

# Utvikling av revidert geologisk modell og stabilitetsanalyser for øvre deler av ustabil fjellside på Åknes

**Henrik Andreas Langeland**

Geologi

Innlevert: mai 2014

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB

Medveileder: Lars Harald Blikra, Åknes

Noregs teknisk-naturvitskaplege universitet  
Institutt for geologi og bergteknikk





## MASTEROPPGAVE

### Prosjektbeskrivelse

**Kandidatens navn:** HENRIK ANDREAS LANGELAND

**Oppgavens tittel:** UTVIKLING AV REVIDERT GEOLOGISK MODELL OG STABILITETS-  
ANALYSER FOR ØVRE DELER AV USTABIL FJELLSIDE PÅ ÅKNES

**English title:** Development of revised geological model and stability analyses for upper  
parts of unstable rock slope at Åknes

**Utfyllende tekst:**

1.

Som ledd i oppfølging og videreføring av tidligere utførte, omfattende geologiske undersøkelser ved Åknes er det nylig utført boring av et nytt kjerneborhull i øvre del av Åknes skredområde. På grunnlag av borkjernelogging og televiwer-logging av dette borhullet, og kobling av dette mot resultater fra tidligere undersøkelser skal det i denne oppgaven foretas detaljerte studier av strukturer som kontrollerer bevegelsene i det ustabile området. Denne informasjonen, sammen med resultater fra nye målinger av bevegelse (radar og GPS) skal i denne oppgaven brukes til:

- 1) Utvikling av revidert geologisk modell for Åknes.
- 2) Videre modellering og stabilitetsanalyse av det ustabile fjellpartiet.

Som del av arbeidet skal det også gjennomføres rekognoserende feltbefaring og laboratorieanalyser av relevante materialtekniske egenskaper.

Som støtte for analyser og diskusjoner skal det foretas litteraturstudier og gjennomgang av resultater fra tidligere utførte undersøkelser og analyser for Åknes og andre relevante lokaliteter.

2.

Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Åknes/Tafjord Beredskap med Sjefsgeolog Lars Harald Blikra som kontaktperson og medveileder.

**Studieretning:** Master i geologi

**Hovedprofil:** Ingeniørgeologi

**Tidsrom:** 2012-15.05.2014

*Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder*

SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN

NTNU, 19.7.2013/rev. 18.9.2013



## Samandrag

Åknes er Noregs største overvaka ustabile fjellparti. Det ustabile fjellpartiet omfattar eit volum estimert til ~54 millionar m<sup>3</sup>, og hastigheita til rørsla i dei mest ustabile delane av fjellpartiet er opp mot 8 cm/år (Blikra et al., 2013). Åknes er lokalisert i Sunnlyvsfjorden, som er ein fjordarm til Storfjorden, og er karakterisert av særskilt bratt topografi. Ein eventuell kollaps av det ustabile fjellpartiet kan utløyse ein katastrofal tsunami, og Åknes utgjer såleis ein stor naturfare for fjordnære tettstader og infrastruktur. Med bakgrunn i denne risikoen er fleire undersøkingskampanjar for å kartlegge det ustabile fjellpartiet utført, og frå 2004 vart eit omfattande overvakings- og beredskapsprogram satt i gang (Blikra, 2012b). Overvakings- og beredskapsverksemda er no administrert av Åknes/Tafjord Beredskap IKS.

Hausten 2012 vart det gjennomført ei ny djup kjerneboring i den øvre delen av det ustabile fjellpartiet på Åknes. Kjerneboringa skulle gi ytterlegare informasjon om forholda i det ustabile fjellpartiet, og boreholet skulle vidare nyttast til overvaking. Denne masteroppgåva er eit ledd i arbeidet med undersøkingar i samband med det nye boreholet. Målet med oppgåva er å oppdatera den geologiske modellen for det vestre ustabile området ved Åknes, samt analysa stabiliteten i den geologiske modellen gjennom ein numerisk analyse.

Oppdaterte rørsleanalysar viser at det vestre området ved Åknes bevegar seg betydeleg raskare enn det resterande ustabile fjellpartiet. Den geologiske modellen viser at det vestre området omtrent følgjer tidlegare bestemte avgrensingar i overflata (Blikra et al., 2013), men auka kunnskap om hovudskjærsona indikerer at det vestre området kan vere eit eige system.

Den geologiske modellen for det vestre området viser to skjærsoner i grunnen, der ei grunn skjærson kryssar det nye boreholet ved om lag 28-30 m, medan hovudskjærsona kryssar det nye boreholet ved om lag 61-63 m. Overvakinginstrument i det nye boreholet viser størst rørsle langs hovudskjærsona og indikerer at denne sona styrar det vestre området.

Numeriske stabilitetsanalysar viser at berre mellom 5-10 % redusert skjærsonestyrke vil senke sikkerheitsfaktoren for skråninga til lik eller mindre enn 1. Analysen viser vidare at grunnvassnivået har stor innverknad på stabiliteten i skråninga. Innverknaden på stabiliteten er relativ lik ved eit grunnvassnivå som ligg under eller på hovudskjærsona, medan eit grunnvassnivå som ligg over hovudskjærsona vil påverke stabiliteten i spesielt stor grad. Forflytninga i den nedre delen av det vestre området, var i analysane like stor og delvis større, samanlikna med den største overvakingregistrerte rørsla i det ustabile området. Sidan dette området er dårleg dekkja av overvakinginstrument, bør dette undersøkast vidare.



