



Rapport

Oppdragsgiver: **Norsk Institutt for Naturforskning (NINA)**


Oppdrag: **Vurdering av områdestabilitet Gløshaugen – utredning av kvikkleiresoner.**


Emne: **Beregnings- og vurderingsrapport.**

Dato: **27. januar 2010**

Rev. - Dato

Oppdrag- / Rapportnr. **413642 – 2**

Oppdragsleder: **Ingrid Havnen** Sign.: 

Saksbehandlere: **Rolf Sandven, Ingrid Havnen** Sign.: 

Kontaktpersoner hos Oppdragsgivere: **Leif Lande (Rambøll)**

Sammendrag:

Multiconsult er engasjert for utførelse av grunnundersøkelser og geoteknisk vurdering av fundamenterings- og oppstøtningsløsninger for nybygg NINA (Norsk Institutt for Naturforskning) ved Lerkendalsbygget, NTNU. Ettersom bygget kan påvirkes av skred fra nærliggende kvikkleiresone 183 Berg studentby inkluderer oppdraget også en vurdering av stabilitetsforholdene i området.

Stabilitetsvurderingene baserer seg på en sammenstilling av tidligere og nylig utførte grunnundersøkelser i Gløshaugen-området. Resultater fra disse danner grunnlag for bestemmelse av styrkeparametre og poretrykksdata for stabilitetsanalysene.

Stabilitetsanalyser for vestre del av kvikkleiresonen viser at sikkerheten er for dårlig i forhold til krav om $F_c \geq 1,4$ i henhold til NVE Retningslinje 1/2008. Med det opptredende sikkerhetsnivå og den aktuelle faregrad i sonen kreves en prosentvis forbedring av sikkerheten på ca. 10 % i forhold til dagens tilstand. Forholdene i området ligger imidlertid ikke vel til rette for dette på grunn av tett bebyggelse og mye infrastruktur. Stabiliseringstiltak innenfor sonen er derfor ikke ansett som særlig aktuelt eller praktisk mulig innenfor rammen av dette oppdraget alene. Skred utløst i skråningen mot Gløshaugplatået synes å være mindre aktuelt på grunn av et vesentlig høyere sikkerhetsnivå mot brudd.

Det mest aktuelle skredscenariet i forhold til NINAs nybygg er derfor utløp av omrørte og flytende skredmasser fra skred utløst i de områder av kvikkleiresonen som ligger øst for Strindvegen. Et visst omfang av disse massene vil teoretisk kunne nå NINAs nybygg, selv om de stedlige forholdene vil kunne redusere teoretisk utløpsdistanse for skredmassene betydelig.

Multiconsult mener at det ut i fra vurdering av utløpsdistanse og de stedlige terreng- og grunnforhold er praktisk mulig å håndtere den skredmassen som forventes å kunne nå frem til det planlagte bygget. Dette gjøres etter vårt syn mest praktisk ved en forsterkning av konstruksjonen. Et estimert lastnivå fra skredmassen på bygget er vurdert ut i fra terrengforholdene og antatt dybde av leirmassene som grunnlag for denne forsterkningen.

Multiconsult's samlede vurdering er etter dette at oppføring av NINAs nybygg kan oppføres slik som planlagt, men med forutsetning om konstruktive tiltak for sikring av bygget mot utløpte skredmasser.

1		
0	27.01.2010	Utsendt for 3. partskontroll
Utg.	Dato	Tekst

Innholdsfortegnelse

1.	Innledning	3
2.	Kort omtale av prosjektet.....	4
3.	Utbredelse av kvikkleire i Gløshaugen-området.....	4
4.	Grunnundersøkelser i Gløshaugen-området.....	5
5.	Terreng og grunnforhold.....	6
5.1	Generell beskrivelse av Gløshaugen-området	6
5.2	Grunnforholdsvurdering for Gløshaugen Sør.....	6
5.2.1	Grunnforhold i området mellom Realfagsbygget og Lerkendalsbygget.....	6
5.2.2	Grunnforhold i området mellom Lerkendal og Berg	6
5.2.3	Grunnforhold i området ved nybygg NINA	8
6.	Klassifisering av aktuelle kvikkleiresoner	8
6.1	Faregradsevaluering av sone 183 Berg studentby, vestre del	9
6.2	Bestemmelse av tiltaksklasse.....	9
6.3	Skredteknisk vurdering.....	10
6.3.1	Stabilitetskritiske profiler for nybygg NINA.....	10
6.4	Valg av styrkeparametere	11
6.5	Stabilitetsberegninger	14
6.5.1	Beregningsmetodikk og resultater	14
6.5.2	Utstrømningsdistanse for skredmasser fra sone Berg studentby	16
6.6	Forslag til nødvendige sikrings- og stabiliseringstiltak	19
7.	Sammenfatning og konklusjoner – kritiske momenter	19
8.	Referanser	20

1. Innledning

Multiconsult er engasjert for utførelse av grunnundersøkelser og geoteknisk vurdering av fundamenterings- og oppstøtningsløsninger for nybygg NINA (Norsk Institutt for Naturforskning) ved Lerkendalsbygget, NTNU. Ettersom bygget kan påvirkes av skred fra vestre del av nærliggende kvikkleiresone 183 Berg studentby inkluderer oppdraget også en vurdering av stabiliteten i området.

All ny byggevirksomhet innenfor en faresone for kvikkleire, samt bygg som kan påvirkes av skred fra nærliggende faresoner, er underlagt krav i henhold til følgende dokument:

NVE Retningslinje 1/2008. Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire. Teknisk veiledning, endelig utgave, mars 2009. /1/.

Sikkerhetskravet gjelder ikke bare kvikkleireskred som kan utløses innenfor tomteområdet, men også dersom bebyggelsen ligger i utløpsområdet (skredbanen) for kvikkleireskred utløst i tilliggende områder, og som kan medføre skader og/eller kritisk oversvømmelse fra skredmassene.

Veiledningen gir detaljerte krav til stabiliteten før, under og etter byggearbeidet, og Trondheim kommune krever at retningslinjene følges for godkjenning av regulerings- eller byggeplan. Hvis kravene til sikkerhet ikke er tilfredsstillt må det gjennomføres nødvendige stabiliserings- og sikringstiltak før byggearbeidet tillates igangsatt.

Denne rapporten inneholder en vurdering av kvikkleiresonene i området med hensyn på følgende forhold:

- Klassifisering av kvikkleiresonen
 - Faregradsevaluering
 - Bestemmelse av tiltaksklasse for aktuelt prosjekt
- Stabilitetsvurderinger
 - Vurdering av stabilitetskritiske profiler
 - Valg av styrkeparametre
 - Vurdering av skredmekanismer og beregningsmetodikk for stabilitetsberegninger
 - Resultater fra stabilitetsberegninger
 - Vurdering av utløpsdistanse fra eventuelle skred utenfor tomten
- Forslag til eventuelle sikrings- og stabiliseringstiltak

Denne rapporten inneholder en innledende vurdering av stabiliteten i området, basert på overslagsmessige stabilitetsberegninger i utvalgte profiler. Vurderingene baserer seg på resultater fra tidligere og nyere grunnundersøkelser i det aktuelle området, og inkluderer bestemmelse av styrkeparametre og poretrykksdata som grunnlag for stabilitetsberegningene.

Det er ikke utført supplerende grunnundersøkelser i området i denne omgang, utover de lokale undersøkelser som er utført for nybygg NINA. Resultater fra disse undersøkelsene er beskrevet i egen oppdragsrapport /15/. Den innledende vurdering av områdestabiliteten vil eventuelt avdekke et behov for supplerende grunnundersøkelser i området, blant annet for sikrere bestemmelse av kvikkleirelagenes mektighet og utstrekning og en nærmere dokumentasjon av stabiliteten.

2. Kort omtale av prosjektet

Bygget er planlagt sørvest for Lerkendalsbygget på søndre del av Gløshaugplatået, beliggende langs Høgskoleringen, se figur 1. Bygget er planlagt etablert ca 8 m fra eksisterende bygg, delvis på eksisterende parkeringsplass sørvest for Lerkendalsbygget, i slak skråning ned mot Høgskoleringen. Bygget er planlagt oppført i 5 etasjer + sokkeletasje, der sokkelen strekker seg ut over et større areal enn hovedbygget. Byggets fundamentnivå vil komme ca 4 m under dagens terreng ved parkeringsplassen. Det er ikke påvist kvikkleire på den aktuelle tomten, men den ligger i utløpssonen for et potensielt kvikkleireskred fra kvikkleiresone 183 Berg studentby, vestre del, se vedlegg 4.



Figur 1: Planlagt plassering av nybygg NINA ved Lerkendalsbygget, NTNU.

3. Utbredelse av kvikkleire i Gløshaugen-området

Gløshaugen er opprinnelig bygget ut som en deltaavsetning med et øvre sandlag over middels til fast leire over fjell. Leirlaget er delvis sensitivt, men det er ikke utført en full kartlegging av kvikkleirens utbredelse på alle deler av Gløshaugplatået. Fra tidligere kartlegging er det to soner som er av interesse for en områdevurdering av Gløshaugplatået, se vedlegg 1.

Kvikkleiresone 183 Berg Studentby: Kvikkleiresonen har en eksisterende klassifisering med **Middels** faregrad. Sonen har en vestlig utbredelse på sørsiden av Richard Birkelands veg, under Materialteknisk senter, før den grenser inn mot Realfagsbygget og Kjemihallen. Sonen er opprinnelig ikke trukket på nordsiden av Richard Birkelands veg, men omfatter en lomme på vestsiden av Strindvegen lenger nord. Videre fortsetter sonen på tvers av Strindvegen, over Prestegårdsjordet og Stavne-Leangenbanen og sørøstover mot Nardo. Her går sonen over i en ny kvikkleiresone Nardo Nordre med klassifiseringsmessig **Lav** faregrad.

Rambøll har tidligere utført en vurdering av områdestabiliteten for Berg sone i forbindelse med utbyggingen av Berg Studentby /21, 22/. Kvikkleiresonen ble her inndelt i 4 delsoner, basert på terrengformasjoner og naturlige utløpsretninger for skred, se soneinndeling i vedlegg 5. Rambøll utredet kun de to østligste delsonene (I og II) ettersom de vestlige deler av sonen

(delsone III, IV) ikke var forventet å ha innvirkning på stabilitetsforholdene ved utbygging av Berg studentby.

Dette prosjektet vil imidlertid kun påvirkes fra delsonene III og IV, og stabilitetsvurderinger knyttet til disse delsonene blir derfor nærmere behandlet her.

Delsone III strekker seg fra omtrent krysset mellom Jonsvannsvegen og Strindvegen i nord, til Prestegårdsvegen i øst, Lars Onsagers veg i sør og Strindvegen/Verstedteknisk laboratorium i vest. Delsone IV begrenses av Richard Birkelands veg i nord, Strindvegen i øst, Høgskoleringen ved NTNU Driftsavdelingen i sør og Gløshaugvegen i vest.

Kvikkleiresone 188 Øvre Bakklandet – Singsaker: Kvikkleiresonen har en eksisterende klassifisering med **Høy** faregrad. Sonen har en vestlig utbredelse mot elveslyngen ved Nidaros Domkirke over en strekning på ca. 500 m, og strekker seg nordover mot Nedre Bakklandet og Gamle Bybro. Sonen strekker seg videre i sør-østlig retning gjennom terrasseområdet ved Vollbakken og videre oppover mot Gløshaugplatået. Den avsluttes omtrent ved munningen av Høgskoledalen (Dødens dal), men strekker seg videre østover mot Singsaker og Duedalen. Her går sonen over i en ny kvikkleiresone Singsaker – Tyholt, klassifisert med **Lav** faregrad.

De to sonene er ikke tegnet sammenhengende i den opprinnelige kartleggingen. Boringer som senere er utført i området, senest for NTNU Kjemihallen i 2009 /16/, viser imidlertid at kvikkleiren har større utbredelse enn opprinnelig forventet. Blant annet er det påvist at kvikkleirelaget strekker seg innunder Kjemihallen og fortsetter videre nordover på begge sider av Høgskoleringen. Den vestlige skråningen av Høgskoledalen ser også ut til å inneholde kvikkleire, mens den østlige skråningen der terrenget (og bergoverflaten) skrånner opp mot Jonsvannsvegen ser ut til å være fri for kvikkleire.

Dette indikerer at det kan være en kontinuerlig smal korridor med kvikkleire som forbinder kvikkleiresonene 183 Berg studentby og 188 Øvre Bakklandet – Singsaker, noe som gjør områdesituasjonen mer ugunstig. Stabilitetsproblematikk knyttet til denne erkjennelsen er imidlertid ikke behandlet nærmere i denne rapporten, da dette etter Multiconsult's syn bør gjennomføres en større anlagt, samlet vurdering av alle aktuelle faresoner i området.

For øvrig er kvikkleiresone 188 Øvre Bakklandet – Singsaker ikke direkte relevant i vurderingene for NINA's nybygg og behandles derfor ikke nærmere i denne rapporten.

4. Grunnundersøkelser i Gløshaugen-området

Det er tidligere utført en rekke grunnundersøkelser i Gløshaugområdet, i hovedsak for prosjektering av enkeltbygg og infrastruktur i området, men også som følge av nasjonal kvikkleirekartlegging og annen relatert aktivitet. De viktigste undersøkelsene er oppsummert under, mens en komplett oversikt over tidligere grunnundersøkelser i området er vist visuelt og tabellarisk i Vedlegg 2.

1. NOTEBY (nå Multiconsult). STATSBYGG. 92033 Realfagbygget på Gløshaugen. Geoteknisk datarapport. 57000 nr.1. (1995) /13/.
2. NOTEBY (nå Multiconsult). STATSBYGG. 92033 Realfagbygget på Gløshaugen. Forprosjekt. Geoteknisk prosjektering. 57000 nr.2. (1995) /14/.
3. Kummeneje. Bygningsingeniøravdelingen NTH (Lerkendalsbygget). O669 (1968) /25/.

I tillegg foreligger det fra Trondheim kommune en klassifisering av samtlige boringer i Gløshaugområdet i henhold til sikre funn av kvikkleire i boringer, se vedlegg 4. De mest aktuelle benyttet for arbeidet med denne rapporten er ref. /17, 18, 19, 20/.

