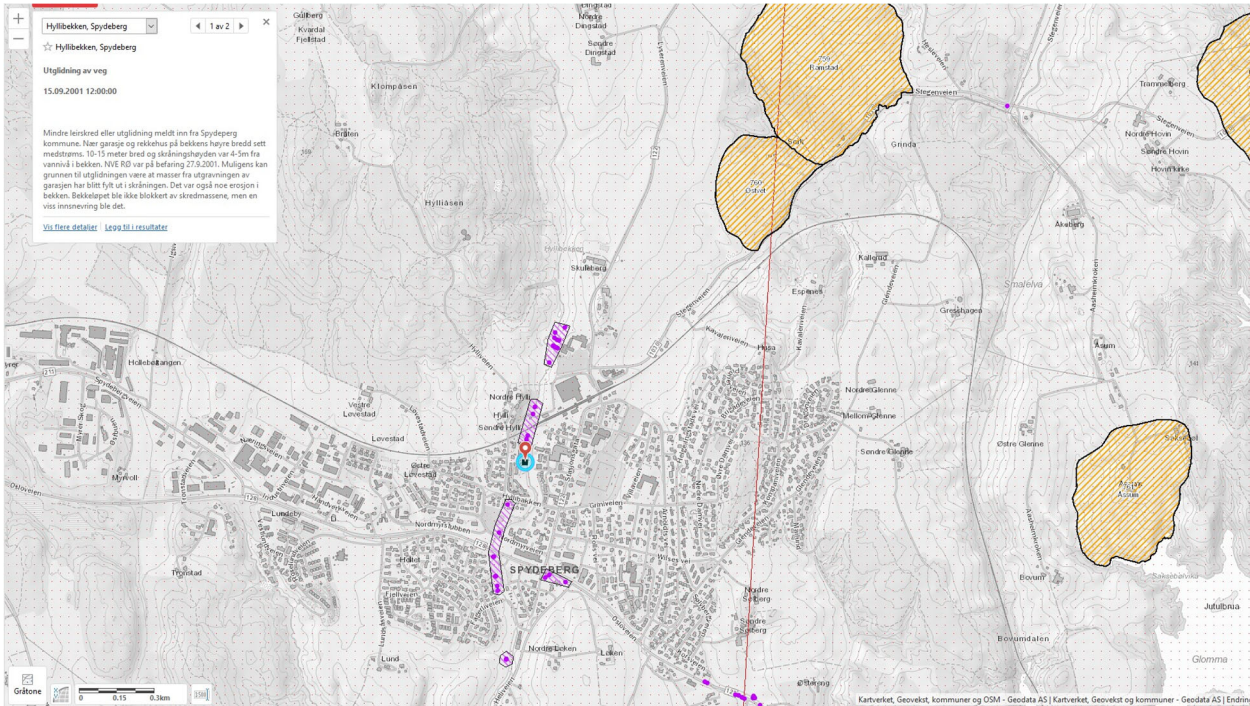
Det er registrert en faresone for kvikkleireskred ca. 800 m nordøst for det aktuelle tiltaksområdet, sone 760 Østvet. Sonen er registrert med middels faregrad, se figur 2-2.

Tiltaksområdene ligger ikke i en registrert faresone, men det er påvist kvikkleire i området.

Det ble utført en områdestabilitetsvurdering i 2017 ifm. planlagt utbygging av Hovin skole, som er nabotomt i nord for det aktuelle prosjektområdet. Vi kjenner imidlertid ikke til at områdestabilitetsvurderingen har gjennomgått kontroll av uavhengig foretak iht. NVE 7/2014 eller videre utvikling av prosjektet. Det ble derfor heller aldri innmeldt noen sone til NVEs register.

Det er registrert én skredhendelse sør for jernbanen. Skredhendelsen er beskrevet som en mindre utglidning og leirskred, og er ikke registrert som kvikkleireskred.





Figur 2-2 Utsnitt fra NVE-Atlas [8]. Knappenaål viser plassering av registrert skredhendelse.

## 2.4 Topografi

Prosjektområdet ligger på en nord/sørgående rygg nord for Spydeberg sentrum. I vest heller skråningen ned mot Hyllibekken med varierende helning. Det er mindre partier av skråningen med helning på ca. 1:2, men ellers har skråningen for det meste en helning på ca. 1:5-1:7.

## 2.5 Grunnforhold

Løsmassene i området består av tørrskorpeleire og/eller fyllmasse over bløt og middels fast leire til berg. Leira under tørrskorpa betegnes i all hovedsak som sprøbruddleire, stedvis også kvikk. Bergdybden i området varierer fra synlig berg i dagen på Skuleberg gård og i området vest for Hyllibekken til ca. 30 m dybde ved tiltaksområdet.

Det er utført tolkning av lagdeling i hvert enkelt borprofil og i utvalgte terrengsnitt, se tegning N01D01-D09.

## 2.6 Poretrykksforhold

Det er installert flere poretrykksmålere i området. Målerne er avlest etter installasjon med følgende registreringer:

Tabell 2.2 Oppsummering poretrykksavlesninger

Borpunkt	Dybde spiss	Avlest dato	Målt poretrykk ved spiss [kPa]	Målt stighøyde i rør ift. terrengnivå [m]	Målt stighøyde i rør, kotenivå [moh]
17-07B	3 m (kote +104,1)	25.02.2017	7	2,30 m under	104,8
	3 m (kote +104,1)	25.05.2021	11,8	1,82 m under	105,3
	8 m (kote +99,1)	25.02.2017	60	2,30 m under	104,8
	8 m (kote +99,1)	25.05.2021	62,5	1,75 m under	105,4
17-11	6,1 m (kote +105,4)	25.02.2017	40	2,00 m under	109,5

	6,1 m (kote +105,4)	25.05.2021	45,7	1,53 m under	110,0
03-05	4,0 m (kote +104,7)	20.04-25.05.21		1,6 – 4,2 m over	110,3-112,7
	10,0 m (kote +98,7)	20.04-25.05.21		Ca. 2,5 m under	106,2
21-01	3,0 m (kote +101,8)	20.04-25.05.21		0,5-1,1 m under	103,6-104,3
	10,0 m (kote +94,8)	20.04-25.05.21		Ca. 1 m under	103,8
21-07	4,0 m (kote +98,5)	25.05.21	38	0,8 m over	103,3
	12,0 m (kote +90,5)	25.05.21	140	>2 m over	104,5

Målt poreovertrykk på 4 m dybde i borpunkt 03-05 virker urealistisk, det forventes ikke at poretrykket her er høyere enn det som tilsvarer grunnvannstand for måleren på 10 m. Det antas for videre vurderinger at grunnvannstanden her står på ca. 2,5 m dybde jf. poretrykket målt i måleren på 10 m, med hydrostatisk poretrykksutvikling. Poretrykket i måleren på 4 m dybde har vært synkende siden installasjon, og det måleren bør leses av på nytt før detaljprosjektering av prosjektet og stabilitetsforbedrende tiltak.