## Abstract

Åknes is the largest monitored rock slope instability in Norway. The unstable rock slope has a significant volume estimated to ~54 million m<sup>3</sup>, and the velocity of the fastest moving parts are up to 8 cm/year (Blikra et al., 2013). Åknes is located in steep topography along Sunnylvsfjorden, which is a tributary fjord to Storfjorden. A failure of the unstable rock slope has the potential to trigger a devastating tsunami, which constitutes a major hazard to villages and infrastructure surrounding Storfjorden. Several surveys has been carried out to investigate the hazard, and from 2004 a monitoring and early warning program was initiated (Blikra, 2012b). This programme is now managed by Åknes/Tafjord Beredskap IKS.

A new borehole was drilled in the upper part of the unstable rock slope, through the autumn in 2012. The intention of this core drilling was to gain additional information about ground conditions, but also to instrument the borehole for monitoring. This master thesis is a contribution to the investigations concerning the new borehole. The main goal in the thesis is to revise the geological model for the western part of the unstable rock slope, and to perform a stability analysis with numerical modelling on the basis of the geological model.

Updated displacement data show that the movement in the western part possess a greater velocity than the remaining unstable area. The geological model show that the western part nearly follows surface boundary previously assumed (Blikra et al., 2013), but new knowledge about the main shear zone indicate that this could be a separate system.

The geological model display two shear zones in the western area, where a shallow zone intersect with the new borehole at ~28-30 m, and the main shear zone intersect the borehole at ~61-63 m. Monitoring instruments in the new borehole display the greatest movement along the main shear zone, and it is assumed that this zone controls the western area.

Numerical stability analyses show that reduced shear zone strength of not more than 5-10 % will lower the safety factor in the slope to equal or below 1. The analysis also suggests that ground water level influences the slope stability. The influence is nearly identical for a groundwater level lower or equal to the main shear zone, but a ground water level that exceed the main shear zone affects the stability significantly. The analyses also show that slope movement in the lower part of the western area, were equal or greater, compared to what is registered by monitoring in the area that show the largest movement. This area is poorly covered with monitoring instruments, and the registered slope movement should be further investigated.





## Forord

Eg har alltid vore oppteken av fjell.

Frå fjellturar med familien i barne og ungdomsår, til ski og klatreturar i høgfjellet med kameratar når eg vart eldre. At eg fekk moglegheit til å jobba med fjell i masterstudiet, set eg difor stor pris på.

Mange har bidrege til dette masterprosjektet, og eg er svært glad for all støtte eg har fått.

Spesielt vil eg takka hovudrettleiar Bjørn Nilsen og medrettleiar Lars Harald Blikra. Bjørn og Lars har gjennom heile prosessen gjeve konstruktive tilbakemeldingar, og utfordra meg gjennom diskusjonar og tips til nye angrepsvinklar.

Ein stor takk til Åknes/Tafjord Beredskap IKS, som har gjort det mogleg å gjennomføra feltundersøkingar ved Åknes, samt gjort tilgjengeleg tidlegare undersøkingar frå Åknes. Takk til Gunnar Vistnes ved bergmekanikklaboratoriet hos NTNU/SINTEF som har gjort det mogleg å gjennomføre analysar på prøvemateriale, og har støtta laboratoriearbeidet med instruksjonar og tips. Eg vil også takka Guri Venvik Ganerød, som rettleia arbeidet under borkjernelegginga og Nghia Quoc Trinh som har gitt gode tilbakemeldingar og tips til den numeriske modelleringa.

Takk også til medstudent Thomas Nystad, som bidrog under feltarbeidet ved Åknes, og gjennom mange diskusjonar i løpet av arbeidsprosessen.

Eg vil også poengtere og «takka» for at snøvinteren har vore særst dårleg på Nordvestlandet og rundt Trondheim, noko som har gjort det mogleg å fokusere fullt og heilt på masteroppgåva gjennom skisesongen!

Trondheim, 15.05.14

Henrik Langeland



# Innhald

|   |    |
|---|----|
| 1. Introduksjon .....                                   | 1  |
| 1.1. Bakgrunn for oppgåva .....                         | 2  |
| 1.2. Mål.....   | 3  |
| 1.3. Åknes .....  | 4  |
| 1.3.1. Scenario .....                                   | 9  |
| 1.3.2. Regional geologi .....                           | 10 |
| 1.3.3. Tidlegare undersøkingar .....                    | 11 |
| 2. Fjellskred.....                                      | 15 |
| 2.1. Definisjon og klassifisering .....                 | 15 |
| 2.1.1. Klassifisering.....                              | 15 |
| 2.2. Årsakar.....                                       | 19 |
| 2.3. Utbreiing av fjellskred på Vestlandet, Noreg ..... | 19 |
| 2.4. Samanliknbare eksemplar med Åknes.....             | 20 |
| 2.4.1. Vaiont, Italia.....                              | 21 |
| 2.4.2. Downie, Canada .....                             | 23 |
| 2.4.3. Mont de La Saxe, Italia .....                    | 27 |
| 2.4.4. Samanlikning med Åknes.....                      | 30 |
| 3. Undersøkingar og datainnsamling .....                | 33 |
| 3.1. Feltundersøkingar .....                            | 33 |
| 3.1.1. Strøk og fall.....                               | 33 |
| 3.1.2. Schmidthammer .....                              | 34 |
| 3.1.3. JRC .....  | 35 |
| 3.1.4. Bergmasseklassifisering .....                    | 36 |
| 3.2. Boreholsdata .....                                 | 37 |
| 3.2.1. Kjernelogging.....                               | 37 |
| 3.2.2. Televiwer .....                                  | 38 |