5. Terreng og grunnforhold

5.1 Generell beskrivelse av Gløshaugen-området

Gløshaugen strekker seg som en rygg i retning nord – sør med ca. 500 m lengde og 150 m bredde, med bratte skråninger på nord og vestsiden, slakere mot sør og øst. Skråningen i sørvest ned mot Gløshaugvegen er meget bratt og står med en helning 1:1,2. I søndre del av Gløshaugen ved Lerkendal er terrenget forholdsvis flatt, men skrå brattere opp mot kjemiblokkene i nord. Terrenget oppe på platået ligger på ca. kote +52, mens Lerkendalsbygget ligger på ca. kote +41. Høydeforskjellen er dermed rundt 11 m mellom de to nivåene, med en helning på ca. 1:7. Oversikt over de mest aktuelle grunnundersøkelser i Gløshaugområdet er vist i tabell i vedlegg 2.

Gløshaugen er bygget ut som en deltaavsetning fra sørøst mot nordvest, men tidligere kart (1935) viser at terrenget har endret seg vesentlig i ettertid. Original grunn på Gløshaugplatået består generelt av et øvre sandlag over middels til fast leire over fjell. Sandlaget har varierende mektighet, med størst mektighet på ca. 15 - 20 m ved toppen av skråningen i nordvest, generelt avtagende mot øst og sør. Leirlaget har også størst mektighet i vest med avtakende tykkelse østover på platået. Ved Materialteknisk senter og østover mot Strindvegen er det påvist kvikkleire over bergoverflaten (kvikkleiresone 183 Berg Studentby). Overflaten av leirlaget skråer jevnt nedover mot nordvest. Leirlaget er delvis sensitivt/kvikt, men viser ikke-sensitiv, homogen oppførsel i den øverste sonen. Bergoverflaten ligger med fall fra nordøst mot sørvest, fra ca. kote +25 ved Materialteknisk senter til under kote +10 ved Gløshaugvegen vest for Lerkendalsbygget.

Grunnvannstanden står dypt og tilnærmet horisontal på kote +32 - +34 på vestre og midtre del av området, mens den stiger opp til kote +40 - +42 ved Materialteknisk institutt på områdets østre del. Stort sett følger grunnvannstanden overgangen mellom sand/grus og leirlaget. Det antas hydrostatisk poretrykksfordeling i dybden.

5.2 Grunnforholdsvurdering for Gløshaugen Sør

5.2.1 Grunnforhold i området mellom Realfagsbygget og Lerkendalsbygget

Det øvre sandlaget har ca. 15 m mektighet ved sørfløyen av Kjemiblokkene, avtagende til 6-9 m tykkelse ned mot Gløshaugvegen i vest. Sandlaget synes å være middels fast til fast med lav kompressibilitet. Leirlaget er middels fast til fast med udrenert skjærstyrke $s_u = 40$ til 80 kPa og består delvis av sensitive masser med sensitivitet 10 til 20.

I midten av skråningen varierer lagdelingen noe fra vest til øst. I vest består massene av et mektig topplag av sand, over silt og leire til stor dybde. Videre østover er det fyllmasse av sand og tørrskorpeleire i toppen over original sand og leire. Lengst øst mot Høgskoleringen er berg påtruffet ca. 20 m under terrengoverflaten.

Grunnvannstanden følger omtrent overgangen mellom sand og leire.

Skråningen sør for kjemiblokkene var tidligere like bratt som skråningene ned mot Hesthagen i vest, og er utslaket ved 2-5 m nedplanering av terrenget ved kjemiblokkene og oppfylling ned mot Lerkendal. Senere er Realfagsbygget oppført og representerer i dag en netto tilleggsbelastning fordelt nedover i skråningen. I sum ble stabilitetsforholdene i skråningen ikke forverret ved bygging av Realfagsbygget.

5.2.2 Grunnforhold i området mellom Lerkendal og Berg

Også ved bygging av Materialteknisk institutt ble terrenget senket, og store mengder fyllmasse ble fylt ut i skråningen mot sørvest. Fyllmassen består stort sett av sand og tørrskorpeleire, men

det er også påvist humusholdige masser lokalt. Fyllmasselaget har mektighet opptil 8-10 m i skråningen mellom Materialteknisk institutt og Lerkendalsbygget. Under fyllmassen følger originale avsetninger av sand og leire, der både sand- og leirlaget avtar i tykkelse fra vest mot øst. Sandlaget er også her fast lagret med lav kompressibilitet, mens leiren er middels fast.

NGI's undersøkelse for det sør-østre tilbygget for Materialteknisk institutt viser kvikkleire under et maksimum 5 m tykt topplag av fast/middels fast leire. Fjell antas her påtruffet i ca. 15-20 m dybde. Lengst øst mot Høgskoleringen er det påvist et kvikkleirelag med opptil 7 m tykkelse over berg.

I leirlaget varierer udrenert skjærstyrke mellom 40 og 60 kPa, mens styrken i kvikkleirelaget er noe lavere og ligger mellom 25 og 40 kPa. Styrkereduksjonen kan være noe påvirket av prøveforstyrrelse. Sensitiviteten i kvikkleirelaget varierer mellom 80 og 260.

Grunnvannstanden følger stort sett laggrensen mellom sand og leire. Poretrykksmålinger viser at poretrykket ved toppen av skråningen øker mindre enn hydrostatisk med dybden, mens trykkøkningen med dybden er større enn hydrostatisk i bunn av skråningen.

Grunnforholdene langs deler av Strindvegen, spesielt ved Prestegårdsjordet og Berg prestegård er geoteknisk sett vanskelige. Tidligere grunnundersøkelser viser at grunnen kan inneholde kvikkleire, og det må dessuten forventes noe variable grunnforhold.

Terrenget langs Strindvegen skråner slakt fra Prestegårdsjordet opp mot Prestegårdsvegen, brattere opp mot Prost Castbergs veg der terrenget flater ut og etablerer et platå der blant annet Berg prestegård ligger. Strindvegen har jevn stigning og følger ikke terrenget oppover. Veggen ligger på fylling langs nedre del av Prestegårdsjordet og i bunn av skråning fra Prestegårdsvegen og et stykke nordover.

Helt øverst, i krysset mellom Strindvegen og Jonsvannsvegen, er det registrert et topplag av fyllmasse (sand) over fast, til dels meget fast leire. Lenger sør ned mot krysset med Richard Birkelands veg viser grunnforholdene et topplag av fyllmasse/tørskorpe med varierende mektighet. Under topplaget påvises middels fast, siltig leire, som under ca. kote +55 kan være sensitiv/kvikk på østsiden av Strindvegen. Boringer indikerer at det sensitive laget heller vestover og ligger dypere enn kote +50.

Det samme kvikkleirelaget synes videre å strekke seg sydover ned mot Prost Castbergs veg og Prestegårdsvegen. Mellom Prost Castbergs veg og Prestegårdsvegen blir grunnforholdene gradvis noe dårligere, med et 2,5 m topplag av fyllmasse/tørskorpe over bløt til middels fast, middels sensitiv leire. Under kote +56,5 antas leiren å være sensitiv/kvikk. Ved Prestegårdsvegen synes grunnforholdene å være ganske like, men kvikkleire/sensitiv leire påvises ikke før under ca. kote +40. Dette kan tyde på at kvikkleirelaget heller nedover både i sydlig og vestlig retning.

Terrenget på Prestegårdsjordet lenger øst er tilnærmet horisontalt, med grunnvannstand ca. 0,5 m under overflaten. Øverst påvises et lag med tørskorpe ned til ca. 2,5 m under terreng, og dette laget inneholder en del humus og stein. CPTU forsøk indikerer et relativt homogent leirlag med enkelte tynne siltlag under tørskorpen ned til ca. 13 m under terreng. Leiren er middels til fast med lav til middels sensitivitet. Det er ikke påvist kvikkleire ute på selve Prestegårdsjordet, men innslag av bløte og sensitive lag kan forekomme, spesielt langs østre del av Prestegårdsjordet opp mot Berg studentby. Dybde til fjell ligger ca. 15 m under terreng på store deler av Prestegårdsjordet.

Nedre deler av Prestegårdsjordet ned mot Stavne – Leangen banen ble behandlet med elektro-osmose under 2.verdenskrig, og grunnens egenskaper kan ha blitt noe påvirket av dette. Øst for Strindvegen, ved kryssingen av Stavne-Leangenbanen, ligger det som antas å være en gammel rasgrop. Ved tidligere undersøkelser er det påvist mektige lag av leire der Strindvegen krysser Stavne-Leangen banen. På vestsiden av Strindvegen er leiren relativt fast, og er delvis overdekket av oppfylt masse. På østsiden av Strindvegen er leiren bløtere og mer sensitiv.

I nedre del av Strindvegen ved overgangen til Dybdahl's veg består grunnen av ca. 1 m tørrskorpe over fast leire. Det er ikke påvist forekomst av kvikkleire her. Disse forholdene synes også å være representative for nedre del av Dybdahl's veg, opp mot Berg studentby, der det igjen påtreffes dårligere grunnforhold med betydelig innslag av kvikkleire.

5.2.3 Grunnforhold i området ved nybygg NINA

Område for planlagt bygg er tidligere oppfylt og det gikk tidligere to raviner i området, der en gikk inn under Lerkendalsbygget, den andre i retning jernbanelinjen. Under parkeringsplassen lå terrenget på kote + 32,5 lengst i nordvest med stiging opp til kote +37,5 i sør. Dagens terreng ligger ved parkeringsplassen på ca kote +37 med fall ned mot Lerkendalsveien i vest som ligger på det laveste på ca kote +34.

På andre siden av Lerkendalsbygget mot nordøst skrår terrenget bratt opp mot Gløshaugplaaet som ligger på ca kote +53.

Skovlboringer og utførte sonderinger viser at original grunn i hovedsak består av leire og sand. Sonderingene er ført ned til fast grunn som er påvist mellom 14,5 og 23,7 m dybde. Oppfylte masser, med mektighet mellom 2 og 6 m, består i hovedsak av leire med innslag av sand og gruslag og dels små rester av teglstein og humus. Det er ikke påtruffet kvikkleire på selve byggetomten, men det er tidligere påvist kvikkleire i ett punkt ved det nordligste atriumet i Lerkendalsbygget.

6. Klassifisering av aktuelle kvikkleiresoner

Iht. NVE-retningslinjene stilles det ulike krav til sikkerhetsmessig vurdering på reguleringsplannivå, avhengig av hvilken faregrads- og tiltaksklasse sonen faller innenfor. Kravet til sikkerhetsnivå, og eventuelt forbedring av dette, er avhengig av tre tiltakskategorier og tre faregradsklasser.

Generelt grunnlag for vurdering av faregrad er vist i tabell 1.

Tabell 1. Generelt grunnlag for evaluering av faregrad /3/.

Faktorer	Vekt-tall	Faregrad, score			
		3	2	1	0
Tidl. Skredaktivitet	1	Høy	Noe	Lav	Ingen
Skråningshøyde, meter	2	> 30	20 – 30	15 – 20	< 15
Tidligere/ nåværende terrengnivå (OCR)	2	1,0 – 1,2	1,2 – 1,5	1,5 – 2,0	> 2,0
Poretrykk					
Overtrykk, kPa	+3	> + 30	10 – 30	0 – 10	Hydrostatisk
Undertrykk, kPa	-3	> -50	-(20 – 50)	-(0 – 20)	
Kvikkleiremektighet	2	> H/2	H/2 – H/4	< H/4	Tynt lag
Sensitivitet	1	> 100	30 – 100	20 – 30	< 20
Erosjon	3	Aktiv/ glidning	Noe	Lite	Ingen
Inngrep					
Forverring	+3	Stor	Noe	Liten	Ingen
Forbedring	-3	Stor	Noe	Liten	
Sum poeng		51	34	16	0
% av maksimal poengsum		100 %	67 %	33 %	0 %

For vurdering av områdestabiliteten er det lagt vekt på å dokumentere utbredelsen av kvikkleire, samt vurdere stabiliteten i antatt kritiske profiler i det berørte området. I arbeidet er det nødvendig å dokumentere tilstrekkelig $\gamma_m > 1,4$, alternativt foreta en prosentvis forbedring av stabiliteten i sonen ved for lav sikkerhet.

6.1 Faregradsevaluering av sone 183 Berg studentby, vestre del

Den østre del av sonen er tidligere definert med faregrad **Middels** /2/ etter faregradsevaluering i forbindelse med utbyggingen av ny Berg studentby (/21, 22/). Denne rapporten omhandler derfor bare en faregradsevaluering av kvikkleiresonens vestlige del, avgrenset til område vest for Prestegårdsvegen inn mot Strindvegen og videre innover på Gløshaugplatået. Grunnlaget for denne er områdets topografi og data fra foreliggende grunnundersøkelser i området, samt generell metode for klassifisering av faresoner, kvikkleire /3/.

Tabell 2. Generell faregradsevaluering av sone 183 Berg studentby, vestre delsoner.

Faktorer	Vekttall	Score	Produkt	Merknad/vurdering
Tidl. skredaktivitet	1	2	2	Noe skredaktivitet i randsonene til Gløshaugplatået og i nedre del av Berg-området.
Skråningshøyde	2	2	4	Total høydeforskjell innenfor vestre del av sonen er ca. H=25 m.
OCR	2	1	2	Basert på tolking av utført er overkonsolideringsgrad (OCR) i dybden 1,5- 2.
Poretrykk	3/-3	0	0	Poretrykksmålinger viser stort sett lavere fordeling enn hydrostatisk. Usikker og noe varierende størrelse i området, det er derfor benyttet hydrostatisk fordeling.
Kvikkleiremektighet	2	3	6	Mektighet av kvikkleireforekomsten er maksimalt registrert til ca.21 m, dvs. > H/2, der H=25 m
Sensitivitet	1	3	3	$S_v > 100$ er målt på flere steder i kvikkleirelaget.
Erosjon	3	0	0	Ingen pågående erosjon er registrert.
Inngrep	3/-3	0	0	Det er tatt utgangspunkt i dagens situasjon. Ved større inngrep (tiltaksklasse K2-K4) kreves det dokumentert sikkerhet og evaluering for det aktuelle prosjektet.
Poengverdi			17	Gir faregradsklasse "Lav"

Soner med poengverdi mellom 0 og 17 havner i faregradsklasse lav, 18 – 25 i middels og 26 – 51 i høy.