På toppen og midten av skråningene er det målt poretrykk tilsvarende grunnvannstand på ca. 1-2,5 m dybde og ca. hydrostatisk trykk.

Siden det er noe usikkert hvor høyt poreovertrykk det er snakk om pga. overløp i den dypeste måleren i punkt 21-07, er det utført beregninger med ulik grad av poreovertrykk i bunnen for å undersøke i hvor stor grad dette påvirker stabiliteten. Vi bemerker også at totalsonderingen i 21-07 har vesentlig lavere bormotstand enn de fleste andre sonderinger, hvilket kan være en indikasjon på at det målte poreovertrykket i 21-07 skyldes et lokalt oppkom på det flate området ned mot bekken. Dette bør evt. verifiseres med ytterligere målinger før man evt. detaljprosjekterer stabilitetsforbedrende tiltak. Det ser ut til å være tilsvarende bormotstand fra ca. 10 m dybde i 21-02, hvilket gir grunn til å mistenke høyt poretrykk også her.

Det legges til grunn hydrostatisk poretrykksutvikling fra ca. 1-2 m dybde i toppen av skråningene og midt i skråningene, og varierende poreovertrykk i bunnen av skråningene.

### 3 Regelverk og krav

#### 3.1 Relevant regelverk i prosjektet

Områdestabiliteten vurderes iht. NVEs rapport 1/2019 (kvikkleireveilederen, KLV), ref. [7] og øvrige geotekniske tema iht. Eurokode 7, ref. [2].

Detaljerte føringer knyttet til påvirkning på veg og jernbane er gitt i Statens Vegvesens Håndbok V220 [4] og Bane Nors tekniske regelverk [5].

#### 3.2 Tiltakskategori

Generelle føringer for valg av tiltakskategori er gitt i kvikkleireveilederen [7].

I prinsippet involverer prosjektet flere ulike tiltak i ulike tiltakskategorier:

- Boligprosjekt
  - o Tiltakskategori K4, flere boenheter
- Ny tursti
  - o Tiltakskategori K1 (GS-veg, kommunal veg)
- Ny undergang under jernbane
  - o Tiltakskategori K4
- Grøntområde mellom jernbanen og boligprosjektet

- Ligger ikke innenfor mulig løsne- eller utløpsområde for områdeskred, tiltakskategori er ikke relevant
- Grøntområde vest for turveien
  - Tiltakskategori K1

Omtrentlig avgrensning av tiltaksområdene er markert på tegning N01A02 og N01A03.

### 3.3 Krav om utredning

Ingen av tiltakene ligger innenfor en registrert kvikkleiresone.

Planlagte tiltak ligger innenfor aktsomhetsområder for områdeskred iht. KLV, ref. [7].

Det er påvist kvikkleire på tomten/området.

Det må utføres utredning av faresoner som kan berøre planlagte K3- og K4-tiltak iht. steg 5-11 i tabell 3.1 i KLV [7]. Jernbanekulverten er funnet å ligge i et mulig utløpsområde for skred både på vest og østsiden av Hyllibekken. Det er derfor utredet en ny sone på hver siden av bekken, totalt to nye faresoner.

### 3.4 Sikkerhetskrav områdestabilitet

#### 3.4.1 *Tiltakskategori K1*

Hvis tiltaket forverrer stabiliteten skal det kreves absolutt sikkerhetsfaktor  $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$  og  $F_{c\phi} \geq 1,25$ .

Hvis tiltaket ikke forverrer stabiliteten, er kravet til sikkerhet oppfylt.

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

#### 3.4.2 *Tiltakskategori K3*

Hvis tiltaket forverrer stabiliteten skal det kreves absolutt sikkerhetsfaktor  $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$  og  $F_{c\phi} \geq 1,25$ .

For tiltak som ikke forverrer stabiliteten er kravet til sikkerhet  $F_{cu} \geq 1,40$  og  $F_{c\phi} \geq 1,25$ .

Ved lavere sikkerhet må det utføres forbedring av stabiliteten iht. figur 3.3 i KLV [7].

For skråninger i faresonen som ligger utenfor influensområdet til tiltaket, gjelder krav til sikkerhet  $F_{c\phi} \geq 1,25$ , samt krav til robusthet  $F_{cu} \geq 1,20$ . Ved lavere sikkerhet må det utføres forbedring av stabiliteten iht. figur 3.3 i KLV [7].

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

#### 3.4.3 *Tiltakskategori K4*

Hvis tiltaket forverrer stabiliteten skal det kreves absolutt sikkerhetsfaktor  $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$  og  $F_{c\phi} \geq 1,25$ .

For tiltak som ikke forverrer stabiliteten er kravet til sikkerhet  $F_{cu} \geq 1,40$  og  $F_{c\phi} \geq 1,25$ .

Ved lavere sikkerhet må det utføres forbedring av stabiliteten iht. tabell 3.3 og figur 3.3 i KLV [7]. Dvs. vesentlig forbedring ifm. med sone med høy faregrad og forbedring ved middels faregrad.

For skråninger i faresonen som ligger utenfor influensområdet til tiltaket, gjelder krav til sikkerhet  $F_{c\phi} \geq 1.25$ , samt krav til robusthet  $F_{cu} \geq 1.20$ . Ved lavere sikkerhet må det utføres forbedring av stabiliteten iht. tabell 3.3 og figur 3.3 i KLV [7]. Dvs. vesentlig forbedring ifm. med sone med høy faregrad og forbedring ved middels faregrad.

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

### 3.5 Sikkerhetskrav lokalstabilitet

#### 3.5.1 *Behov for vurdering*

For at sikkerhet mot områdeskred skal være tilfredsstillende, er det også viktig at lokalstabiliteten er tilfredsstillende. Ifm. prosjektet er det viktig å ivareta lokalstabiliteten ifm. følgende tiltak:

- Etablering av trygg byggegrøp ved etablering av kjellerkonstruksjon(er).
  - o Omfatter generelle krav til lokalstabilitet og evt. støttekonstruksjon iht. Eurokode 7 [2].
  - o Påvirkning på Lyserenveien vurderes iht. krav angitt i Statens Vegvesens Håndbøker V220 og N200, ref. [3] og [4].
  - o Påvirkning på jernbanen vurderes iht. Bane Nors tekniske regelverk, ref. [5].
- Etablering av ny undergang under jernbanen
  - o Påvirkning på jernbanen vurderes iht. Bane Nors tekniske regelverk, ref. [5].
- Lokalstabilitet ifm. evt. skjæringer eller fyllinger for ny tursti
  - o Generelle krav til lokalstabilitet og evt. støttekonstruksjon iht. Eurokode 7.