|        |   |    |
|--------|---|----|
| 3.3.   | Laboratorieanalysar .....   | 39 |
| 3.3.1. | Young's modul (E) og Poisson's forhold ( $\nu$ ) .....                                  | 40 |
| 3.3.2. | Einaksial trykkstyrke (UCS) .....   | 40 |
| 3.3.3. | Tilt test.....  | 41 |
| 3.3.4. | Tyngdetettleik.....   | 42 |
| 3.3.5. | XRD-analyse .....   | 42 |
| 3.3.6. | Frisvelling.....  | 43 |
| 3.3.7. | Skjærbokstest .....   | 44 |
| 4.     | Stabilitetsanalyse.....   | 47 |
| 4.1.   | Numerisk Analyse .....  | 49 |
| 4.1.1. | Kontinuerleg modell i forhold til diskontinuerleg modell .....                          | 49 |
| 4.1.2. | Endeleg element metode (Finite Element Method, FEM) .....                               | 50 |
| 4.1.3. | SSR (Shear Strength Reduction Analysis).....  | 51 |
| 4.1.4. | FEM-SSR analyse med Phase2.....   | 53 |
| 5.     | Resultat undersøkingar.....   | 55 |
| 5.1.   | Feltundersøkingar .....   | 55 |
| 5.1.1. | Stereografisk projeksjon.....   | 55 |
| 5.1.2. | Eigenskapar for diskontinuitetar .....  | 59 |
| 5.1.3. | Bergmasseklassifisering .....   | 61 |
| 5.2.   | Boreholsdata .....  | 62 |
| 5.2.1. | Kjernelogging.....  | 62 |
| 5.2.2. | Televiewer.....   | 69 |
| 5.2.3. | Vasstrøyming i borehol .....  | 72 |
| 5.3.   | Laboratorieanalysar .....   | 73 |
| 5.3.1. | Young's modul (E), Poisson's forhold ( $\nu$ ), Tyngdetettleik ( $\gamma$ ) og UCS..... | 73 |
| 5.3.2. | Residual friksjonsvinkel, $\phi_r$ .....  | 75 |
| 5.3.3. | XRD-analyse .....   | 76 |

|        |  |     |
|--------|--|-----|
| 5.3.4. | Fri svelling.....  | 76  |
| 5.3.5. | Skjærbokstest .....  | 77  |
| 5.4.   | Rørsle registrert ved Åknes .....                              | 79  |
| 5.4.1. | Rørsle i overflata .....                                       | 79  |
| 5.4.2. | Rørsle i borehol .....   | 87  |
| 5.4.3. | Grunnvassnivå.....   | 90  |
| 5.5.   | Kinematisk analyse.....  | 92  |
| 5.5.1. | Klassifisering Åknes .....                                     | 94  |
| 6.     | Numerisk modell.....   | 97  |
| 6.1.1. | Geometri og grensevilkår .....                                 | 97  |
| 6.1.2. | SSR-analyse .....  | 98  |
| 6.1.3. | Scenario i Phase2 .....  | 99  |
| 6.2.   | Materialegenskapar i modellen.....                             | 100 |
| 6.2.1. | Brotkriterium for bergmasse .....                              | 101 |
| 6.2.2. | Materialegenskapar for bergmasse, gneis .....                  | 104 |
| 6.2.3. | Materialegenskapar for skjærsone og sprekkar i bergmassen..... | 105 |
| 6.3.   | Spenning .....   | 109 |
| 6.4.   | Grunnvatn .....  | 110 |
| 6.5.   | Seismisk aktivitet.....  | 111 |
| 6.6.   | Parameterstudie i Phase2 .....                                 | 111 |
| 7.     | Resultat geologisk modell og numerisk analyse.....             | 113 |
| 7.1.   | Geologisk modell.....  | 113 |
| 7.1.1. | Tolking A-A' .....   | 116 |
| 7.1.2. | Tolking B-B' .....   | 121 |
| 7.1.3. | Tolking C-C' .....   | 126 |
| 7.1.4. | Volumberekning.....  | 129 |
| 7.1.5. | Samanlikning med andre modellar.....                           | 129 |

|        |   |      |
|--------|---|------|
| 7.2.   | Numerisk analyse .....                            | 131  |
| 7.2.1. | Analyse 1.....                                    | 131  |
| 7.2.2. | Analyse 2.....                                    | 139  |
| 8.     | Diskusjon .....                                   | 143  |
| 8.1.   | Rørsle.....                                       | 143  |
| 8.2.   | Geologisk modell.....                             | 145  |
| 8.3.   | Numerisk analyse .....                            | 147  |
| 9.     | Konklusjon.....                                   | 151  |
| 9.1.   | Vidare undersøkingar .....                        | 152  |
| 10.    | Referanseliste .....                              | 153  |
| 11.    | Vedlegg .....                                     | I    |
| 11.1.  | Vedlegg undersøkingar .....                       | I    |
| 11.2.  | Vedlegg resultat felt- og laboratoriearbeid ..... | VIII |
| 11.3.  | Vedlegg Numerisk modell .....                     | XXI  |