Den utregnede scoren for vestre del av sone 183 Berg studentby er vist i tabell 2 og kvalifiserer for **Lav** faregrad på grensen til **Middels**, mens den for den østlige delen var klassifisert som **Middels**. Det er i vurderingene tatt utgangspunkt i total høydeforskjell for området vest for Prestegårdsvegen ned mot Gløshaugplatået ved Materialteknisk institutt, som er det mest aktuelle løseområdet for skred som kan ha påvirkning på bebyggelsen i Gløshaugområdet.

6.2 Bestemmelse av tiltaksklasse

Tiltaksklassen sonen plasseres i må vurderes særskilt for hver enkelt byggesak. NINA's nybygg vil medføre en viss tilflytning av mennesker til området. Prosjektet vil derved plasseres i **Tiltakskategori K3: Tiltak som innebærer tilflytning av personer**, se tabell 3.

For alle faregradsklasser før utbygging kreves det altså følgende vurderinger i denne kategorien:

- Faregradsevaluering

- Stabilitetsanalyse med $\gamma_m \geq 1,4$ eller prosentvis forbedring
- Skjerpet kontroll tilsvarende Prosjektklasse 3, NS3480

I arbeidet er det nødvendig å dokumentere tilstrekkelig γ_m eller foreta en forbedring av stabiliteten i sonen, dersom det er lav sikkerhet mot kvikkleireskred. Dette vurderes nærmere i kap.6.6.

Tabell 3. Krav til geoteknisk utredning/stabilitet ved tiltak som medfører tilflytting av mennesker.

Faregrad	Lav	Middels	Høy
Evaluerings	Krav til evaluering før og etter tiltaket		
Stabilitetsanalyse Krav til sikkerhet	$\gamma_m > 1,4$, eventuelt prosentvis forbedring av sikkerheten	$\gamma_m > 1,4$, eventuelt <u>vesentlig</u> prosentvis forbedring av sikkerheten	
Kontrollnivå	Skjerpet kontroll i henhold til NS 3480		

6.3 Skredteknisk vurdering

Ettersom en fullstendig beregning av reell sikkerhet innenfor det aktuelle området er en betydelig oppgave ressursmessig sett, har oppgaven i dette oppdraget blitt begrenset til et mindre antall profiler for stabilitetsberegninger, med en tilhørende vurdering av konsekvensene av et mulig skred, blant annet med hensyn til utløpsdistanse for omrørte (flytende) skredmasser.

Utvalgte profiler vil dels være langstrakte profiler med sammensatt geometri som inkluderer relativt store jordvolum, eller sirkulærsylindriske profiler med mindre utstrekning. Der terrenget består av terrasser eller andre større uregelmessigheter kan overflatestabiliteten være lav. Og en retrogressiv bruddutvikling kan starte fra et initialskred på slike steder. Kritiske bruddflater kan være både sirkulærsylindriske eller sammensatte glideflater.

6.3.1 Stabilitetskritiske profiler for nybygg NINA

Området ligger i utløpssonen for et eventuelt kvikkleireskred fra kvikkleiresone Berg studentby.

I denne sammenhengen undersøkes derfor kritiske snitt for vurdering av områdestabiliteten langs to hovedprofiler (se vedlegg 4):

- Profil 1a Gløshaugen Øst: Profilet går fra Berg prestegård i retning sør-vest, over de sentrale deler av Prestegårdsjordet ned mot Stavne – Leangenbanen, der profilet slutter. Trusselbildet i forhold til nybygg NINA er at de omrørte skredmassene som utløses kan følge terrenget nedstrøms langs Stavne – Leangen banen og oversvømme området ved Lerkendalsbygget og NINA's nybygg.
- Profil 1b Gløshaugen Øst: Profilet går fra Berg prestegård i noe mer vestlig retning enn Profil 1a. Trusselbildet i forhold til nybygg NINA er også for dette profilet at de omrørte skredmassene som utløses kan følge terrenget nedstrøms på østsiden av Materialteknisk institutt og NTNU Driftssentral og oversvømme området ved Lerkendalsbygget og NINA's nybygg.
- Profil 2 Gløshaugen Sør: Profilet går fra Berg prestegård i retning vest-sørvest, mer nordlig enn Profil 1b, og følger kvikkleiresonen ned mot Kjemihallen. Der bøyer profilet litt av og fortsetter ned skråningen forbi Realfagsbygget og frem mot Lerkendalsbygget og NINA's nybygg. Her vil bygget kunne påvirkes av omrørte skredmasser fra de første faser av skredet. Skredgropen vil sannsynligvis stoppe i nærheten av grensen for kvikkleire i skråningen og ikke direkte true NINAs nybygg.

Det vises for øvrig til situasjonsplan i tegning 413642-3 og vedlegg 4 for nærmere oversikt over plassering av de stabilitetskritiske profilene, samt potensielle utstrømningsretninger for skredmassene ved et eventuelt kvikkleireskred. Dette er nærmere diskutert i kap. 6.5.2.

I tillegg er resultater fra stabilitetsberegningene for utbygging av Realfagsbygget tatt med i vurderingene. Utvalgte profiler dekker de stabilitetskritiske snitt ved denne utbyggingen. Blant annet vurderes et profil som går fra sør-vestre hjørne på Materialteknisk institutt ned mot Lerkendalsbygget. Det aktuelle snittet gir et representativt bilde av stabilitetsforholdene lengst øst i skråningen ned mot Lerkendalsbygget, og kan derved være en referanse for de nye stabilitetsberegningene som er utført i dette oppdraget.

6.4 Valg av styrkeparametere

Det har historisk vært en god del rasvirksomhet i området, selv om det ikke er kjennskap til skred i nyere tid. Terrenget har derfor ligget noe høyere enn dagens terreng over det meste av området, spesielt i bunnen av skråningene i øst og sør. Det er derfor naturlig at massene har størst overkonsolidering i disse områdene, noe mindre oppe på selve Gløshaugplatået og nær toppen av skråningene.

Rambølls grunnundersøkelser i forbindelse med utbygging av Berg studentby indikerer et tidligere terrengnivå på kote 73-76 i området /21/.

Valg av styrkeparametre er hentet fra grunnundersøkelser for Realfagsbygget /13/, Papirindustriens Forskningsinstitutt /23,24/ og Kjemihallen /16/ på Gløshaugplatået, grunnundersøkelser på Prestegårdsjordet /12/, samt tidligere planlagte vegprosjekter i kommunal regi, blant annet langs Strindvegen /17/, ved Høgskoledalen /20/ og langs Dybdahls veg /18, 19/.

Grunnlaget for valgt skjærstyrke er som følger:

- s_{uA}/σ_{v0}' – forhold vurdert mot laboratorieresultater
- CPTU-tolkning i delområder der data foreligger
- Treaksialforsøk
- Rutinedata med konus og enaksielt trykkforsøk
- Prekonsolideringsforhold fra ødometerforsøk

CPTU-sonderingene er tolket ved hjelp av egenutviklet tolkingsverktøy /5/, der udrenert skjærstyrke er tolket via empiriske korrelasjoner med laboratorieresultater fra blokkprøver (/6, 7/).

Følgende orienterende korrelasjoner er benyttet:

$S_t < 15$:

$$s_{uA} = q_n/N_{kt}, \text{ der } N_{kt} = 19-12,5B_q \text{ og } s_{uA} = q_n/(7,8+2,5\log OCR+0,082I_p)$$

$$s_{uA} = \Delta u/N_{\Delta u}, \text{ der } N_{\Delta u} = 1,8+7,25B_q \text{ og } s_{uA} = \Delta u_2/(6,9-4\log OCR+0,07I_p)$$

$S_t > 15$:

$$s_{uA} = q_n/N_{kt}, \text{ der } N_{kt} = 19-12,5B_q \text{ og } s_{uA} = q_n/(8,5+2,5\log OCR)$$

$$s_{uA} = \Delta u/N_{\Delta u}, \text{ der } N_{\Delta u} = 1,8+7,25B_q \text{ og } s_{uA} = \Delta u_2/(9,8-4,5\log OCR)$$

Det er i hovedsak benyttet tolkning på poretrykksbasis i de bløte kvikkleirelagene. Profilene er i utgangspunktet tolket med antagelse om hydrostatisk poretrykk, med antatt grunnvannstand i overgangen mellom tørrskorpe og intakt leire eller mellom topplag av grove masser og underliggende leirlag.

Karakteristisk styrke fra utførte treaksialforsøk er bestemt ved 1-2 % aksielt tøyingsnivå. Prøvekvaliteten synes å være noe varierende for de utførte forsøkene.

For uttaket av karakteristisk profil er skjærstyrken i kvikkleirelagene redusert med 15 % der styrkebestemmelsen er basert på CPTU med blokkprøvekorrelasjoner for bestemmelse av udrenert skjærstyrke. Dette for å ta hensyn til sprøbruddsoppførsel og tidseffekter ved langsommere belastning enn i laboratoriet (kryp).

Bestemmelse av udrenert aktiv skjærstyrke er justert for tidligere overlaging etter SHANSEP-prinsipp, med antatt øvre terrengnivå på ca. kote +76 på østsiden av Strindvegen, skrånende ned til ca. kote +53 på Gløshaugplatået. I tillegg er det tatt utgangspunkt i en målt prekonsolideringsspenning på $\Delta\sigma' = 350$ kPa fra en serie odometerforsøk på Prestegårdsjordet, tilsvarende et terrengnivå på kote +42. For Gløshaugplatået er tilsvarende prosedyre benyttet, med en prekonsolideringsspenning på ca. 90 kPa på kote +45 ved Kjemihallen. Tidligere konsolideringsspenninger, og derved opptredende styrke, er da beregnet ved hjelp av kotenivå i utvalgte punkt. Det er regnet midlere effektiv tyngdetetthet på 10 kN/m^3 (grunnvann i terreng) ved vurdering av tidligere konsolideringsspenninger.

Denne fremgangsmåten tilsvarer gjennomsnittlige s_{uA}/σ_{vo}' -forhold i størrelsesorden mellom 0,33 og 0,38, noe avhengig av prekonsolideringen i området. Det er også utført stabilitetsberegninger med disse forholdene som et alternativ til SHANSEP-prosedyren. I analysene er det benyttet $s_{uA}/\sigma_{vo}' = 0,25$ i kvikkleirelagene og som grunnlag for SHANSEP-beregnet styrke ($s_{uA} = 0,25(\sigma_{vo}' + \Delta\sigma')$). Verdiene for styrkeforholdene er forsiktig antatt og anses å være rimelig konservative.

Forholdstall for anisotropi i leire er basert på erfaringstall fra tidligere laboratorieforsøk på høykvalitets prøver, bl.a. presentert i /7/. For typiske magre kvikkleirer ($I_p < 5\%$) som ofte finnes i Trøndelag er det tidligere dokumentert svært lave anisotropi-forhold. For beregninger presentert i denne rapporten er det derfor benyttet antatt konservative faktorer på henholdsvis $s_{uP}/s_{uA} = 0,6$ og $s_{uDSS}/s_{uA} = 0,3$ i kvikkleire og $s_{uP}/s_{uA} = 0,7$ og $s_{uDSS}/s_{uA} = 0,4$ i ikke-sensitiv leire.

Profil 1 – Gløshaugen øst

Grunnforholdene i øvre del av profilet fra Berg prestegård ned til Prestegårdsvegen er antatt å bestå av et ca. 2 m lag med tørrskorpeleire i toppen, over middels fast leire. Kvikkleire antas fra og med kote +63, ca. 10 m under terreng, ettersom kvikkleirelaget antas å stige mot overflaten i østlig retning. Bergoverflaten antas her å ligge ca. 25 m under terrengoverflaten, noe avtagende sørover langs profilet. Tykkelsen av kvikkleirelaget antas gradvis å avta sydover fra Prestegårdsvegen, og det er ikke påvist kvikkleire fra nedre del av Prestegårdsjordet ved Stavne – Leangenbanen.

Tabell 4. Antatt lagdeling med styrkeparametere Profil 1a og 1b – Gløshaugen Øst, øvre del fra Berg prestegård til Prestegårdsvegen.

Lag	Materiale	Lagrensner Start profil Slutt profil z [m]	Tyngde- tetthet γ [kN/m ³]	Friksjons- vinkel ϕ' [°]	Attraksjon a [kPa]	Udrenert skjærstyrke s_{uA} [kPa]	$s_{uDSS}/$ s_{uA} [-]	$s_{uP}/$ s_{uA} [-]
1	Tørrskorpe	0-2,0 0-2,0	19,5	30,0	2	-	-	-
2	Ikke-sensitiv leire	2,0-10,0 2,0-20,0	19,5	25,0	10	$0,25(\sigma_{vo}' + \Delta\sigma')$	0,7	0,4
3	Kvikkleire	10,0-25,0 20,0-25,0	19,5	22,0	5	$0,25(\sigma_{vo}' + \Delta\sigma')$	0,6	0,3
4	Berg	25,0 25,0	-	-	-	-	-	-

Styrkedata er bestemt ut i fra rutine- og treaksialforsøk fra grunnundersøkelser langs Strindvegen, på Prestegårdsjordet, samt ved Dybdahls veg. Det er imidlertid utført få spesialforsøk langs det valgte stabilitetsprofil, og styrkedata er derfor også hentet fra nærliggende og antatt relevante undersøkelser.

For hele profilet er det tatt utgangspunkt i hydrostatisk poretrykksfordeling fra en antatt grunnvannstand under tørrskorpelaget på 2,0 m under terreng.

Tabell 5. Antatt lagdeling og styrkeparametere Profil 1a og 1b – Gløshaugen Øst, nedre del fra Prestegårdsvegen til Stavne-Leangen banen.