Lokalstabilitet ivaretas først og fremst ifm. detaljprosjektering. I forbindelse med en detaljregulering er det imidlertid nødvendig å vurdere generell gjennomførbarhet av prosjektet, og det er derfor hensiktsmessig med en overordnet vurdering av hvorvidt planlagte tiltak kan realiseres innenfor realistiske rammer for å oppfylle gjeldende krav til lokalstabilitet.

#### 3.5.2 *Krav iht. Eurokode 7*

Eurokode 7 stiller krav til materialfaktor for styrkeparametere som benyttes i stabilitetsberegninger:

$\gamma_M \geq 1,4$  på udrenert skjærfasthet,  $S_u$

$\gamma_M \geq 1,25$  på effektiv friksjonsvinkel og attraksjon ( $a\phi$ -basis).

#### 3.5.3 *Krav ved påvirkning på Lyserenveien*

Krav til lokalstabilitet for vegger baseres på vegens konsekvensklasse iht. tabell 0-1 i V220, se figur 3-1.

Tabell 0-1 Definisjon av konsekvensklasser etter Eurokode 0 (Ref. 9), tillegg kommentarer relatert til vegbygging med veiledende kriterier for valg av konsekvensklasse (lyseblå kolonne)

Konsekvensklasse	Beskrivelse	Eksempel på bygg og anlegg	Veiledende kriterier for vegbygging
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)	ÅDT > 8000*, eller svært viktig veg uten (eller med svært dårlig) omkjøringsmulighet.  Nær trafikkert jernbane**.  Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med stor bruddkonsekvens.
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, <b>betydelige</b> økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)	1500 < ÅDT < 8000*, eller mindre trafikkert viktig veg med vanskelig/dårlig omkjøring.  Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med begrenset bruddkonsekvens og god evne til å tåle deformasjoner.
CC1	liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, og små eller <b>uvesentlige</b> økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus	ÅDT < 1500*. Gode omkjøringsmuligheter.  Konstruksjoner med liten skadekonsekvens og god mulighet for reparasjon eller gjenoppbygging.

Figur 3-1 Konsekvensklasse for veier jf. V220 [4]

Lyserenveien er oppgitt å ha ÅDT=1510 jf. [10], og vurderes til konsekvensklasse CC2.

For vurdering av lokalstabilitet for Lyserenveien benyttes partialfaktorer iht. SVV Håndbok N200 tabell 205.1 og 205.2, se Figur 3-2.

Tabell 205.1 Partialfaktorer for  $\gamma_{M,\varphi}$  og  $\gamma_{M,c}$  ved effektivspenningsanalyser

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

Tabell 205.2 Partialfaktorer for  $\gamma_{M,cu}$  ved totalspenningsanalyser

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

\* Eurokode 7 krever at  $\gamma_{M,cu} \geq 1,4$  ved totalspenningsanalyser

Figur 3-2 Krav til partialfaktorer iht. N200 [4].

### 3.5.4 Krav ved påvirkning på jernbane

Ved vurdering av lokalstabilitet mot jernbanen benyttes CC3 og partialfaktorer iht. Bane Nors tekniske regelverk TRV:01975 tabell 2 og 3, se figur 3-3.

#### TRV:01975

c) Materialkoeffisient skal velges under hensyn til hvordan styrken er bestemt, hvordan bruddmekanismen virker, og hva som er anerkjent praksis.

- Partialfaktor  $\gamma_M$  er gitt i Tabell 2 for totalspenningsanalyse med ADP-metoden.
- Partialfaktor  $\gamma_M$  er gitt i Tabell 3 for effektivspenningsanalyse.

**Tabell 2: Partialfaktor  $\gamma_M$  ved stabilitets- og bæreevneberegninger med ADP-metoden**

Analysetype	Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Totalspenningsanalyse, ADP-metoden	CC1 Mindre alvorlig	1,40	1,40	1,40
	CC2 Alvorlig	1,40	1,40	1,50
	CC3 Meget alvorlig	1,40	1,50	1,60

**Tabell 3: Partialfaktor  $\gamma_M$  ved stabilitets- og bæreevneberegninger med effektivspenningsmetoden**

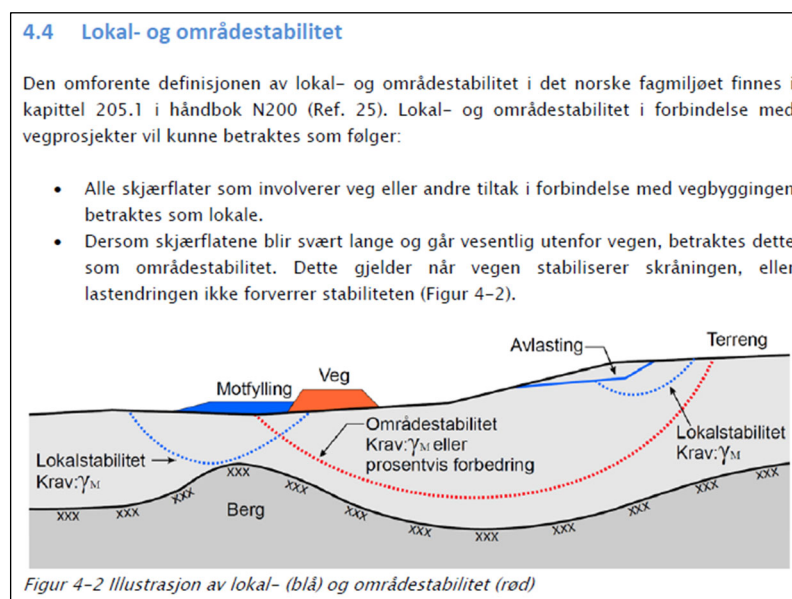
Analysetype	Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Effektivspenningsanalyse, $\alpha\phi$ -metoden	CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,30	1,40
	CC2 Alvorlig	1,30	1,40	1,50
	CC3 Meget alvorlig	1,40	1,50	1,60

Figur 3-3 Krav til partialfaktorer iht. Teknisk Regelverk [5]

Partialfaktor for sprøtt, kontraktant brudd benyttes der hvor sprøbruddleire kan bli involvert i bruddmekanismen. Partialfaktor for nøytralt brudd benyttes der hvor det kun er fyllmasse og lite sensitiv leire involvert.

### 3.6 Skille mellom lokal- og områdestabilitet

For å skille mellom lokal- og områdestabilitet, benyttes prinsippet beskrevet i kap. 4.4 i SVV håndbok V220 [3].



Figur 3-4 Skille mellom lokal- og områdestabilitet jf. V220 [3].