## 1. Introduksjon

I Noreg har over 170 menneske mista livet dei siste 100 åra i forbindelse med ulykker knytt til fjellskred og påfølgande tsunami (Blikra et al., 2006b). Dei siste 20 åra har fokuset på denne naturfaren auka, og fleire regionale og lokale undersøkingsprogram er sett i gang for å greie ut risiko og konsekvensar knytt til fjellskred i Noreg. På bakgrunn av at tettleiken til historiske skredhendingar er spesielt høg i enkelte landsdelar i Noreg, vart det i 2007 løyvd pengar frå Statens Naturskadefond, øyremerkt til vidare kartlegging av faren for store fjellskred i Sogn og Fjordane, Møre og Romsdal og Troms (Bargel et al., 2008).

NGU har i samarbeid med Møre og Romsdal fylkeskommune hatt fokus på å identifisere ustabile fjellparti i fylket sidan 90-talet (Blikra et al., 1999). Undersøkingane har avdekka at spesifikke geologiske strukturar er ein føresetnad for utviklinga av ustabile fjellparti, og nærvær av desse strukturane i bestemte og avgrensa områder gir spesielt høg tettleik av ustabile objekt (Henderson and Saintot, 2011, Saintot et al., 2011).

Åknes er definert som eit stort ustabil fjellparti, der volumet til det ustabile området overstig 50 millionar m<sup>3</sup>. Åknes er lokalisert i eit område med høg tettleik av ustabile objekt, der dei tidlegare nemnde geologiske strukturane er bidragsytande til å definera og avgrensa dei ustabile objekta. Rørsla ved fjellpartiet på Åknes har vore kjent lenge, og allereie på slutten av 80-talet vart det gjort undersøkingar for å registrere rørsle i fjellpartiet (Grimstad, 1989, Kristensen, 1996). Dei mest ustabile områda i skredet bevegar seg i dag med ein hastigheit på opptil 8 cm per år (Blikra et al., 2013).

Nyare undersøkingar ved Åknes definerte det ustabile området som eit risikoobjekt, og som eit ledd i utvikling av eit overvåkings- og beredskapsprogram vart Åknes/Tafjord Beredskap IKS (ÅTB) danna i 2005. Oppgåvene til Åknes/Tafjord Beredskap IKS er å koordinere og gjennomføre geofaglege utgreiingar, overvaking og beredskapstiltak knytt til ustabile fjellparti, blant anna på Åknes (Blikra et al., 2006a). Denne oppgåva er skriva med støtte frå, og i samarbeid med, Åknes/Tafjord Beredskap IKS.

## 1.1. Bakgrunn for oppgåva

Åknes/Tafjord Beredskap IKS overvakar det ustabile fjellpartiet på Åknes 24 timar i døgnet, som ein del av eit «early warning»-system for beredskap. I tillegg jobbar selskapet kontinuerleg for å auke kunnskapen rundt mekanismane som er styrande for rørsla og ustabiliteten i fjellpartiet. Dette involverer å jobba for å detaljlokalisera glideplan, identifisera faktorar og triggermekanismer som påverkar rørsla, samt oppdatera scenario og risiko for utglidingar.

Overvakingssystemet implementert ved Åknes er omfattande, og består av instrumentering i både overflata og i grunnen, samt gjennom både bakke- og satellittbaserte InSAR system. I forbindelse med omfattande undersøkingar mellom 2005-2008, vart det gjennomført fleire djupe kjerneboringar, samt installert DMS (Differential Monitoring of Stability)-system i tre av borehola, for sanntidsovervaking i grunnen. Djupe kjerneboringar med påfølgande boreholslogging og DMS-instrumentering, har vist seg å gi svært viktig informasjon om forholda i grunnen. DMS-instrumenteringa vert samanlikna med eit geoteknisk laboratorium, som gir moglegheit til å studera og overvaka intern deformasjon, vasstrykk og temperaturforhold (Blikra et al., 2013).

Overvakinga har vist at eit avgrensa område på den vestre flanken ved Åknes, er karakterisert av betydeleg større rørsle enn det som er registrert i resten av området, og instrument i overflata viser ein hastigheit på mellom 6-8 cm/år (Blikra, 2012b).

Hausten 2012 vart det gjennomført ein ny kjerneboring (KH-08-2012), med påfølgande boreholslogging og DMS-instrumentering, like i overkant av det eldre øvre boreholet (KH-02-Ø) i det vestre ustabile området. Målet var at dette boreholet skulle gi ytterlegare informasjon om forholda i grunnen, samt endå betre sanntidsovervaking gjennom DMS-instrumentering.