Lag	Materiale	Laggrense Start profil Slutt profil z [m]	Tyngde- tetthet γ [kN/m ³]	Friksjons- vinkel φ' [°]	Attraksjon a [kPa]	Udrenert skjærstyrke s_u^A [kPa]	$s_{uDSS}/$ s_{uA} [-]	$s_{uP}/$ s_{uA} [-]
1	Tørrskorpe	0-2,0 0-2,0	19,5	30,0	2	-	-	-
2	Ikke-sensitiv leire	2,0-20,0 2,0-15,0	19,5	25,0	10	$0,25(\sigma_{vo}' + \Delta\sigma')$	0,7	0,4
3	Kvikkleire	20,0-25,0 -	19,5	22,0	5	$0,25(\sigma_{vo}' + \Delta\sigma')$	0,6	0,3
4	Berg	25,0 15,0	-	-	-	-	-	-

Profil 2 - Gløshaugen Sør – fra Berg Prestegård til Lerkendalsbygget vest

Grunnforholdene er antatt å bestå av ca. 2 m tørrskorpe i toppen over middels fast leire. Kvikkleire antas fra og med kote +63, ca. 10 m under terreng, ettersom kvikkleirelaget antas å stige mot overflaten i østlig retning. Bergoverflaten antas ca. 25 m under terrengoverflaten, noe avtagende mot sør og vest. Ved Materialteknisk institutt viser boringer kvikkleire under et maksimum 5 m tykt topplag av fyllmasse/tørrskorpe med berg antatt i ca. 15 til 20 m dybde.

Tabell 6. Lagdeling med styrkeparametre Profil 2 – Gløshaugen Sør, øvre del fra Berg prestegård til Richard Birkelands veg.

Lag	Materiale	Laggrense Start profil Slutt profil z [m]	Tyngde- tetthet γ [kN/m ³]	Friksjons- vinkel φ' [°]	Attraksjon a [kPa]	Udrenert skjærstyrke s_u^A [kPa]	$s_{uDSS}/$ s_{uA} [-]	$s_{uP}/$ s_{uA} [-]
1	Tørrskorpe	0-2,0 0-2,0	19,5	30,0	2	-	-	-
2	Ikke-sensitiv leire	2,0-10,0 2,0-20,0	19,5	25,0	10	$0,25(\sigma_{vo}' + \Delta\sigma')$	0,7	0,4
3	Kvikkleire	10,0-25,0 20,0-25,0	19,5	22,0	5	$0,25(\sigma_{vo}' + \Delta\sigma')$	0,6	0,3
4	Berg	25,0 25,0	-	-	-	-	-	-

Grunnforholdene i skråningen ned mot Lerkendalsbygget har et topplag av varierende mektighet (5-10 m) over ikke-sensitiv leire og delvis kvikkleire. Kvikkleirelaget avtar gradvis i tykkelse nedover i skråningen, og det er ikke påvist kvikkleire på tomten for nybygg NINA.

Styrken er bestemt ut i fra rutine- og treaksialforsøk fra grunnundersøkelser langs Strindvegen, for Materialteknisk institutt, Realfagsbygget og Lerkendalsbygget ved NTNU.

I øvre del av profilet er det tatt utgangspunkt i hydrostatisk poretrykksfordeling fra en antatt grunnvannstand under tørrskorpelaget på ca. 2,0 m under terreng. I nedre del av profilet (i området med fyllmasser) ligger grunnvannstanden ca. 10 m under terreng, noe økende fra nord til sør i profilet.

Tabell 7. Lagdeling med styrkeparametre Profil 2 – Gløshaugen Sør, nedre del fra Richard Birkelands veg til NTNU Lerkendalsbygget vest.

Lag	Materiale	Laggrense Start profil Slutt profil z [m]	Tyngde- tetthet γ [kN/m ³]	Friksjons- vinkel ϕ' [°]	Attraksjon a [kPa]	Udrenert skjærstyrke s_u^A [kPa]	s_u^{DSS}/s_u^A [-]	s_u^P/s_u^A [-]
1	Fyllmasse Leire/sand	0-5,0 0-3,0	18,0	33,0	0	-	-	-
2	Ikke-sensitiv leire	5,0-10,0 3,0-27,0	19,5	25,0	10	$0,25(\sigma_{vo}' + \Delta\sigma')$	0,7	0,4
3	Kvikkleire	10,0-23,0 -	19,5	22,0	5	$0,25(\sigma_{vo}' + \Delta\sigma')$	0,6	0,3
4	Berg	23,0 27,0	-	-	-	-	-	-

6.5 Stabilitetsberegninger

6.5.1 Beregningsmetodikk og resultater

Det er utført både drenerte (langtids, effektivspenningsbaserte) og udrenerte (korttids, totalspenningsbaserte) stabilitetsberegninger med GeoSuite Stabilitet /8/. I dette programmet modelleres skjærstyrken ved interpolering mellom ulike s_{uA} -profiler i terrenget. Beregningene tar først og fremst sikte på å gi en orienterende sikkerhetsfaktor for utvalgte snitt i dagens situasjon. Ettersom byggetilstanden for NINA's nybygg har marginal innflytelse på områdestabiliteten, er det ikke utført separate beregninger for denne tilstanden her.

Tabell 8. Resultater fra stabilitetsberegninger, Profil 1a.

Profil 1a Gløshaugen Øst - fra Berg prestegård til Prestegårdsvegen			
Analyse	Sikkerhets- faktor F_c	Type flate (id. i tegning)	Tegningsnr -
Udrenert totalspenningsanalyse, ADP, estimerte s_{uA}/σ_{vo}' - forhold	0,96	Sammensatt 1 (sa1)	413642- 500A
	1,24	Sammensatt 2 (sa2)	
	1,07	Sirkulær 1 (si1)	
	0,90	Sirkulær 2 (si2)	
	0,84	Sirkulær 3 (si3)	
	1,83	Sirkulær 4, lokal, nedre del (si4)	
Udrenert totalspenningsanalyse, ADP, SHANSEP-justerte styrkeparametre	1,27	Sammensatt 1 (sa1)	413642- 500B
	1,41	Sammensatt 2 (sa2)	
	1,13	Sirkulær 1 (si1)	
Drenert effektivspenningsanalyse, styrkeparametre estimert fra treaksialforsøk	1,97	Sammensatt 1 (sa1)	413642- 500 C
	2,34	Sammensatt 2 (sa2)	
	1,83	Sirkulær 1 (si1)	
	1,73	Sirkulær 2 (si2)	

Som det framgår av tabell 8 er minimum sikkerhetsfaktor for udrenert totalspenningstilstand med bruk av ADP-analyse beregnet til mellom $F_s = 0,84$ og $1,24$ for profil 1a. For en SHANSEP-tilpasning, som gir en noe mer presis vurdering av styrkevariasjonene, er sikkerheten noe større, mellom $1,13$ og $1,41$. Den er likevel for lav i henhold til kravene i /1/.

Beregnet sikkerhetsfaktor på effektivspenningsbasis (drenert langtidstilstand) er imidlertid langt større enn i ADP-analysen og varierer mellom $1,73$ og $2,34$ for de aktuelle flatene.

Det henvises til situasjonsplan i tegning 413642-3 og vedlegg 4 for beliggenhet av profilet, samt tegningene 413642-500A-C for beregnede snitt og resultater.

Tabell 9. Resultater fra stabilitetsberegninger, profil 2.

Profil 2			
1. Gløshaugen Sør - Øvre del: Fra Berg prestegård til Richard Birkelands veg			
2. Gløshaugen Sør - Nedre del: Fra Richard Birkelands veg til Lerkendalsbygget vest			
Analyse	Sikkerhetsfaktor F_c	Type flate	Tegningsnr
Udrenert totalspenningsanalyse, ADP, s_{uA}/σ_{vo} -forhold, øvre del (1)	1,04	Sammensatt 1 (sa1)	413642-501A
	1,08	Sammensatt 2 (sa2)	
	1,21	Sammensatt 3 (sa3)	
	0,94	Sirkulær 1 (si1)	
	0,78	Sirkulær 2, lokal, overflate (si2)	
Udrenert totalspenningsanalyse, ADP SHANSEP-justerte styrkeparametre, øvre del (1)	1,24	Sammensatt 1 (sa1)	413642-501B
	1,28	Sammensatt 2 (sa2)	
	1,14	Sirkulær 1 (si1)	
	1,19	Sirkulær 2 (si2)	
Drenert effektivspenningsanalyse, styrkeparametre estimert fra treaksialforsøk, øvre del (1)	2,29	Sammensatt 1 (sa1)	413642-501C
	2,20	Sammensatt 2 (sa2)	
	1,99	Sirkulær 1 (si1)	
	1,34	Sirkulær 2, lokal, overflate (si2)	
Udrenert totalspenningsanalyse, ADP, s_{uA}/σ_{vo} -forhold, nedre del (2)	1,77	Sammensatt 4 (sa4)	413642-501A
Udrenert totalspenningsanalyse, ADP SHANSEP-justerte styrkeparametre, nedre del (2)	1,94	Sammensatt 3 (sa3)	413642-501B
	1,66	Sirkulær 3 (si3)	
Drenert effektivspenningsanalyse, styrkeparametre estimert fra treaksialforsøk, nedre del (2)	4,23	Sammensatt 3 (sa3)	413642-501C
	2,34	Sirkulær 3, lokal, overflate (si3)	

Ut i fra topografi, skråningshelning og antatte grunnforhold antas stabiliteten for Profil 1b å være tilnærmet lik forholdene i Profil 1a.

Profil 2 er delt inn i to deler, der skille går ved knekkpunktet i profillinjen, se tegning 413642-1. Som det framgår av tabell 9 er minimum sikkerhetsfaktor for udrenert totalspenningstilstand med bruk av ADP-analyse beregnet til mellom $F_s = 0,78$ og $1,21$ for øvre del av profil 2. For en SHANSEP-tilpasning, som gir en noe mer presis vurdering av styrkevariasjonene, er sikkerheten noe større, mellom $1,14$ og $1,28$. Sikkerheten er likevel for lav i henhold til kravene i /1/.

Beregnet sikkerhetsfaktor på effektivspenningsbasis (drenert langtidstilstand) er imidlertid langt større enn i ADP-analysen og varierer mellom $1,34$ og $2,29$ for de aktuelle flatene.

Det henvises til situasjonsplan i tegning 413642-3 og vedlegg 4 for beliggenhet av profilet, samt tegningene 413642-501A-C for beregnede snitt og resultater.

Tabell 10. Resultater fra stabilitetsberegninger, Realfagsbygget NTNU.

Profil id.	Sikkerhetsfaktor F_c	Beliggenhet	Type flate	Analyse
A – A	1,73	Fra Kjemi sørflyt til området vest for Lerkendalsbygget	Sammensatt 1	ADP total
	1,47		Sammensatt 2	ADP total
	1,68		Sammensatt 3	ADP total
E – E	1,66	Fra Kjemblokk III/IV til Lerkendalsbygget	Sammensatt 1	ADP total
	1,61		Sammensatt 2	ADP total
	1,74		Sammensatt 3	ADP total
H – H	1,96	Fra platå øst for Kjemblokkene gjennom Realfagsbygget til Lerkendalsbygget	Sammensatt 1	ADP total
	2,40		Sammensatt 2	ADP total
	1,69		Sammensatt 3	ADP total
J – J Uten/med seksjonering	1,34/1,46	Fra Materialteknisk institutt til Lerkendalsbygget	Sammensatt 1	ADP total
	1,76/1,74		Sammensatt 2	ADP total
	1,68/1,85		Sammensatt 3	ADP total
	1,65/3,50		Sammensatt 4	ADP total
J – J Uten/med seksjonering	1,55/1,91	Fra Materialteknisk institutt til Lerkendalsbygget	Sammensatt 1	Drenert, eff.sp.
	1,88/1,94		Sammensatt 2	Drenert, eff.sp.
	1,48/1,62		Sammensatt 3	Drenert, eff.sp.
	1,64/2,26		Sammensatt 4	Drenert, eff.sp.

For profilers nedre del, skråningen mellom Materialteknisk institutt og området ved Lerkendalsbygget er minimum sikkerhetsfaktor for udrenert totalspenningstilstand med bruk av ADP-analyse beregnet til $F_s = 1,77$. For en SHANSEP-tilpasning, som gir en noe mer presis vurdering av styrkevariasjonene, beregnes sikkerheten til mellom 1,66 og 1,94. Sikkerheten i nedre del av profil 2 synes derfor å være bedre enn øverst i profilet, og tilfredsstillende med god margin kravene i /1/.

Dette underbygges av stabilitetsberegningene som ble utført for prosjektering av Realfagsbygget i skråningen nord for Lerkendalsbygget. Sikkerheten ble her beregnet til $> 1,4$ for samtlige utvalgte profiler i skråningen mellom Kjemblokkene og Materialteknisk institutt. Stabilitetsanalyser følger noenlunde de samme prinsipper og forutsetninger som er gjort i denne rapporten. En nærmere beskrivelse av profilenes beliggenhet, samt forutsetninger for parametervalg og stabilitetsberegninger er samlet i /14/.

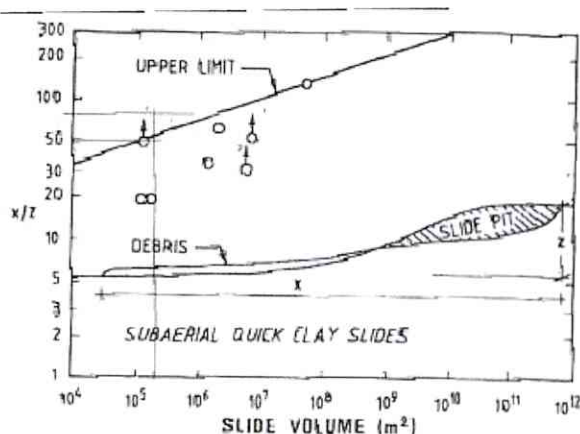
6.5.2 Utstrømningsdistanse for skredmasser fra sone Berg studentby

Utløpsdistansen ved et eventuelt kvikkleireskred vil være avhengig av en rekke faktorer som:

- Forholdet mellom kvikkleire og ikke-sensitive masser i grunnen
- Kvikkleirens beliggenhet
- Leirens sensitivitet og egenskaper i omrørt tilstand
- Topografi i løseområdet
- Topografi nedstrøms løseområdet
- Eventuelle hindringer i skredbanen

I tillegg forutsettes det et homogent og sammenhengende kvikkleirelag. Det er derfor vanskelig å estimere utløpsdistanser på bakgrunn av teoretiske betraktninger, så en vurdering av disse er oftest basert på erfaringsverdier (se blant andre Karlsrud m.fl. 1984).