### 3.7 Kvalitetssikrings

Siden det planlegges tiltak i tiltakskategori K3 og K4, skal områdestabilitetsvurderinger kvalitetssikres av uavhengig foretak iht. KLV [7].

## 4 **Skredmekanismer og soneavgrensning**

### 4.1 Skredmekanismer

Aktuelle skredmekanismer er vurdert iht. kap. 4.5 og flytskjema i figur 4.3 i KLV19 [7].

For vurdering av sannsynlig skredmekanisme er beliggenheten av sprøbruddeire og særlig sprøbruddeire med skjærfasthet  $<1$  kPa vesentlig. Opptegning av prøveserier og påviste forekomster av sprøbruddeire med fargekoder for målt omrørt skjærstyrke i prøveseriene er vist på snitt i tegning N01D01-D09.

Det er funnet at et evt. skred på østsiden av Hyllibekken i profil D og på vestsiden i profil F, trolig vil forekomme som rotasjons- eller flakskred. I øvrige profiler er det funnet at retrogressive skred er mest sannsynlig eller det er ikke tilstrekkelig grunnlag for å utelukke at retrogressive skred er mulig.

Skredmekanismen vil i stor grad kunne påvirke utløpslengden til skredmassene, se kap. 4.4.

### 4.2 Terrengsnitt

Det er valgt ut 6 snitt for stabilitetsvurderinger (profil C, E, EF, F, G og J2) av skråninger hvor områdestabiliteten kan påvirke prosjektområdet.

I tillegg er det vurdert lagdeling og skredutbredelse for ytterligere 3 profiler nord for prosjektområdet (profil A, B og D), som grunnlag for å definere geometri på kvikkleiresonen.

Profil J1 og J3 er ikke relevante for områdestabilitet og derfor ikke presentert i denne rapporten, men er aktuelle som snitt for senere detaljprosjektering for å ivareta lokalstabiliteten av mot jernbanen.

### 4.3 Løsneområde

Løsneområde er vurdert iht. NGI-metoden beskrevet i KLV [7]. Dette innebærer at mulig løsneområde baseres på en startdybde 0,25 ganger skråningshøyden fra skråningsfot og videre utbredelse bakover med 1:15 gjennom sprøbruddeire og 1:3 gjennom materiale uten sprøbruddegenskaper.

Det er vurdert løsnedistanser og markert løsneområde for to faresoner (vest og øst for Hyllibekken) basert på dette.

På vestsiden av bekken er det funnet at områdene fra og med profil D og nordover ikke vil kunne nå tiltaksområdet, og videre utredning av en evt. tredje faresone er dermed ikke påkrevd eller hensiktsmessig for prosjektet.

### 4.4 Utløpsområde

Utløpsområdet for et områdeskred vil være nedover langs dalbunnen/Hyllibekken og ned mot jernbanefyllingen i sør. Ved en skredhendelse vil jernbanefyllingen trolig danne en barriere som kan stanse skredmasser som kommer flytende nedover. Overløp av skredmasser over jernbanen virker lite realistisk basert på skredvolum og andel sensitiv leire som vil kunne være involvert i

et initialscred. Det forventes imidlertid at planlagt gangkulvert og eksisterende bekkekulvert kan bli fylt med skredmasser og evt. føre noe skredmasse ned til sørsiden av jernbanen hvis skredmassene er tyntflytende nok.

De planlagte boligene vurderes til å ikke ligge innenfor utløpsområde for skred (men helt på grensen). Generelt må det regnes med at alle arealer som blir liggende lavere enn ca. kote +108 vil kunne bli liggende i et utløpsområde for et større skred.

Opptegning av utløpsområder for de to faresonene er hovedsakelig basert på skjønnsmessige vurderinger og enkle/grove anslag vedr. skredvolum sett i forhold til tilhørende løsneområde og type skredmekanisme.

#### 4.5 Erosjon

Sweco har utført erosjonsvurderinger for Hyllibekken ifm. prosjektet, se ref. [11]. Vurderingene er utført iht. NVE 9/2020, se ref. [12].

Rapporten fra Sweco konkluderer med at det generelt er lite erosjon langs Hyllibekken, men anbefaler lett erosjonssikring i enkelte yttersvinger, samt sikring ved utløpspunkter for overvann fra terrenget rundt. De aktuelle punktene hvor det bør gjennomføres erosjonssikring er markert på tegning N01A06.

## 5 **Klassifisering av faresone**

### 5.1 Faregradsklassifisering før evt. tiltak

Evaluering av faregrad utføres iht. [13].  
Se vedlegg 5 for detaljerte faregradsevalueringer.

#### 5.1.1 *Vest for Hyllibekken*

Ut fra faresoneevaluering for den forslåtte sonen vest for Hyllibekken er det beregnet at sonen bør få høy faregrad og konsekvensklasse alvorlig – risikoklasse 3.

#### 5.1.2 *Øst for Hyllibekken*

Ut fra faresoneevaluering for den forslåtte sonen øst for Hyllibekken er det beregnet at sonen bør få middels faregrad og konsekvensklasse meget alvorlig – risikoklasse 4.

Det bemerkes ellers at begge sonene vurderes å ligge på grensen mellom middels og høy faregrad. Supplerende undersøkelser av poretrykksforhold sammen med utførelse av stabilitetsforbedrende tiltak vil trolig gi begge faresonene middels faregrad.

## 6 **Grunnlag for stabilitetsvurderinger**

### 6.1 Trafikkklaster

#### 6.1.1 *Veg og anleggstrafikk*

Trafikkklaster på permanente og midlertidige veger/anleggsveger tas med i stabilitetsberegninger så lenge de er på drivende side mtp. stabilitet. Det benyttes trafikkklaster iht. N200 [4]:

Karakteristisk jevnt fordelt last:

Trafikkareal veg <sup>1)</sup> :	15 kN/m <sup>2</sup>
Gang- og sykkelveger	10 kN/m <sup>2</sup>



Sideterreng: 0 kN/m<sup>2</sup>

Det skal benyttes en partialfaktor for trafikklast på  $\gamma_Q = 1,3$ .

Spesielle trafikklaster fra anleggstrafikk vurderes evt. i detalj ifm. detaljprosjekteringen av prosjektet (f.eks. kranlaster).

### 6.1.2 Jernbane

For vurdering av geoteknisk stabilitet av jernbanefyllingen benyttes karakteristisk linjelast iht. TRV:00004-00006 [5], dvs. 110 kN/m på det ene sporet og 90 kN/m på det andre sporet. Linjelasten fordeles over en svillebredde på 2,5 m.

Dimensjonerende trafikklast =  $\alpha$  x kombinasjonsfaktor x lastfaktor x karakteristisk linjelast

For den aktuelle banestrekningen gjelder  $\alpha = 1,0$  jf. TRV:04917.