Denne oppgåva er ein del av undersøkingane i forbindelse med det nye boreholet KH-08-2012. Oppgåva skal bruke den nye informasjonen frå boreholet aktivt, i tillegg til data frå tidlegare undersøkingar, for å analysere situasjonen i det vestre mest aktive området.



## 1.2. Mål

Prosjektbeskrivinga for masteroppgåva (side i), ligg til grunn for innhaldet og avgrensingane i oppgåva. Masteroppgåva tek utgangspunkt i det nye boreholet ved Åknes, KH-08-2012, og måla for oppgåva blir å:

- Utvikle og foreslå ein oppdatert geologisk modell for det vestre mest ustabile området ved Åknes
- Modellering og numerisk analyse av stabilitet for det vestre mest ustabile området, på grunnlag av den geologiske modellen

Den geologiske modellen skal gi eit oppdatert bilde av det vestre mest ustabile området ved Åknes. Det inneber mellom anna å prøva å lokalisera skjærsoner og grunnvassnivå, identifisera strukturar som styrar rørsle, samt verifisera avgrensingane til området. Den numeriske analysen skal modellerast med utgangspunkt i den geologiske modellen, og skal analysa stabilitet i området, spesielt gjennom ein parameterstudie for parameter som truleg har stor innverknad på stabiliteten.

Oppgåva skal nytta nye data frå: 1. boreholet KH-08-2012, 2. oppdaterte rørslemålingar i overflata og grunnen, 3. observasjonar og strukturmålingar frå feltundersøkingar, 4. materialtekniske eigenskapar frå laboratorieundersøkingar. Samtidig skal tidlegare undersøkingar og analysar frå Åknes nyttast for samanlikning med nyare data, samt vere til støtte for analysar og diskusjonar i oppgåva.

### 1.3. Åknes

Det ustabile fjellpartiet på Åknes er det største kjente overvaka objektet i Norge, med eit totalt volum på opp mot 54 millionar m<sup>3</sup> (Blikra, 2012b). Skredet er lokalisert på vestsida av Sunnlyvsfjorden i Stranda kommune, Møre og Romsdal (Fig. 1.1). Delar av skredområdet bevegar med ein hastigheit på mellom 2-8 cm/år, og på grunn av potensialet for ein katastrofal tsunami ved ein potensiell kollaps, representerer eit fjellskred herfrå ein svært høg risiko for tettstader langs Storfjorden, Sunnlyvsfjorden og Geirangerfjorden (Ganerød et al., 2008).

Skredet er i utstrekning ~800\*500 m og strekkjer seg frå den over 500 m lange baksprekken ved ~900 moh ned til skredfronten ved ~100 moh (Fig. 1.1). Baksprekken er tydeleg mest utvikla i vest med ein vertikal bakvegg på over 30 m, og ein dominerande ~30 m brei grabenstruktur i utvikling (Fig. 1.2). Både høgda på bakveggen og utviklinga av grabenstrukturen er avgrensa mot aust. Figur 1.1 syner også vestre og austre laterale skredavgrensing, med den markerte Åknesrenna i vest og ein mindre markert forkastingsstruktur i aust (Ganerød et al., 2008).

Topografien i skredområdet er bratt og fjellsida fell mot sør-søraust med eit gjennomsnittleg fall på mellom 30<sup>0</sup>-35<sup>0</sup> (Ganerød et al., 2008, Jaboyedoff et al., 2011). Skråningsmorfologien og lausmassedekket viser spor av tidlegare kvartære glasiasjonar og påfølgande gravitasjonsstyrte skredprosessar. Området er dekkja av skredmateriale frå baksprekken, frå mindre utglidingar langs renna, frå mindre aust-vest orienterte skrentar og frå snøskred frå fjellpartiet ovanfor det ustabile fjellpartiet (Fig. 1.2).

Åknes er lokalisert i Vestre Gneisregion, der gneis frå proterozoisk alder dominerer (Ganerød et al., 2008). Vestre Gneisregion er omtalt vidare i kapittel 1.3.2.

Gneisen har ein godt utvikla foliasjon og foliasjonen er i følgje Ganerød et al. (2008) delaktig i å kontrollere utviklinga av hovudglideplan og deformasjon i skredområdet. Ved baksprekken er gneisen sterkt folda, og dei bratte foldene definerer ekstensjonsprosessen langs denne strukturen. Jaboyedoff et al. (2011) viser at foldestrukturane er gjentatt med jamne mellomrom nedover i det ustabile området, og foldeaksane definerer fleire ryggar i terrenget. Ekstensjonsprosessen som karakteriserer baksprekken er såleis synleg ved fleire høve i skråninga. Mellom innslaga av foldeaksar nedover i skråninga er foliasjonen orientert tilnærma parallelt med skråninga, og har utgåande lag i blotningar ved ulike nivå (Ganerød et al., 2008). Kveldsvik et al. (2006) viser også at gjennomsnittsfoliasjonen i dei tre eldre borehola vert brattare frå det øvste boreholet til det nedste, frå 27.5<sup>0</sup> til 34.2<sup>0</sup>. Det