Her inngår blant annet variablene skredvolum (V), utløpsdistanse (x) og høydeforskjell (h) mellom skredets bakkant og terrenghøyden foran skredmassene, se figur 2.



Figur 2. Normalisert utløpsdistanse for norske kvikkleirer i forhold til totalt skredvolum (etter Karlsrud og By, 1981).

Profil 1 – alternativ øst

Følgende parametre og geometriske data er benyttet i beregning av mulig utløpsdistanse fra et potensielt skred i østre del av delsoner III/IV Berg studentby, se vedlegg 4:

- Skredets dybde: $T = 15$ m, inkludert kvikkleirens antatte, gjennomsnittlige mektighet på ca. 7,5 m.
- Skredets areal: $A = B \times L = 150 \text{ m} \times 170 \text{ m} = \text{ca. } 25.500 \text{ m}^2$.
- Kvikkleirevolum i skredbevegelse: $V = A \times T = 25.500 \times 7,5 \text{ m} = \text{ca. } 191\,000 \text{ m}^3$
- Maksimal høydedifferanse: $z = \Delta h = \text{ca. } 25 \text{ m}$
- Maksimal utløpsstrekning blir da ca. 1,3 km
- Avstand mellom løsneområde og nybygg NINA: 620 m

Profil 1b – alternativ sentral

Følgende parametre og geometriske data er benyttet i beregning av mulig utløpsdistanse fra et potensielt skred i sentral del av delsoner III/IV Berg studentby, se vedlegg 4:

- Skredets dybde: $T = 15$ m, inkludert kvikkleirens antatte, gjennomsnittlige mektighet på ca. 7,5 m.
- Skredets areal: $A = B \times L = 130 \text{ m} \times 210 \text{ m} = \text{ca. } 27.300 \text{ m}^2$.
- Kvikkleirevolum i skredbevegelse: $V = A \times T = 27.300 \times 7,5 \text{ m} = \text{ca. } 205\,000 \text{ m}^3$
- Maksimal høydedifferanse: $z = \Delta h = \text{ca. } 24 \text{ m}$
- Maksimal utløpsstrekning blir da ca. 1,3 km
- Avstand mellom løsneområde og nybygg NINA: 505 m

Profil 2 øvre del – alternativ vest

Følgende parametre og geometriske data er benyttet i beregning av mulig utløpsdistanse fra et potensielt skred i del av delsoner III/IV Berg studentby, se vedlegg 4:

- Skredets dybde: $T = 15$ m, inkludert kvikkleirens antatte, gjennomsnittlige mektighet på ca. 7,5 m.
- Skredets areal: $A = B \times L = 115 \text{ m} \times 150 \text{ m} = \text{ca. } 17.250 \text{ m}^2$.
- Kvikkleirevolum i skredbevegelse: $V = A \times T = 17.250 \times 7,5 \text{ m} = \text{ca. } 130\,000 \text{ m}^3$
- Maksimal høydedifferanse: $z = \Delta h = \text{ca. } 19 \text{ m}$
- Maksimal utløpsstrekning blir da ca. 1,0 km
- Avstand mellom løsneområde og nybygg NINA: 490 m

Avstanden mellom skredets løsneområde og NINA's nybygg er regnet langs skredbanen.

Teoretisk vurdert skulle NINA's nybygg således være innen rekkevidde for de omrørte skredmassene for alle de tre skredscenariene hvis situasjonen i området var ideelt lik den som ligger til grunn for modellen. Imidlertid vil følgende forhold kunne redusere utløpslengden og energien i skredmassene:

- For at skredmasser fra et omfattende kvikkleireskred langs Profil 1-alternativ øst skal nå Lerkendalsområdet og NINA's nybygg vil de først måtte strømme nedover mot Stavne-Leangen banen/Lars Onsager's veg og deretter forandre retning på grunn av topografiske forhold og strømme videre i vest-sørvestlig retning mot Lerkendalsområdet. På grunn av denne retningsendringen vil massene kunne tape en del strømningsenergi, samtidig som noe skredmasse sannsynligvis vil fortsette i opprinnelig skredretning. Samme argument kan benyttes for et skredprofil sentralt i sonen, men her vil retningsendringen, og derav energitapet, være noe mindre.
- I det aktuelle området er det en rekke obstruksjoner i de mulige skredbanene som vil bremse skredmassene og strømmen av omrørt (flytende) leire. Dette vil være bolighus, fyllinger og konstruksjoner for infrastruktur (veg, jernbane), samt administrasjons-, undervisnings- og laboratoriebygg på Gløshaugplatået. Profil 1b sentralt i sonen ser ut til å ha færrest obstruksjoner i mulig skredbane, mens skredmasser fra øvre del av Profil 2 vil gå gjennom Gløshaugplatået og møte mange bremsende hindre her.
- I det aktuelle området er det både påvist lag av grovere, ikke-sensitivt materiale og kvikkleire med moderat sensitivitet. Dette vil kunne bidra til en mer begrenset og diskontinuerlig utstrømning av kvikkleire enn det modellen forutsetter.
- Ettersom et mulig kvikkleireskred av denne størrelsesorden sannsynligvis vil utvikle seg retrogressivt i flere etapper, vil de faste deler av involvert skredmassene avleire seg tidligere enn den omrørte kvikkleiren. Dette vil bidra til økt utstrømningshindring for senere skredfaser, noe som representerer en lavere dimensjonsløs høydeforskjell $a = x/z$ – tall i figur 2.
- Det er knyttet betydelig usikkerhet til anslagene om skredmassenes utbredelse, og det er i tillegg valgt konservative forutsetninger for beregning av potensielt skredvolum. Det estimerte resultatet er derfor vurdert å representere den verst tenkelige tilstand med maksimal utbredelse av de omrørte skredmassene.

Av de utvalgte profilene synes en skredbane med sørvestlig retning fra et løsneområde sentralt i delsonen (Profil 1b sentral), å være det mest ugunstige med hensyn på maksimal utløpsdistanse for skredmassene. Her vil stabiliteten være påkjent i øvre del av området, omtrent tilsvarende de beregnede sikkerhetsfaktorer for Profil 1 og Profil 2. En eventuell skredgrop vil sannsynligvis kunne strekke seg noe nedenfor krysset med Prestegårdsvegen, omtrent på høyde med NTNU Driftssentralen der kvikkleiresonen stopper. Skredmassen vil kunne bre seg videre nedover i retning herfra mot Lerkendalsbygget og nybygg NINA, uten å møte særlige obstruksjoner nedstrøms.

6.6 Forslag til nødvendige sikrings- og stabiliseringstiltak

Med det opptredende sikkerhetsnivå og den aktuelle faregrad i sonen kreves en prosentvis forbedring av sikkerheten på ca. 10 % i forhold til dagens tilstand. Dette kan i prinsippet oppnås med terrenginngrep, som for eksempel reduksjon av vekt på skråningstopp eller ved motfylling i bunn av skråning. Forholdene innenfor delsonene ligger imidlertid ikke vel til rette for dette på grunn av tett bebyggelse og mye infrastruktur. En mulighet for permanent sikringstiltak vil imidlertid være å avlaste terrenget på toppen av skråningen. Dette innebærer avtaking av 2-3 m masse (tørreskorpe) på åpent område rundt Berg prestegård, men dette er et komplisert og antatt kontroversielt tiltak som vil kreve lang behandlingstid i kommunale organer. I tillegg vil et slikt inngrep innebære en viss risiko for eksponering av kvikkleirelaget, og supplerende grunnundersøkelser i området vil være nødvendig. Det bør derfor ikke igangsettes videre byggeaktivitet innenfor sonen som forverrer dagens stabilitet, og tiltak for varig forbedring av stabiliteten bør utredes nærmere i et større anlagt prosjekt. Stabiliseringstiltak er derfor ikke ansett som særlig aktuelt innenfor rammen av dette oppdraget.

Basert på de ovenstående beregninger og vurderinger anses det som mulig at omrørte skredmasser kan nå området ved NINA's nybygg. Tykkelsen på de flytende massene vil sannsynligvis være begrenset, slik at det vil være praktisk mulig og håndtere denne situasjonen. Konkret kan dette løses ved forsterkning av grunnmur/fundamenter for opptak av tilleggs-laster horisontalt. En annen fysisk mulighet er å anlegge en voll/sikringsskjerm for å kunne ta imot og eventuelt føre rasmasser bort fra bygget. Dette kan imidlertid overføre problemet på andre byggverk og installasjoner i området, og bør derfor unngås.

Terrengforholdene i området ved NINAs nybygg tilsier at strømmen av omrørt kvikkleire som eventuelt kan treffe bygget begrenses av høyden på jernbanefyllingen i sør. Denne ligger i gjennomsnitt ca. 3 m over planum i området ved Lerkendalsbygget og NINAs nybygg. Dimensjonerende last mot bygget kan derfor estimeres ut i fra følgende forutsetninger:

- Fullstendig omrørte, flytende skredmasser (ugunstig antagelse)
- Midlere densitet for omrørt skredmasse $\rho = 1,5 \text{ g/cm}^3$
- Dybde av omrørt kvikkleire tilsvarer ca. 1 etasjehøyde på 3 m
- Hydrostatisk trykkfordeling fra omrørt leire mot vegg

Hastigheten av den delen av skredmassen som når NINAs nybygg forventes å være beskjeden, begrunnet i forhold som er diskutert over. Det er derfor valgt hydrostatisk trykkfordeling av skredmassene uten hastighetsledd mot vegg. Under disse forutsetninger og antagelser er orienterende horisontallastnivå fra omrørte leirmasser estimert til 70 kN/lm vegg på en bygningsakse som står normalt på skredretningen (tilnærmet øst-vest). Det foreslåtte sikringstiltak kan eventuelt detaljprosjekteres i samråd med geotekniker på et senere stadium i prosessen.

7. Sammenfatning og konklusjoner – kritiske momenter

Stabilitetsanalyser for vestre del av kvikkleiresone 183 Berg studentby, vurdert ut i fra de valgte profilene 1 og 2, viser at sikkerheten er for dårlig i forhold til krav om $F_c \geq 1,4$ i henhold til /1/. Stabiliseringstiltak innenfor sonen er ikke ansett som særlig aktuelt eller praktisk mulig innenfor rammen av dette oppdraget alene. Skred utløst i skråningen nord og øst for Lerkendalsbygget og NINAs nybygg ser ut til å være mindre aktuelt på grunn av vesentlig høyere sikkerhetsnivå mot brudd.

Det mest aktuelle skredscenariet i forhold til NINAs nybygg er derfor utløp av omrørte og flytende skredmasser fra skred utløst i de områder av kvikkleiresonen som ligger øst for Strindvegen. Et visst omfang av disse massene vil teoretisk kunne nå NINAs nybygg, selv om de stedlige forholdene vil kunne redusere teoretisk utløpsdistanse for skredmassene betydelig. Multiconsult mener det er praktisk mulig å håndtere skredmassen som forventes å kunne nå frem til bygget ved en forsterkning av konstruksjonen. Belastningen fra omrørte skredmasser

mot bygget representerer en orienterende horisontal ulykkeslast på ca. 70 kN pr. lm konstruksjon, på en bygningsakse som står normalt på skredretningen (tilnærmet øst-vest).

Det foreslåtte sikringstiltak kan eventuelt detaljprosjekteres i samråd med geotekniker på et senere stadium i prosessen.

Multiconsult's samlede vurdering er derfor at oppføring av NINAs nybygg kan oppføres slik som planlagt, men med forutsetning om konstruktive tiltak for sikring av bygget mot utløpte skredmasser.

8. Referanser

- /1/ NVE. *Retningslinjer for planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag. Endelig utgave, 5.mars 2009.*
- /2/ NGI (2003). *Fare- og konsekvensvaluering for sone 459 - Lund.* Datert 20.03.2003.
- /3/ NGI rapport nr. 20001008-2. *Vurdering av risiko for skred. Metode for klassifisering av faresoner, kvikkleire.* Rev 3, datert 08.10.2008.
- /4/ NGI rapport nr. 20001008-7. *Evaluering av risiko for kvikkleireskred. Melhus kommune.* Datert 12.04.2005.
- /5/ CPTU EXTRA v2.0. *Regneark for avansert tolkning av CPTU.* Brukermanual utviklet av Rolf Sandven. Datert 03.10.2009.
- /6/ Lunne T., Robertson P.K. og Powell J.J.M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.* Blackie Academic & Professional.
- /7/ Karlsrud K. et al. (2005). *CPTU correlations for clays.* Proceedings, ICSMGE, Osaka s 693 - 702.
- /8/ GeoSuite Stability v.4.0 (2008). *Novapoint GeoSuite Toolbox.* Vianova GeoSuite AB , datert 16.04.2008.
- /9/ Karlsrud K., Aas G. & Gregersen O. (1984). *Can we predict landslides hazards in soft sensitive clays? Summary of Norwegian Practice and Experiences.* Proceedings, 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Vol I, p. 107-130.
- /10/ Karlsrud K. (2003). *Tolkning og fastlegging av jordparametere. Karakteristisk jordprofil.* NGF-kurs. Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger, innlegg 4.1. 20-22 mai 2003, Hell.
- /11/ Lunne T., Berre T. & Strandvik S. (1997). *Sample disturbance effects in soft low plasticity Norwegian clay.* Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Almeida (ed.), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 885.
- /12/ Westerlund, G.J. (1978). *Undersøkelser av dynamisk skjærmodul i leire.* Dr.ing.avhandling, Institutt for geoteknikk, Norges Tekniske Høgskole.
- /13/ NOTEBY (1995). *Statsbygg. 92033 Realfagbygget på Gløshaugen.* Geoteknisk datarapport 57000-1.