For beregning av geotekniske laster gjelder tabell NA.A2.4(C) iht. Eurokode 0. Dvs. det benyttes lastfaktor  $\gamma_Q = 1,3$  for jernbanetrafikk. Begge de aktuelle linjelastene vurderes som «dominerende variabel last», dvs. det benyttes ingen kombinasjonsfaktor.

Dette innebærer dermed følgende dimensjonerende trafikklast ifm. vurdering av lokalstabilitet av jernbanefyllingen:

Spor 1:  $q_d = (1,3 \times 110 \text{ kN/m}) / 2,5 \text{ m} = 57,2 \text{ kPa}$

Spor 2:  $q_d = (1,3 \times 90 \text{ kN/m}) / 2,5 \text{ m} = 46,8 \text{ kPa}$

Jernbanelastene er aktuelle for stabilitetsvurderinger av tverrprofiler mot områder hvor prosjektet kan påvirke lokalstabiliteten av jernbanen. Lastene benyttes ikke ved beregning av midlertidig utgraving for kulverten under jernbanen, da det heller ikke vil være mulig å kjøre tog på strekningen mens arbeidene pågår.

## 7 Materialparametere

### 7.1 Tyngdetetthet

Tyngdetetthet for bruk i stabilitetsberegningene er i hovedsak bestemt fra målinger på opptatte prøver. Benyttet tyngdetetthet kommer frem av stabilitetsberegningene, se tegning N01E01-E06.

### 7.2 Prekonsolidering

Det er utført ødometerforsøk på flere av de opptatte prøvene i forbindelse med grunnundersøkelser i området.

Oversikt over tolket prekonsolideringsspenning ( $\sigma'_c$ ) fra utførte ødometere og vurdering av prøve kvalitet er vist i tabell 7.1:

Tabell 7.1 Oppsummering av tolket prekonsolidering fra ødometerforsøk

Borpunkt #	Dybde [m]	$\sigma'_c$ [kPa]	Materiale	Kvalitet
03-05	5,4	130	Kremaktig leire	God. Klart definert OC-område.
03-12	4,6	150	Leire	God. Klart definert OC-område og korrelerer godt med OCR- kurve fra CPTu i 17-01.

03-12	7,6	150	Leire	God. Klart definert OC-område og korrelerer godt med OCR-kurve fra CPTu i 17-01.
17-10	6,3	120	Sprøbruddleire med skjellrester, $Sr > 1$	Noe forstyrret. Noe uklar POP og korrelerer dårlig med OCR fra CPTu og konsolideringsnivå i øvrige ødometere.
17-10	11,3	180	Leire med skjellrester	God. Klart definert OC-område og korrelerer godt med OCR-kurve fra CPTu. Ligger en del høyere enn øvrige ødometere, benyttes med forsiktighet.
21-01	8,7	90	Kvikkleire	Synlig noe forstyrret prøve ved utskyving på lab. Ligger vesentlig lavere enn alle andre ødometere. Vurderes som lite anvendelig.
21-01	14,7	130	Kvikkleire	Synlig noe forstyrret prøve ved utskyving på lab. Tolket OCR-nivå basert på at M-kurven og k-kurven har en «topp nr. 2», tvetydig resultat.
21-07	5,3	130	Sprøbruddleire $Sr < 1$	God, klart definert OC-område.
21-07	8,4	130	Kvikkleire	God, klart definert OC-område.

Sammenstilt tolkning av OCR-nivå i hver enkelt CPTu med POP tolket fra ødometere er vist i vedlegg 2. I CPT-er hvor det ikke er utført ødometerforsøk er det plottet inn  $POP = 130$  kPa.

### 7.3 Udrenert skjærfasthet og anisotropi

Vurdering av udrenert skjærfasthet for leiren er basert på trykksonderinger (CPTU) og prøveserier.

Det er først utført tolkning av skjærfasthetsprofil for hver enkelt CPTU sammen med prøveserier i samme borpunkt (eller et nærliggende borpunkt med prøveserie i) – se vedlegg 1. Deretter er alle fasthetsprofilene sammenstilt hvor det også er lagt inn relevante målinger fra prøveserier som ikke har en nærliggende CPTU. Fasthetsprofilene er sortert etter kotenivå. Basert på dette er det valgt fasthetsprofiler som inngår i stabilitetsberegningene.

Valgte sett med designprofiler for udrenert skjærfasthet er vist i vedlegg 3.

I profil E er det i tillegg utført beregning av stabiliteten med skjærfasthet i bunnen av profilet jf. tolket trykksondering i punkt 17-07, da tolket skjærstyrke fra sonderingen ligger noe lavere enn det som er valgt som generelt fasthetsprofil i øvre ca. 10 m. Fra ca. 10 m dybde ligger tolket skjærstyrke fra 17-07 noe høyere enn det generelle profilet. Dette gir naturlig nok noe lavere beregnet sikkerhet for grunne skjærflater, og noe høyere sikkerhet for de dype skjærsirkelene.

Det planlegges ikke tiltak som kan medføre nevneverdig redusert udrenert skjærfasthet, det benyttes dermed samme parametere før og etter tiltak.

### 7.3.1 Trykksonderinger (CPTU)

Utførte CPTU-sonderinger oppfyller krav til anvendelsesklasser iht. NGF-melding nr. 5 [14] som vist i tabell 7.2.

Tabell 7.2 Anvendelsesklasser for utført trykksondering

Borpunkt	Anvendelsesklasse iht. [14]		
	Spissmostand	Sidefriksjon	Poretrykk
14-03	Ikke utført nullpunktmåling, ukjent.		
14-04			
14-05			
17-01	2	1	1
17-07	1	1	1
17-10	2	1	1
03-05	2	1	1
21-01	1	1	1
21-07	2	1	1

Anvendelsesklasse 2 for spissmotstand i 17-01, 17-10, 03-05 og 21-07 er vurdert til å ikke ha hatt stor betydning for resultatet, da skjærstyrken fra disse to sonderingene stemmer relativt godt med resultater fra laboratorium. Det er lagt vekt på tolkning av OCR-nivå basert på poretrykk og ødometere for disse sonderingene.

Resultatene fra trykksonderingene utført i 2014 korrelerer stort sett godt med resultatene fra 2017. Unntaksvis gir CPTu i 14-05 et helt annet skjærstyrkeprofil enn øvrige CPTu i området, og er derfor ikke vektlagt i skjærstyrketolkningen. Det vurderes derfor at resultatene fra 14-03 og 14-04 kan benyttes med forsiktighet, selv om det ikke er utført nullpunktsmålinger.