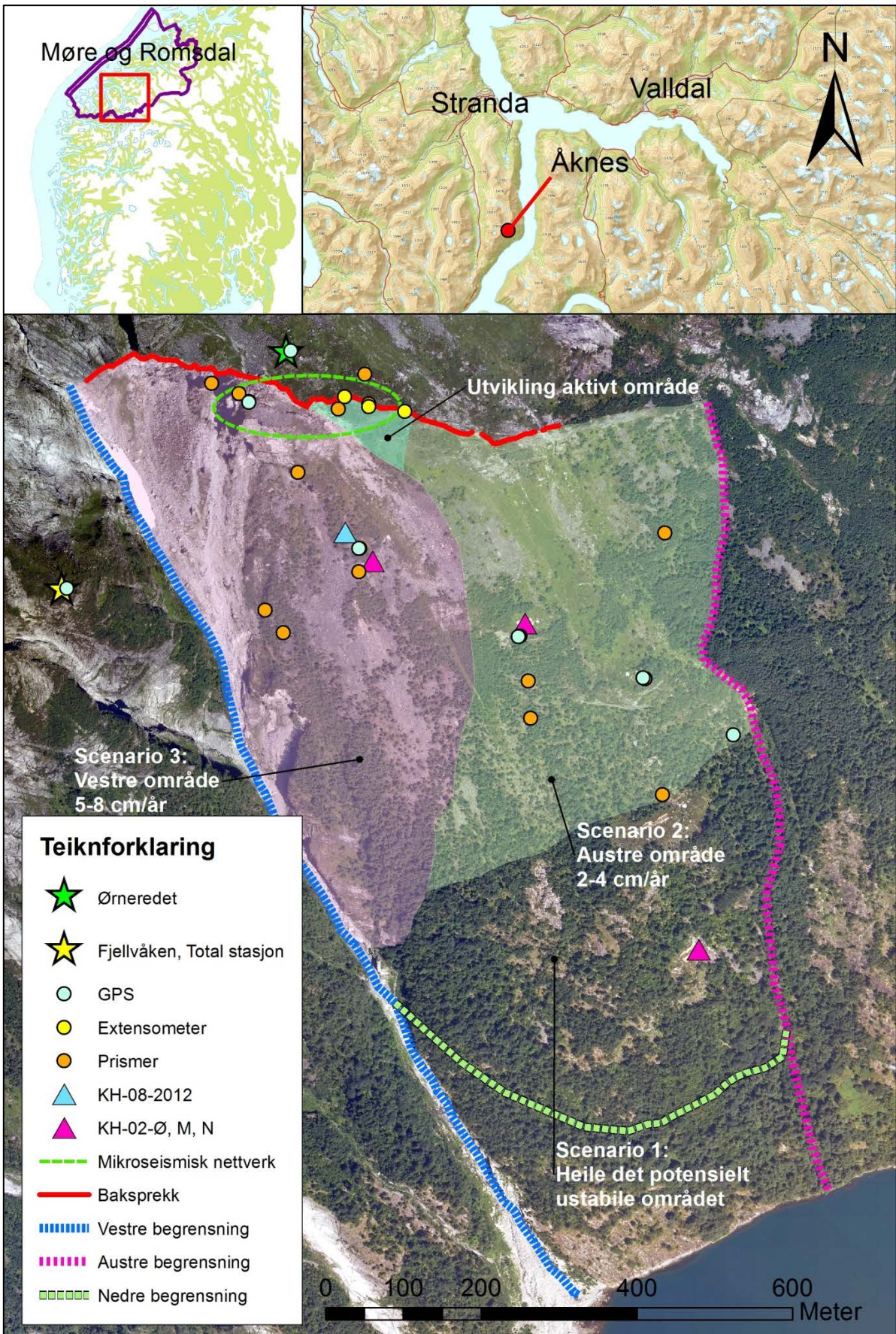
gjennomsnittlege fallet på foliasjonen i dei tre eldre borehola er  $31.7^\circ$  (Kveldsvik et al., 2006). Analyse av foliasjonen med televiewer data i det nye boreholet viser også her at foliasjonen fell brattare med aukande djup ned til  $\sim 70$  m, og det gjennomsnittlege fallet er  $30.6^\circ$  (NGU, 2013).

Ganerød et al. (2008) har identifisert glimmerrike lag i gneisen, og laga er opp til 20 cm mektige. Desse glimmerrike laga ligg parallelt med foliasjonen og er knytt til soner med høg sprekkfrekvens i bergmassen. Glideplana og deformasjonsprosessane er truleg lokalisert langs glimmerlaga (Blikra, 2012b).

Gjennom DEM-analyse identifiserte Derron et al. (2005) tre hovudsprekkesett i øvre del av skredområdet, som samanlikna med feltmålingar ga god korrelasjon. To bratte sprekkese, med strøkretning  $\sim$ NS og  $\sim$ NV-SA kuttar det foliasjonsparallelle sprekkese og legg til rette for ekstensjon langs baksprekka. Andre har også identifisert denne prosessen gjennom tre sprekkese, og Ganerød (2008), Oppikofer et al. (2009) og Jaboyedoff et al. (2011) registrerte tilnærma like sprekkese, to bratte sett med strøkretning NS og AV, som kutta det foliasjonsparallelle slakare sprekkese.