- /14/ NOTEBY (1995). *Statsbygg. 92033 Realfagbygget på Gløshaugen*. Forprosjekt. Geoteknisk prosjektering 57000-2.
- /15/ MULTICONSULT (2009). *NINA. Nytt bygg Gløshaugen Trondheim*. Grunnundersøkelser. Datarapport. Rapport nr. 413642-1, 09.01.2009.
- /16/ MULTICONSULT (2009). *NTNU Eiendomsavdelingen. Ombygging Kjemihallen*. Datarapport grunnundersøkelser. Beskrivelse av grunnforhold. Rapport nr. 413642-1, 09.01.2009.
- /17/ Trondheim kommune, teknisk seksjon (2001). *R974-4 Strindvegen*. Grunnundersøkelser datarapport..
- /18/ Trondheim kommune, teknisk seksjon (2000). *R.1122 Dybdahls veg*. Grunnundersøkelser datarapport..
- /19/ Trondheim kommune, geoteknisk seksjon (1991). *NR.827 Dybdahls veg*. Grunnundersøkelser, geoteknisk vurdering.
- /20/ Trondheim kommune, geoteknisk seksjon (1987). *R.715 Lerkendalsforbindelsen*. Grunnundersøkelser, geoteknisk vurdering.
- /21/ Rambøll Divisjon Geo & Miljø (2006). *Berg studentby. Studentsamskipnaden i Trondheim*. 6060971A-1. Datarapport fra grunnundersøkelse.
- /22/ Rambøll Divisjon Geo & Miljø (2008). *Berg studentby. Reguleringsplan. Geoteknisk utredning, rev.1*. 6070721.
- /23/ Kummeneje (1996). *PFI – NTNU. Nybygg, Gløshaugen*. Grunnundersøkelser. Geotekniske vurderinger for forprosjekt. 11238.1
- /24/ Kummeneje (1996). *PFI – NTNU. Nybygg, Gløshaugen*. Grunnundersøkelser. Datarapport for anbud. 11238.2.
- /25/ Kummeneje (1968). *Bygningsingeniøravdelingen NTH (Lerkendalsbygget)*. O669.

Arkivreferanser:

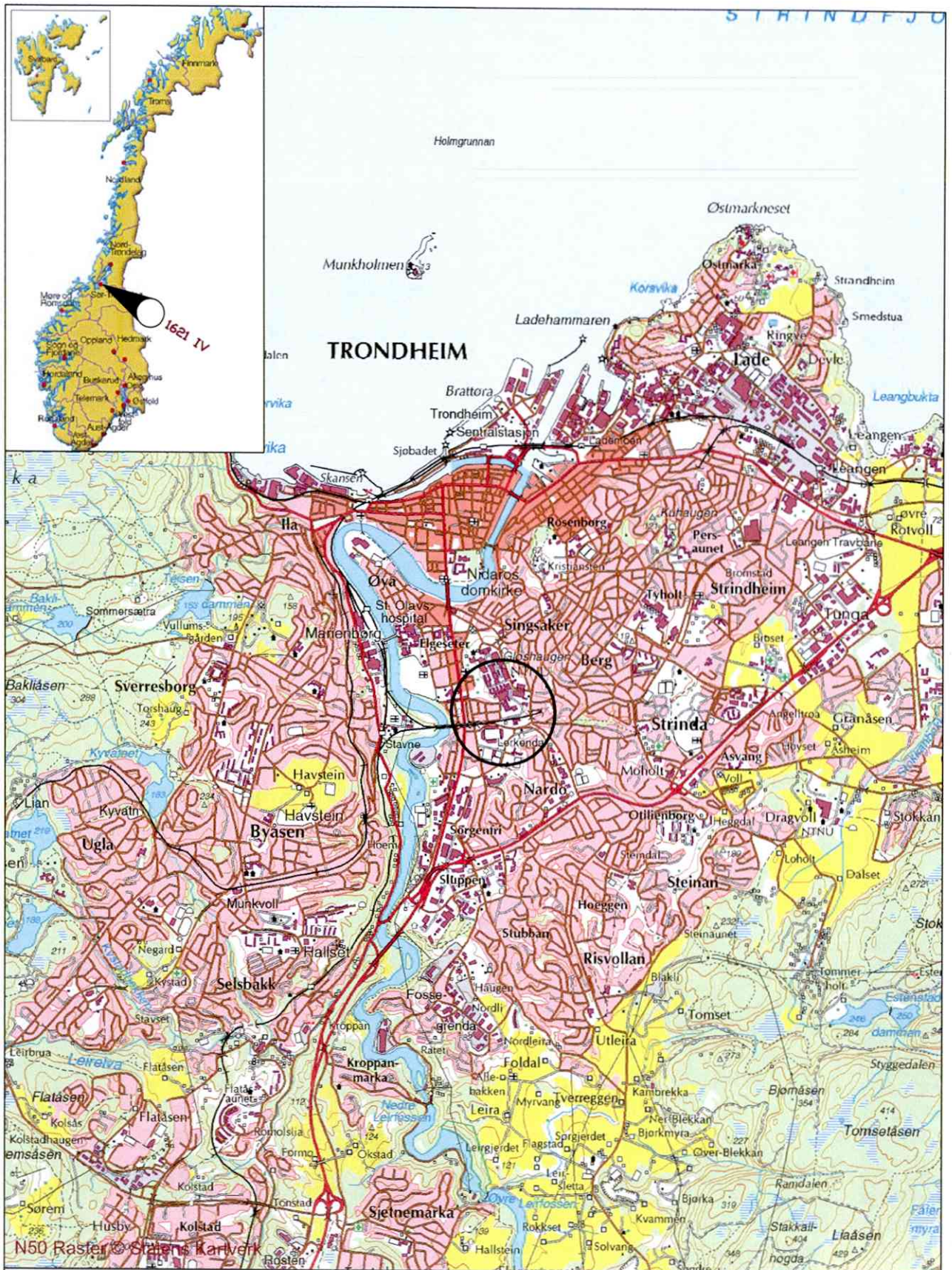
Fagområde:	Geoteknikk		
Stikkord:	Kvikkleire, stabilitetsberegninger		
Land/Fylke:	Sør-Trøndelag	Kartblad:	1621V
Kommune:	Trondheim	UTM koordinater, Sone:	32V
Sted:	Gløshaugen	Øst: 5703	Nord: 70325

Distribusjon:

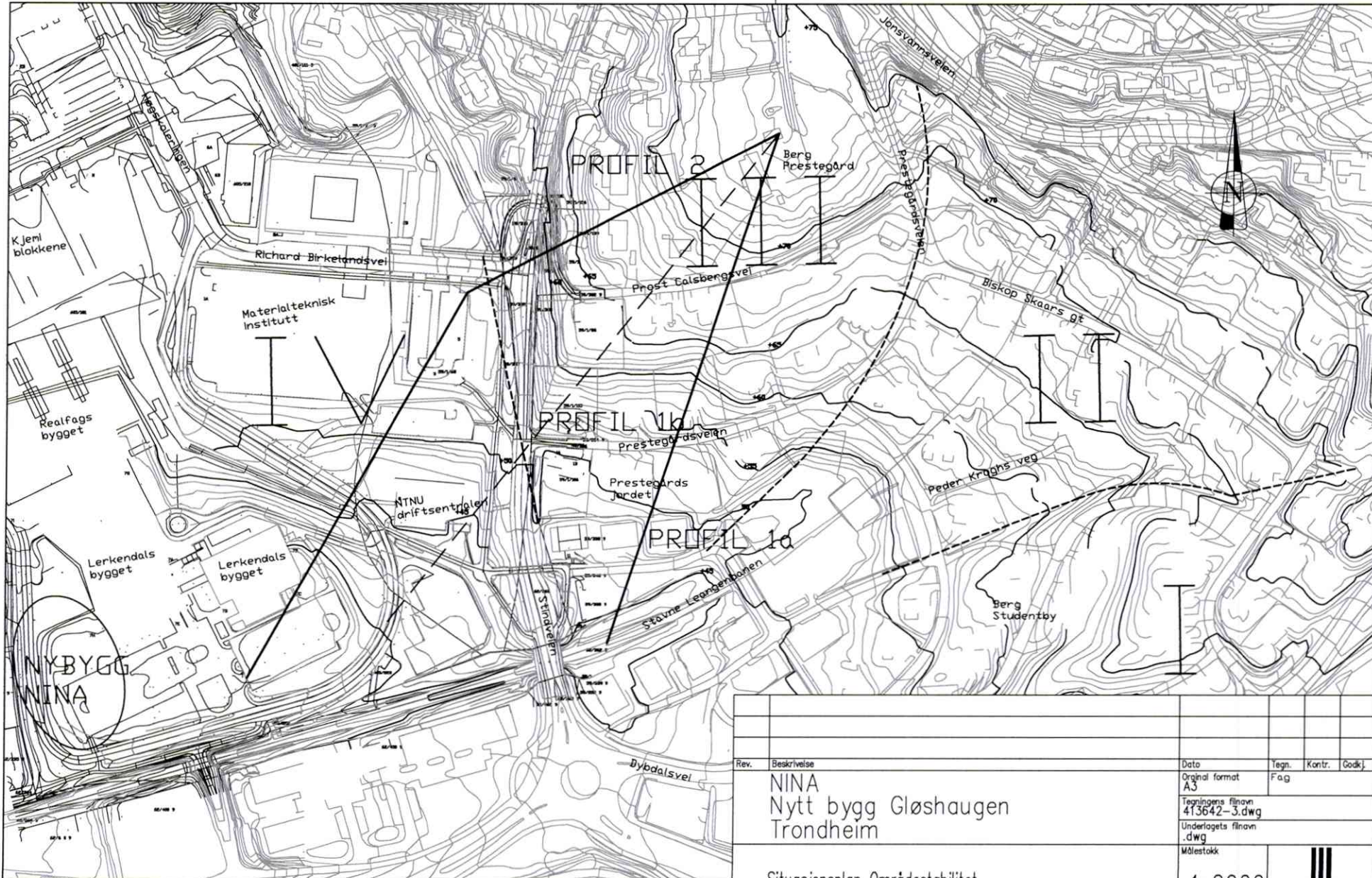
- Begrenset (Spesifisert av Oppdragsgiver)
 Intern
 Fri

Dokumentkontroll:

		Dokument 27. januar 2010		Revisjon 1		Revisjon 2		Revisjon 3	
		Dato	Sign	Dato	Sign	Dato	Sign	Dato	Sign
Forutsetninger	Utarbeidet	27.01.10	<i>[Signature]</i>						
	Kontrollert	27.01.10	<i>[Signature]</i>						
Grunnlagsdata	Utarbeidet	27.01.10	<i>[Signature]</i>						
	Kontrollert	27.01.10	<i>[Signature]</i>						
Teknisk innhold	Utarbeidet	27.01.10	<i>[Signature]</i>						
	Kontrollert	27.01.10	<i>[Signature]</i>						
Format	Utarbeidet	27.01.10	<i>[Signature]</i>						
	Kontrollert	27.01.10	<i>[Signature]</i>						
Anmerkninger									
Godkjent for utsendelse (Oppdragsansvarlig)				Dato:		Sign.:			
				27.01.10		<i>[Signature]</i>			



OVERSIKTSKART		Borplan nr.	
		-1	
NINA Nytt bygg på Gløshaugen		Målestokk 150 000	
MULTICONSULT AS	Dato 24.08.2009	Tegnet IH	Kontrollert EKY
7486 Trondheim TU: 73 10 62 00 - Faks: 73 10 62 30/70	Oppdragsnr. 413642	Tegningsnr. 0	Godkjent OA
			Rev.

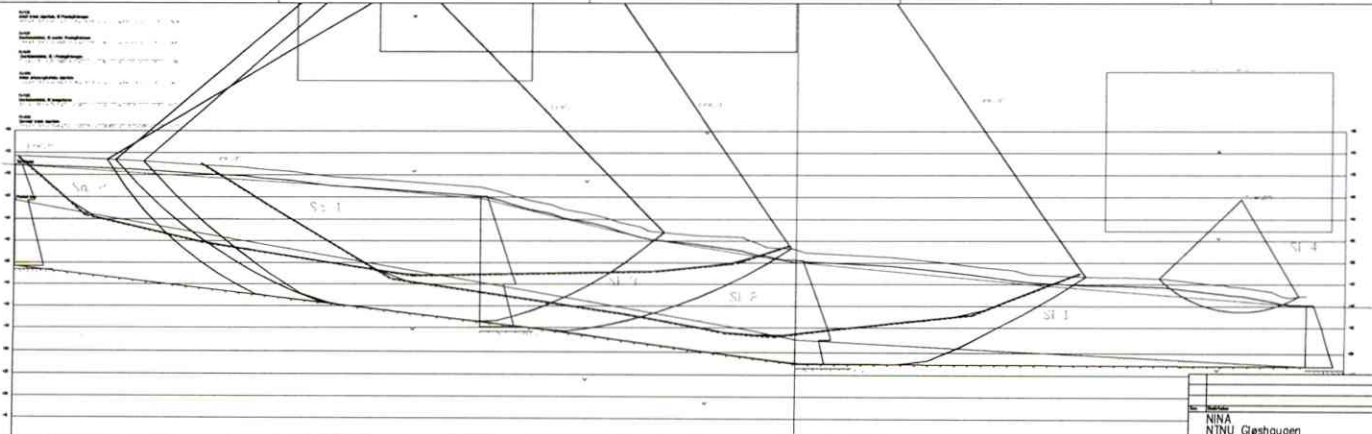


TEGNFORKLARING:

BEREGNINGSPROFILER: PROFIL 1a og 2

INDELING AV BERG STUDENTBY KVIKKLEIRESONE: I, II, III, IV

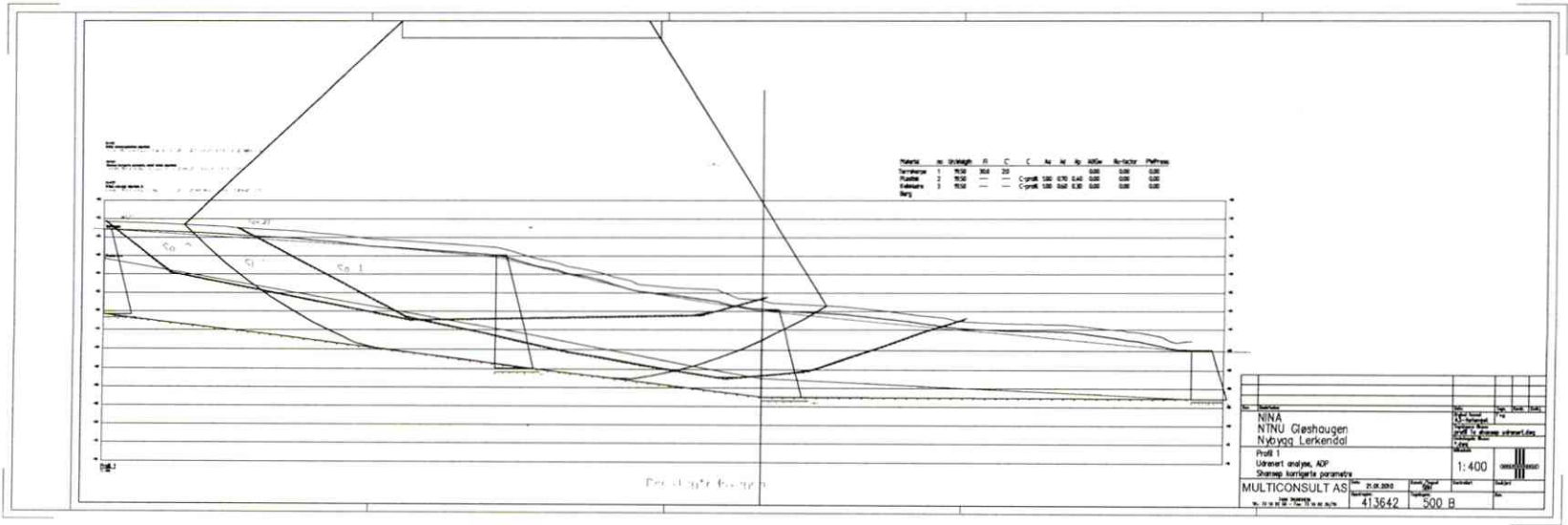
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
	NINA Nytt bygg Gløshaugen Trondheim	Original format A3	Fag		
		Tegningsnr. filnavn 413642-3.dwg			
		Underlagets filnavn .dwg			
	Situasjonsplan Områdestabilitet	Målestokk 1:2000			
MULTICONSULT AS		Dato 27.01.2010	Konstr./Tegnet JH	Kontr./rols	Godkjent arv
7486 TRONDHEIM Tlf: 73 10 62 00 – Fax: 73 10 62 30/70		Oppdragsnr. 413642	Tegningsnr. 3	Rev.	



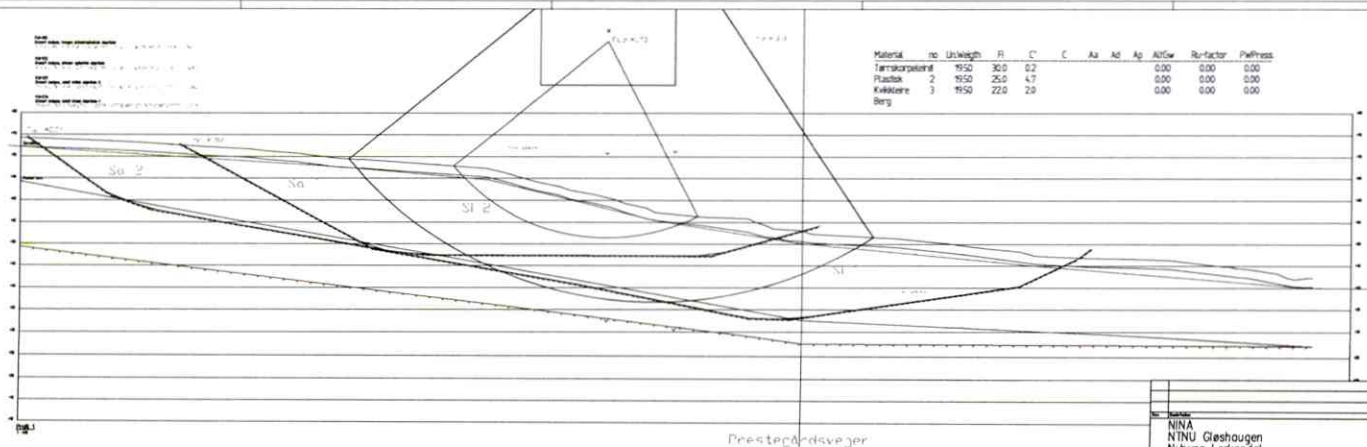
Material	nr	Unk.vegt	fi	C	E	Aa	Ad	Ap	AKiv	Bu-factor	Puffvoss
Terrasse	1	1950	30.0	0.1	---	---	---	---	0.00	0.00	0.00
Plaste	2	1150	---	---	C-grvk	100	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00
Kvikleire	3	1950	---	---	C-grvk	100	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
Berg											

Prestegardvegen

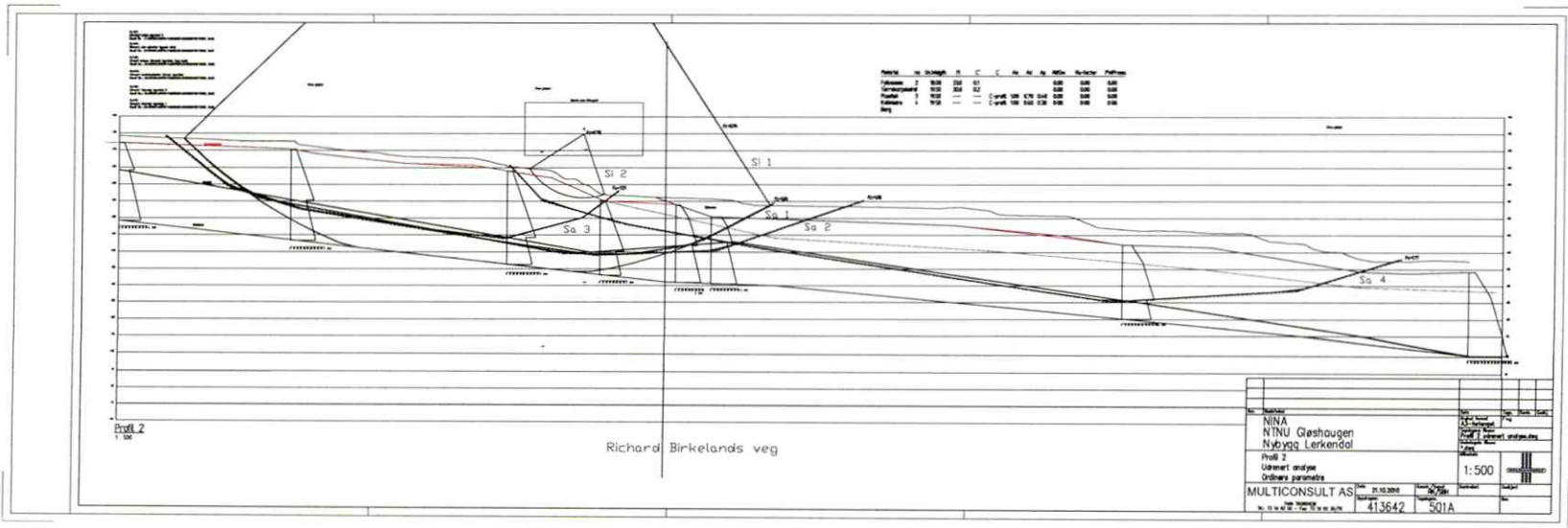
NINA NTNU Gjøshougen Nybygg Lerkendal		Prosjekt Utsnitt analyse, AP Drift og styrtstøttemasse		Skala 1:400
MULTICONSULT AS Postboks 44 2007 Kjeller Tlf: 91 43 43 43		Dato 21.03.2010	Tegning 413642	Side 500 A



Material	no	Univ.vegt	R	C'	C	Aa	As	Ag	Al/Gw	Ru-factor	Pw/Prest
Tarmkorpelstift	1	150	30.0	0.2					0.00	0.00	0.00
Plastik	2	150	25.0	4.7					0.00	0.00	0.00
Kvikleire	3	150	22.0	2.8					0.00	0.00	0.00
Berg											



NINA NTNU Geshougen Nybygg Lerkendal Prosjekt Drennet analyse		1:400
MULTICONSULT AS 413642	01.03.2010 500 C	

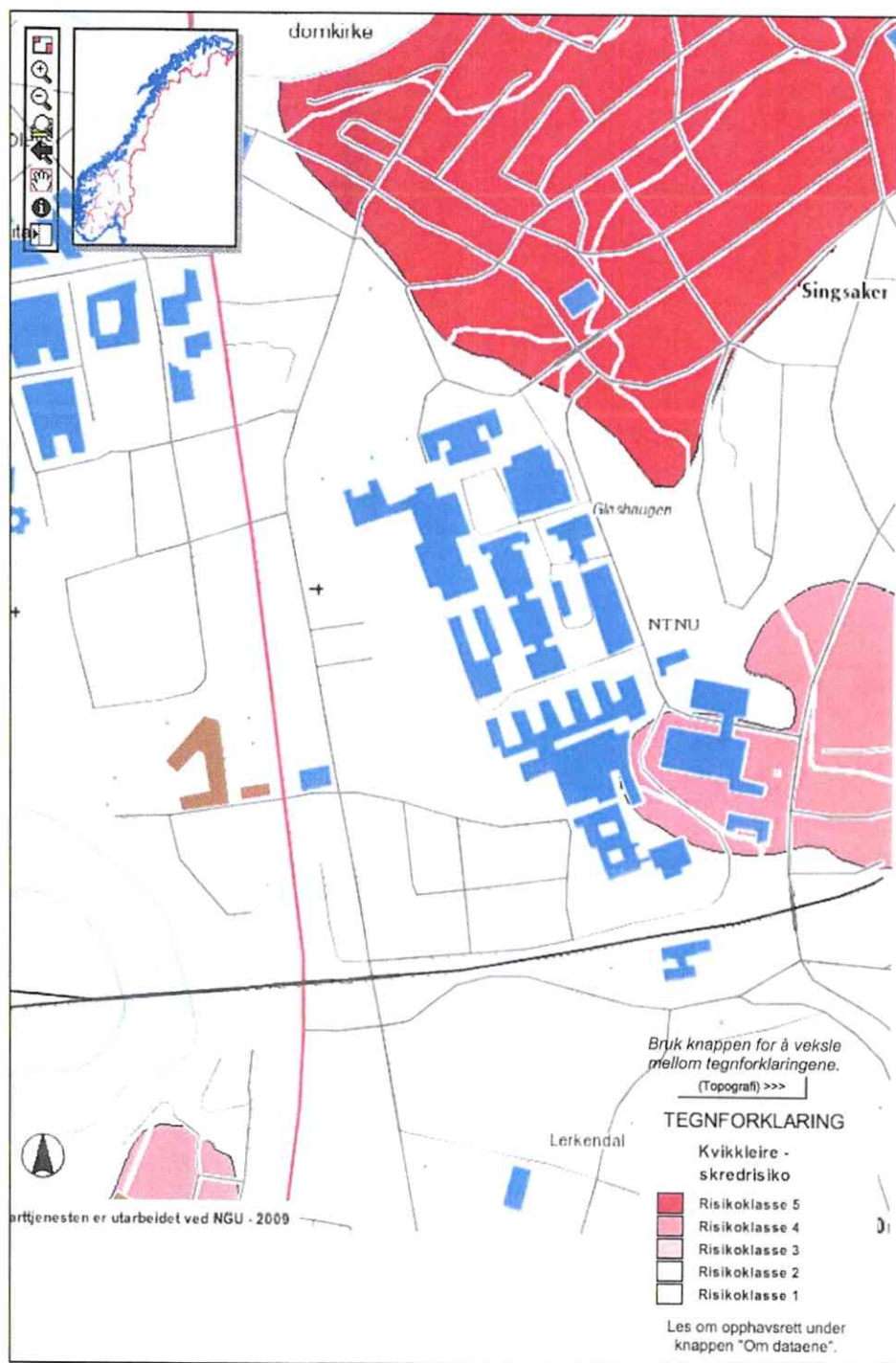


Profil 2 1:500	Richard Birkelands veg	NINA NTNU Gjøshaugen Nybygg Lerkendal Profil 2 Utværet analyse Ordinære parametre MULTICONSULT AS 01.10.2010 41.5642 501A	1:500
-------------------	------------------------	---	-----------