### 7.3.2 Anisotropi

For å ta høyde for anisotropi i udrenert skjærstyrke, avhengig av spenningsretning, benyttes følgende forholdstall mellom aktiv, direkte og passiv skjærstyrke;

$$s_u^D / s_u^A = 0,64$$

$$s_u^P / s_u^A = 0,36$$

Faktorene er basert på anbefalinger i KLV [7] og [15], med gjennomsnittlig plasititetsindeks  $I_p=12\%$  kfr. laboratorieresultater.

### 7.3.3 Treaksialforsøk

Utpresset porevann/endring i porevolum under konsolideringsfasen i et treaksialforsøk gir normalt en indikasjon på om prøve kvaliteten og kvaliteten av forsøket. Klassifisering av treaksialforsøk iht. Statens Vegvesens håndbok V220 figur 2.20 og figur 2.21 er vist i tabell 7.3.

Det er forutsatt porettall før prøving  $e_0 = 2,75w_0$  for klassifiseringen, hvor  $w_0$  er målt vanninnhold før prøving.

## 7.4 Effektive styrkeparametere

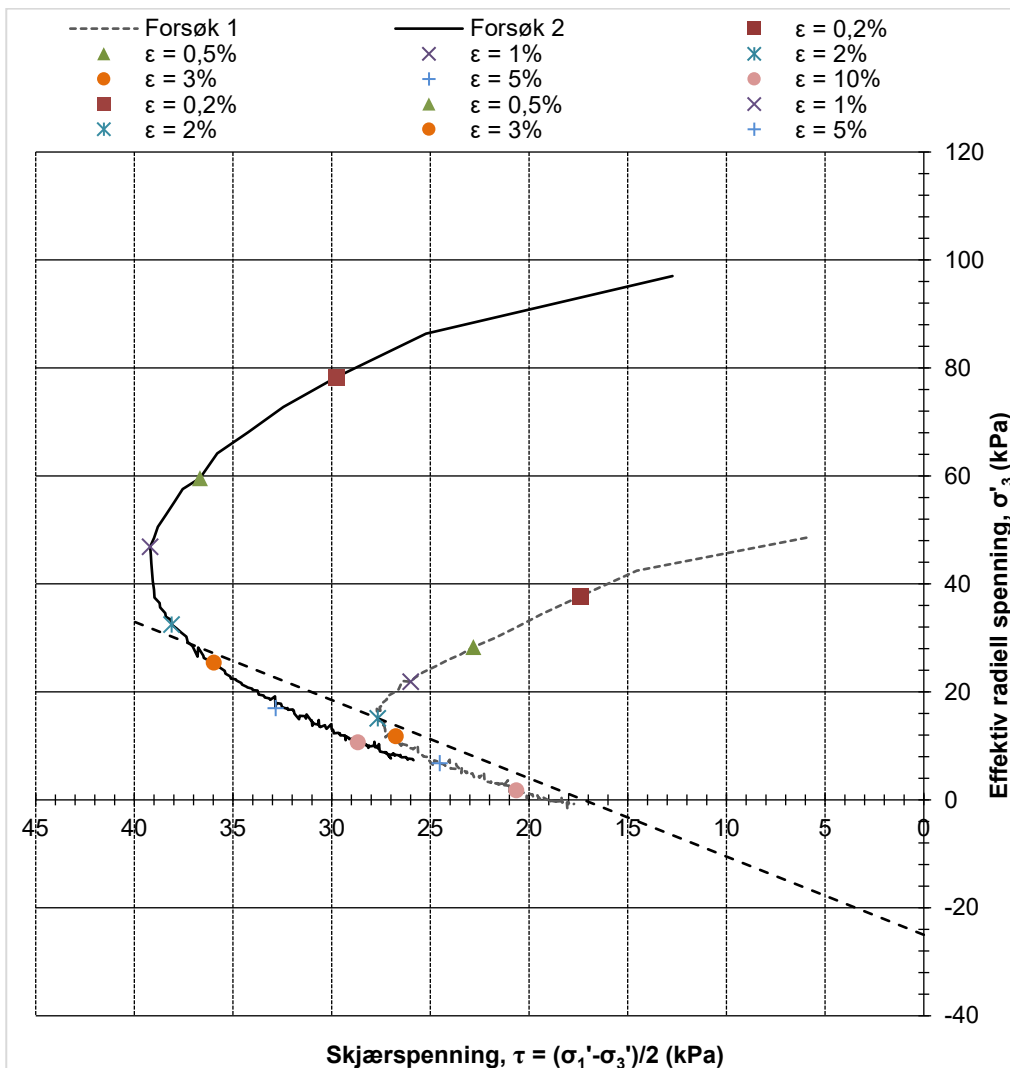
For tørrskorpeleire er det valgt å benytte anbefalte verdier fra Statens vegvesen håndbok V220.

For dyptliggende lag med morenelaget og/eller sand er det benyttet forsiktige erfaringsparametere.

For leire (inkl. sprøbruddeleire) er det valgt parametere basert på treaksialforsøk, se tabell 7.3 nedenfor for oppsummering av tolkning av treaksforsøk.

Tabell 7.3 Tolkning av treaksialforsøk

punkt #	Treaks nøkkelinfo			Kvalitet		Tolkning	
	Dybde	SBM?	Kvikk?	figur 2.20	figur 2.21	$\varphi$	a
17-07	5,4	ja	ja	Godt	1	24,1	25
17-10	9,5	ja	nei	Dårlig	3		



Figur 7-1 Tolkning av utførte treaksialforsøk

Følgende parametere er lagt til grunn:

Tabell 7.4 Valgte effektivspenningsparametere

Materiale	Friksjonsvinkel, $\varphi$ [-]	Attraksjon, a [kPa]
Tørreskorpeleire i strekk	30	0
Tørreskorpeleire i trykk	30	0-10
Leire (inkl. kvikkleire/SBM)	23	15

Morene	37	10
Sprengstein	42	10

Det er valgt å redusere attraksjonen i leire med 10 kPa ift. tolket verdi fra treaksialforsøk, da det kun er utført ett treaksialforsøk med god kvalitet. De to treaksialforsøkene stemmer imidlertid godt over ens mtp. tolkning av friksjonsvinkel. Det er også gjort overslag på forventet friksjonsvinkel basert på CPTU-sonderinger som gir tilsvarende eller høyere friksjonsvinkel som treaksialforsøkene.

## 8 Stabilitetsvurderinger

### 8.1 Beregninger

Det er utført beregninger av dagens stabilitet i profil C, E, EF, F, G og J2.

Stabiliteten av øvrige profiler er vurdert som irrelevant ifm. dette prosjektet, da et evt.

initialskred er vurdert til å ikke kunne nå frem til prosjektområdet jf. tegning N01D01-N01D09.