Rørsla i fjellpartiet viser stort sett jamt kryp gjennom heile året, men spesielt auka rørsle i vår- og haustsesongen. Under rask snøsmelting om våren eller under kraftige nedbørsperiodar på hausten kan rørsle auke med 1 mm per dag, grunna påverking av grunnvassforholda i det ustabile området (Blikra, 2012b). Grunnvassnivået står mellom 40-55 m i borehola, men har vist seg og kunne stige med opp mot 7 m under spesielt kraftig snøsmelting (Blikra, 2012a). Grunnvassnivået i borehola står i utgangspunktet rett under glidesona med størst registrert rørsle, men borehola er opne og djupe, og det kan i følge Blikra (2012a) vere med å senke grunnvassnivået i borehola. Grunnvassnivået i området rundt borehola kan då vere høgare og likevel stå i kontakt med og påverke glidesona.

Det er observert fleire vasskjelder nedst i det ustabile området ved 90-120 moh., samt mindre vasskjelder i midtre parti av området mellom 370-460 moh. (Frei, 2008). Nokre mindre bekkar vert drenerte ned i baksprekka øvst i området, men desse åleine kan ikkje forklara utstrøyinga av vatn mellom 90-120 moh. Truleg er snøsmelting og nedbør dei viktigaste bidragsytarane til kjeldene nedst i området, men to fjellvatn lokalisert litt nord og vest for området på rundt 1100 moh., kan også påverka grunnvassforholda (Frei, 2008).



Figur 1.1. Oversiktskart Åknes. Forklaring scenario i kapittel 1.3.1.

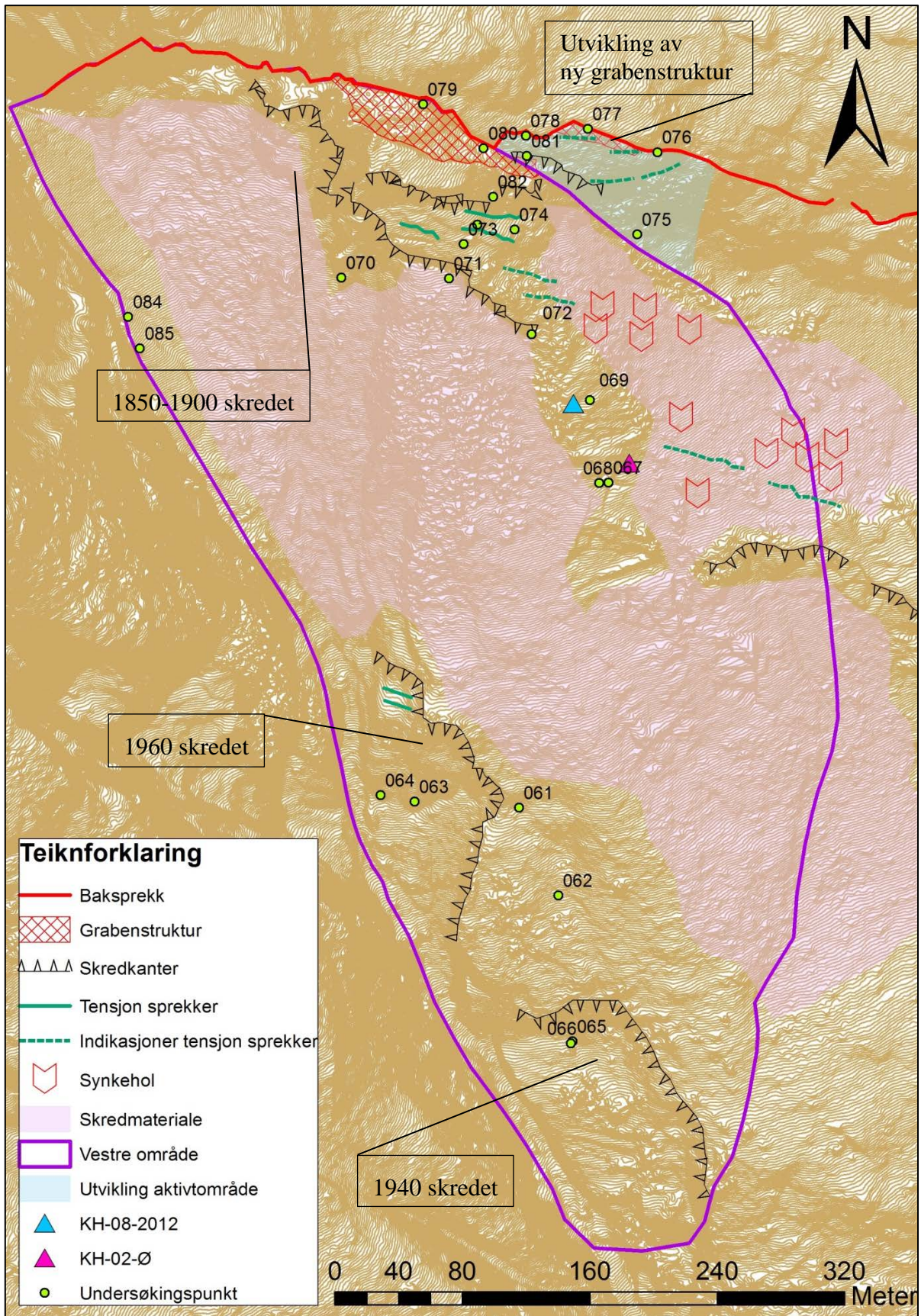
Måling av grunnvass-strøyming i det øvre gamle boreholet, KH-002-Ø, viste at det var soner med både stillestående og sirkulerande grunnvatn (Thöny, 2008). Vatnet strøyma inn i boreholet mellom 55 og 87 m og fløynde ut av boreholet ved grunnvassnivået, ~50 m, men også djupare i boreholet ved ~120 m. Under boreholslogginga av det nye øvre boreholet, KH-08-2012, vart det registrert innstrøyming mellom 73-75 m, og utstrøyming mellom 61-63 m (NGU, 2013).