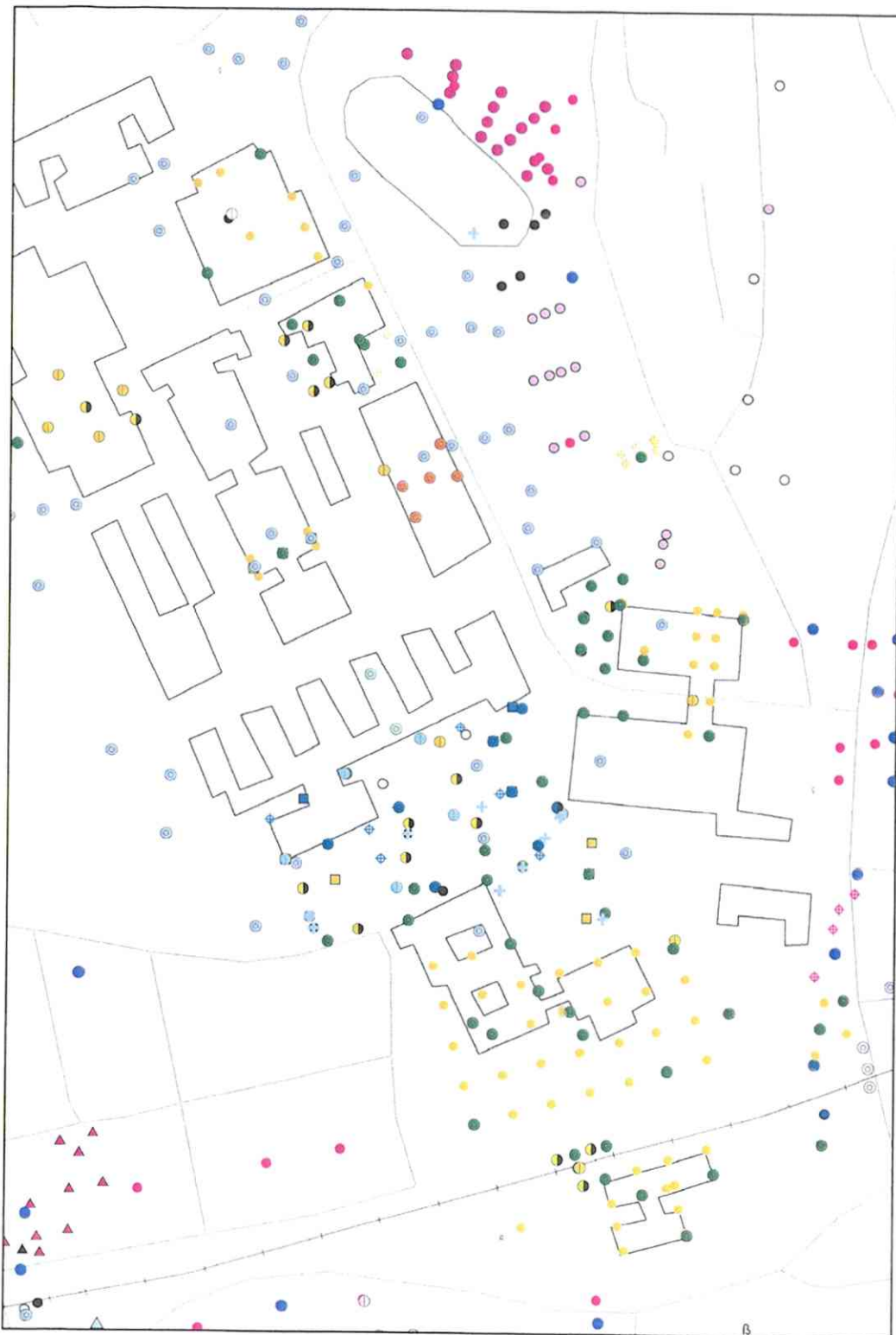
VEDLEGG

- 1: Oversikt over kvikkleiresoner, Gløshaugområdet
- 2: Oversikt tidligere boringer, Gløshaugområdet
- 3: Boringer med påvist kvikkleire, Gløshaugområdet
- 4: Oversikt over valgte profiler for stabilitetsberegninger med indikasjon av utløpsretninger
- 5: Inndeling av kvikkleiresone 183 Berg studentby i delsoner I-IV (etter Rambøll /21,22/)

Vedlegg 1: Oversikt over kvikkleiresoner, Gløshaugområdet



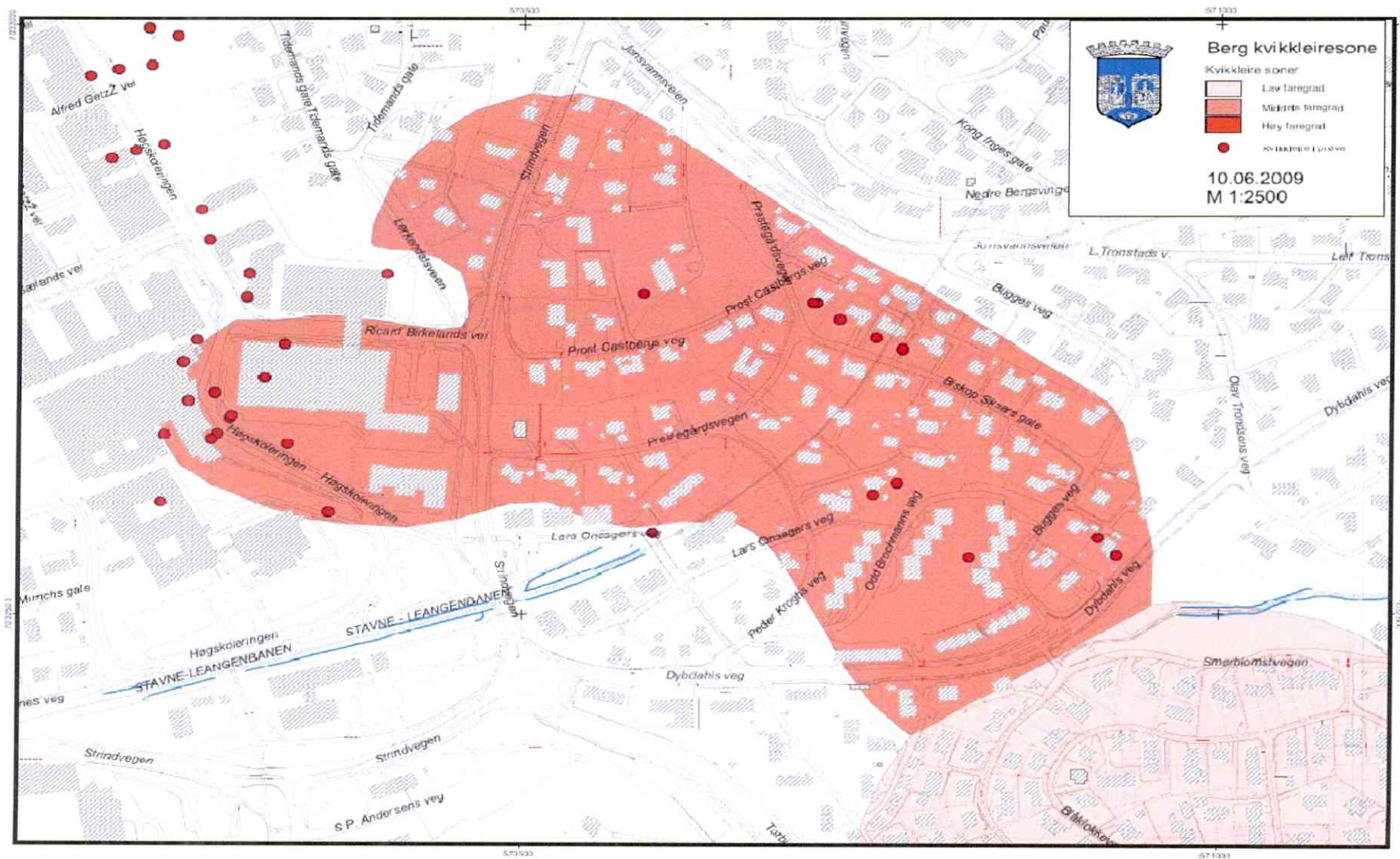
Vedlegg 2: Oversikt tidligere boringer, Gløshaugområdet. Kartskisse og tabellarisk oversikt.



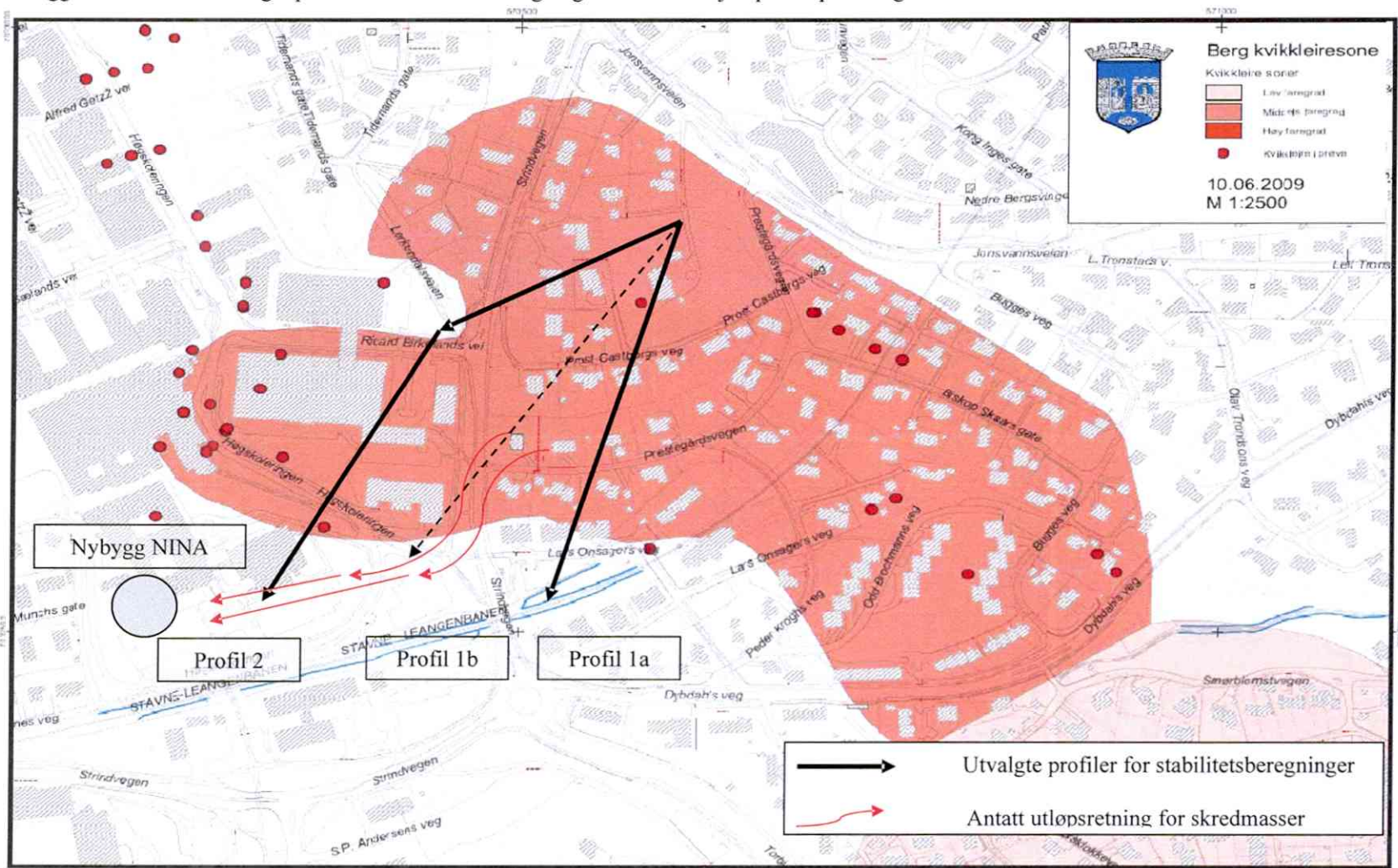
Firmanavn	Rapportnr.	Dato	Område/bygg	Omfatter
NGI	O.208	16.02.55	Materialteknisk institutt	Sonderinger, prøvetaking
NGI	O.208-2	25.04.55	Materialteknisk institutt	Sonderinger, prøvetaking,
NGI	O.268-5		NTH	
NGI	O.378		Høgskoledalen	
NGI	O.415		Jonsvannsvegen	
NGI	O.641		Geologisk institutt	
NGI	O.737		Høgskoledalen, oppfylling	
Kummeneje	O.155-1 O.155-2		NTH Verkstedteknisk lab.	
Kummeneje	O.593		Nybygg, Materialteknisk institutt	
Kummeneje	O.669	08.05.68	Lerkendalsbygget	Sonderinger, prøvetaking
Kummeneje	O.669.3		Lerkendalsbygget	
Kummeneje	O.669-5	05.10.71	Lerkendalsbygget	Sonderinger, prøvetaking
Kummeneje	10495-1	27.05.94	Realfagsbygget	Sonderinger, prøvetaking, CPTU
Kummeneje	10495-2	04.07.94	Realfagsbygget	Sonderinger, prøvetaking, CPTU
Kummeneje	11238-1	17.02.96	PFI	Sonderinger, prøvetaking
Kummeneje	11238-2	28.06.96	PFI	Sonderinger, prøvetaking
Rambøll	4503		Prestegårdsjordet	
Rambøll	6060971- 01		Studentsamskipnaden Berg studentby	Sonderinger, CPTU, prøvetaking
Rambøll	6080324	08.08.2008	Studentsamskipnaden Berg studentby	Sonderinger, prøvetaking
Noteby	57118-1	12.12.95	Realfagsbygget	Sonderinger, prøvetaking, CPTU, poretrykksmåling, skruplate
Multiconsult	413642-1	26.08.09	NINA nybygg	Sonderinger, prøvetaking
Multiconsult	413798-1	15.01.10	Kjemihallen	Sonderinger, prøvetaking, CPTU, poretrykksmåling
Multiconsult	57118-1		Berg kvikkleiresone	
Multiconsult	57118-2		Berg kvikkleiresone	
Multiconsult	57274		Berg kvikkleiresone	
Trondheim kommune	R.0715	22.09.87	Lerkendalsforbindelsen	
Trondheim	R.0974	02.07.01	Strindvegen	

kommune	1-4			
Trondheim kommune	R.0849		Jonsvannsvegen	
Trondheim kommune	R.0687		Jonsvannsvegen	
Trondheim kommune	R.0273		Bugges veg	
Trondheim kommune	R.0904		Bugges veg	
Trondheim kommune	R.1122	19.12.00	Dybdals veg	
Trondheim kommune	R.827	03.07.91	Dybdals veg	
Trondheim kommune	R.1040		Smørblomstvegen	
Trondheim kommune	R.204		Nedre Bergsvingen	
Trondheim kommune	R.0656		Nardovegen	
Statens Vegvesen	Ud606A		Nord-Sør forbindelsen	
Andre	F76.01		NTH	
Andre	GK 508		Berg tunnel	
Andre	GK 553		Lerkendalsvegen	
Andre	NTH 1988		Kvikkleirekartlegging	

Vedlegg 3: Boringer med påvist kvikkleire i prøver, Gløshaugområdet (ref. Trondheim kommune).



Vedlegg 4: Oversikt over valgte profiler for stabilitetsberegninger med indikasjon på utløpsretninger.



Vedlegg 5: Inndeling av kvikkleiresone 183 Berg studentby i delsoner I-IV (etter Rambøll /21,22/)