For profil E er det utført beregning både med og uten bygningslast fra eksisterende skolebygg in situ. Lavere in situ sikkerhet vil gi krav om større %-vis forbedring, men likevel også en lavere sikkerhetsfaktor etter tiltak. Mtp. krav til sikkerhet etter tiltak, benyttes den høyeste sikkerhetsfaktoren.

Tabell 8.1 Oppsummering av sikkerhet mot skred

Tegningsnummer	Profil	Beregningsmetode	Beregnet F in situ	Krav til min. F	Beregnet F etter tiltak	Kommentar
-	A	Ikke relevant, skred kan ikke nå tiltaksområdet				
-	B	Ikke relevant, skred kan ikke nå tiltaksområdet				
N01E01	C vest	Ikke relevant, skred kan ikke nå tiltaksområdet				
	C øst	ADP	1,22	1,2	IR	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde
			1,31	1,2	IR	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde
			1,35	1,2	IR	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde
	AFI	≥1,25*	1,25	>1,25*	Slak skråning	
-	D	Ikke relevant, skred kan ikke nå tiltaksområdet				
	E vest	Ikke relevant				
	E øst	ADP	≥1,20	IF	IF	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde
N01E02-N01E04 og N01E09	E øst	ADP	1,08 grunn, alt. Su-profil	F/1,17	1,18	Utenfor influensområde, krav til robusthet ved %-vis forbedring.

		ADP	1,08 med last fra eksisterende bygg 1,12 uten last fra eksisterende bygg	F/1,20	1,22	Utenfor influensområde, krav til robusthet ved %-vis forbedring.
			1,11, alt. Su-profil	F/1,19	1,23	Utenfor influensområde, krav til robusthet ved %-vis forbedring.
			1,16 med last fra eksisterende bygg, alt. Su-profil	F/1,23	1,30	Utenfor influensområde, krav til robusthet ved %-vis forbedring.
			1,03 med last fra eksisterende bygg, alt. Su-profil 1,10 uten last fra eksisterende bygg.	F/1,18	1,21	Utenfor influensområde, krav til robusthet ved %-vis forbedring.
			1,17	F/1,24	1,33	Utenfor influensområde, krav til robusthet ved %-vis forbedring
		AFI	1,30	1,25	>1,25*	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde.
Tegningsnummer	Profil	Beregningsmetode	Beregnet F in situ	Krav til min. F	Beregnet F etter tiltak	Kommentar
N01E05 og N01E010	EF vest	Ikke relevant				
	EF øst	ADP	1,19	F/1,25	1,29	Utenfor influensområde, krav til robusthet ved %-vis forbedring.
			1,16	F/1,23	1,43	Utenfor influensområde, krav til robusthet ved %-vis forbedring
			1,15	F/1,22	1,24	Utenfor influensområde, krav til robusthet ved %-vis forbedring
			1,19	F/1,25	1,26	Utenfor influensområde, krav til

						robusthet ved %-vis forbedring
			≥1,20	IF	IF	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde
		AFI	1,19	1,25	>1,27	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde. Poretrykk = 160 kPa på 12 m dybde i dalbunn.
		ADP	≥1,20	IF	IF	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde
	F vest	AFI	1,38	1,25	>1,25*	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde. Poretrykk = 160 kPa på 12 m dybde i dalbunn.
	F vest	AFI	1,37	1,25	>1,25*	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde. Poretrykk = 170 kPa på 12 m dybde i dalbunn.
N01E06	F øst	ADP	1,29	IF	IF	Tursti innenfor influensområdet, boligprosjektet og kulvert ligger utenfor influensområdet. Skråningen har tilstrekkelig robusthet for boligprosjekt og kulvert. Krav til ikke forverring for tursti.
			1,40	IF	IF	Kompensert fundamentering og/eller pelefundamentering av boligprosjektet
			1,51	IF	IF	Kompensert fundamentering og/eller pelefundamentering av boligprosjektet
		AFI	1,98	1,25	>1,25*	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde. Poretrykk = 160 kPa på 12 m dybde i dalbunn.
		Tegningsnummer	Profil	Beregningsmetode	Beregnet F in situ	Krav til min. F
N01E07 og N01E11	G vest	ADP	1,00	VF/1,15	1,15	Må forbedres, da skred kan få utløp til kulvert/tursti under jernbanen.
			1,05	VF/1,19	1,31	Må forbedres, da skred kan få utløp til kulvert/tursti under jernbanen.
		AFI	1,45	1,25	>1,25*	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde. Poretrykk = 160 kPa på 12 m dybde

	G øst	ADP	1,82	1,61	>1,61/IF	
		AFI	>1,25*	1,25	>1,25*	
N01E08 og N01E12	J2 vest	ADP	>1,20	1,20	IF	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde
		AFI	>1,25*	1,25	>1,25*	Tilstrekkelig robusthet, utenfor influensområde
	J2 øst	ADP	1,50	L/1,60	2,44	Lokalstabilitet for jernbanen v/ kulverten. Etablering av kulverten vil gi forbedring av lokalstabiliteten, da kulverten veier mindre enn massene i jernbanefyllingen. Beregnet sikkerhet etter tiltak er utført med halvveis oppfylt kulvert for å ta høyde for kulvertens vekt. Kulverten vil i realiteten veie mindre enn det som er modeller og gi desto bedre lokalstabilitet enn vist beregning.
		AFI	>1,25*	1,25	>1,25*	
<b>Tegnings- nummer</b>	<b>Profil</b>	<b>Beregnings- metode</b>	<b>Beregnet F in situ</b>	<b>Krav til min. F</b>	<b>Beregnet F etter tiltak</b>	<b>Kommentar</b>

**Forklaring:**

VF: Vesentlig forbedring

F: Forbedring

IF: Ikke forverring

L: Lokalstabilitet

IR: Ikke relevant

\*: Skjønnsmessig vurdering



## 9 Stabiliserende tiltak og rekkefølgekrav

### 1.1 Sikring av områdestabilitet før utbygging

Det er funnet behov for stabilitetsforbedrende tiltak på vestsiden av Hyllibekken i området ved profil G, samt østsiden av Hyllibekken ved profil E og EF. Stabilitetsforbedring vha. terrengtiltak anbefales som metode.

For å unngå tiltak som berører bekken, er det foreslått forbedrende tiltak vha. terrengsenking på skråningstopp. Se tegning N01A06 for skissert behov for stabilitetsforbedrende tiltak.

Foreslåtte tiltak vil også forbedre sikkerhet mot områdeskred for Hovin skole. I vårt forslag er det bl.a. revet et av tilbyggene på skolen. Ved evt. oppføring av nytt skolebygg som erstatning for dette, må det evt. gjøres en egen områdestabilitetsutredning for dette.

Alternative mulige løsninger for å forbedre stabiliteten er:

- Avgraving oppe på skoleområdet, uten riving av bygg. Medfører større avgraving enn det alternativet som er skissert i dette notatet.
  - o Gjennomførbarhet er usikkert mtp. at det nødvendigvis vil gi større terskler mellom skolebyggene og terrenget rundt.
- Heve terrenget i dalbunnen
  - o Dette er ønskelig å unngå pga. blant annet naturvern
- En kombinasjon av avgraving på skoleområdet, og oppfylling i dalbunn.
  - o En kombinert løsning med avgraving og oppfylling gir bedre mulighet for intern massehåndtering, men vil trolig berøre/påvirke større arealer totalt sett enn ren avgraving/ren oppfylling.
  - o Oppfylling i dalbunnen er ønskelig å unngå pga. blant annet naturvern
- Stabilisering vha. kalk-/sementpeler (grunnforsterkning)
  - o Dette er en løsning som sjelden benyttes som stabiliserende tiltak alene. Metoden er relativt kostbar, men kan være aktuell hvis den også kan benyttes som fundamenteringsløsning for boligprosjektet.
  - o Metoden har høy kompleksitet både for prosjektering og utførelse.

Det er videre vurdert at det er behov for erosjonssikring av enkelte yttersvinger og utløpspunkter for overvann, jf. Swecos erosjonsvurderinger ref. [11]. Områdene er markert på tegning N01A06.

En eventuell endret utforming av bekkeløp vil kunne påvirke flomnivå og vannhastighet.

Alle stabilitetsforbedrende tiltak og erosjonssikring må være ferdig etablert før det kan gis brukstillatelse av tursti, jernbanekulvert og boligprosjektet.

## 1.2 Sikring av områdestabilitet gjennom detaljprosjektering og utvikling av Spydeberg Dampsag

Det anbefales at prosjektet planlegges og prosjekteres på en slik måte at prosjektet ikke forverrer stabiliteten ut mot Hyllibekken. Dette innebærer i praksis at belastningen på toppen av skråninger ikke kan økes. Bygg må enten fundamenteres kompensert eller så må lastene føres til berg vha. peler. Pelefundamentering vil trolig være nødvendig uansett for å redusere risiko for setninger på konstruksjonene, da leira generelt er setningsømfintlig. Nytt terrengnivå for boligprosjektområdet kan ikke økes fra dagens nivå.

Turstien bør legges i samme nivå eller lavere enn dagens terreng.

Peleramming kan gi midlertidig redusert stabilitet ved at det bygges opp poreovertrykk pga. massefortrengning. Det er imidlertid primært stabilitet på Su-basis som synes å være styrende for prosjektet, og det skal relativt stor poretrykksøkning til oppe på prosjektområdet før stabiliteten på a $\phi$ -basis blir for dårlig. Det anbefales likevel at det gjøres supplerende poretrykksmålinger før, underveis og etter pelerammingen. Program for dette utarbeides som en del av detaljprosjekteringen.

Det har vært diskutert i prosjektet hvorvidt kulverten kan plasseres utenfor mulig utløpsområde for skred om den legges lenger øst. Det er vurdert at skredmassene fra et stort skred i praksis vil kunne fylle dalen opp til kote +107. Om man bygger er fysisk barriere/hindring for skredmasser for tursti og kulvertarealer som ligger lavere enn kote +107, så kan den foreslåtte avgravingen på vestsiden av bekken utgå.

Det har også vært diskutert om det er mulig å få etablert en badedam/kulp nedenfor boligprosjektet. Det kan ikke tillates fjerning av løsmasse for å danne en kulp her nede, slik at en kulp må evt. utføres/utformes etter at man først har gjort en generell heving av dalbunnen først og som minimum oppnår netto terrengheving heller enn avgraving. Geometri/løsning må evt. kontrolleres av geotekniker mtp. områdestabilitet, men vurderes som lite aktuelt.

Det vil være behov for videre geoteknisk prosjektering i prosjektet.

## **10 Konklusjon**

Prosjektet krever stabilitetsforbedrende tiltak for å kunne gjennomføres med tilfredsstillende sikkerhet mot områdeskred.

Dette notatet gir føringer for hvordan prosjektet kan planlegges videre for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot områdeskred iht. NVE rapport 1/2019 (ref. [1]), og med tilfredsstillende lokalstabilitet iht. Eurokode 7 (ref. [2]) og SVV Håndbøker V220 (ref. [3]) og N200 (ref. [4]) og Teknisk Regelverk (ref. [5]).

Det vil være krav om ansvarsrett for geoteknisk prosjektering i videre detaljprosjektering. Det er viktig at prosjekterende geotekniker utfører prosjekteringen på en måte som ivaretar områdestabiliteten. Dette innebærer også løsning for å ivareta lokalstabiliteten mot/av jernbanen ifm. utgraving av kjeller og kulvert i eksempelvis profil J1 og J3.

## 11 Referanser

- [1] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Veileder nr. 7-2014 Sikkerhet mot kvikkleireskred,» 2011.
- [2] Standard Norge, NS-EN 1997-1:2004+NA:2016 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler.
- [3] Statens vegvesen, Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, 2018.
- [4] Statens vegvesen, Håndbok N200 Vegbygging, 2018.
- [5] Bane Nor, «Teknisk Regelverk,» [Internett]. Available: <https://trv.banenor.no/wiki/Forside>.
- [6] Kartverket, Geovekst og kommuner, «Norgeskart,» [Internett]. Available: <https://norgeskart.no/>.
- [7] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Veileder nr. 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred : vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper,» 2020.
- [8] NVE, «NVE Atlas,» [Internett].
- [9] Norges geologiske undersøkelse (NGU), «[www.ngu.no](http://www.ngu.no),» NGU. [Internett]. [Funnet 06 Juni 2018].
- [10] Statens Vegvesen, «Vegkart,» [Internett]. Available: [https://vegkart-2019.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/hva:\(~\(farge:'0\\_0,id:540\)\)/@1116129,7203325,4](https://vegkart-2019.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/hva:(~(farge:'0_0,id:540))/@1116129,7203325,4). [Funnet august 2020].
- [11] Sweco Norge AS, «Prosjektnummer 10220304 - Notat - Erosjonsvurdering langs Hyllibekken i forbindelse med reguleringsplan for Spydeberg Dampsag».
- [12] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Rapport 9/2020 Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred,» 2020.
- [13] Norges Geotekniske Institutt, «Program for økt sikkert mot leirskred,» 2008.
- [14] Norsk Geoteknisk Forening (NGF), «Melding nr. 5 - Veiledning for utførelse av trykksondering (rev.3),» 2010.
- [15] Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, «Rapport 14-2014 En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer,» 2014.