Ved Åknes har det vore gjennomført eit betydeleg undersøkingsprogram, samt at Åknes også er under kontinuerleg overvaking. Undersøkingsprogrammet blir vidare omtala i kapittel 1.3.3.

Det svært omfattande overvakingssystemet ved Åknes er i tillegg til undersøkingsarbeidet, med identifisering og analysing av det ustabile fjellpartiet, ein del av fundamentet for beredskapen ved Åknes. Overvakingssystemet er designa med fleire funksjonar, og med automatiserte instrument som konstant overvakar rørsler i skredområdet. Dette systemet skal gi auka kunnskap om skredet, for å forstå styrande mekanismar, samt forstå utviklinga av rørsle i det ustabile området. Auka kunnskap kan vidare nyttast for å meir nøyaktig oppdatere ulike scenario med tanke på skredvolum.

Oversikt over deformasjonsdynamikk i eit fjellskred er ifølge Blikra (2012b) svært viktig under kritiske hendingar, der ein må ta stilling til risiko for skred og eventuell evakuering. Overvakingssystemet skal derfor også vere til støtte ved beredskap, gjennom å nytta datagrunnlaget til å utvikle modellar og varslingsprogram som skal oppdaga endringar i akselerasjonen i det ustabile området. Detaljerte modellar og høg kvalitet i datagrunnlaget er essensielt for å klara å forutseia potensielle kollapsar.

Instrumenteringa er samansett av utstyr som måler rørsle både over og under skredoverflata (Fig. 1.1). I overflata inneheld overvakingssystemet 8 GPS antenner, ein totalstasjon som måler distanse til fleire prismet, ekstensometer og laser for å måle sprekkutviding, eit mikroseismisk nettverk og crackmeter i øvre del, samt satellitt- og bakkebasert InSAR måling (Blikra, 2012b). Alle borehola, KH-08-2012, KH-02-Ø (øvre), KH-02-M (midtre) og KH-02-N (nedre), er instrumentert med DMS-kolonnar, som måler deformasjonar i grunnen. I KH-02-Ø vart DMS systemet fjerna i august 2013, på grunn av stor deformasjon i boreholet. DMS-kolonnanne inneheld toaksiale inklinometer og temperatur-sensarar for kvar metermodul, medan digitale kompass og piezometer-sensarar er plasserte i utvalde moduler (Blikra, 2012b).



Figur 1.2. Geomorfologisk kart, vestre område Åknes.

### 1.3.1. Scenario

Blikra (2012a) identifiserer tre hovudscenario som er baserte på omfattande undersøkingar frå 2004-2012. Scenarioa er klassifiserte med volum og plasserte i sikkerheitsklassar, men det vert lagt vekt på at det framleis er usikkerheit rundt klassifisering av scenario (Blikra, 2012a).

Klassifisering av scenario ved Åknes i ein sikkerheitsklasse blir gjennomført for å ta høgde for krav i ny Plan og Bygningslov (PBL 09) og byggt teknisk forskrift (TEK 10) med tanke på beredskapstiltak, arealplanlegging og byggesaker i Stranda kommune og nærliggande kommunar. Eit potensielt fjellskred ved Åknes og påfølgande tsunami vil få store konsekvensar for nærliggande busetjing.

Scenario 1 omfattar heile det potensielt ustabile området, avgrensinga er vist i figur 1.1. Heile det potensielt ustabile området har eit maksimalt volum på 54 mill. m<sup>3</sup>, dersom ein går ut frå at glideplanet har ein gjennomsnittsdjup lik 120 m og areal lik det vist i figur 1.1 (Blikra, 2012a, Hole et al., 2011). Nordvik et al. (2009) antar at glideplanet går noko grunnare, 105-115 m, og estimerar eit volum lik 43 mill. m<sup>3</sup>. Dette scenarioet har eit årleg sannsyn på over 1/5000, og er plassert i sikringsklasse 3, stor konsekvens, i forhold til byggt teknisk forskrift (TEK10 §7-3) (DIBK, 2014).

Scenario 2 omfattar både austre og vestre område (Fig. 1.1) og Blikra (2012a) estimerer glidesona til å ligge på 80 m, med påfølgande volumanslag lik 18 mill. m<sup>3</sup>. Nordvik et al. (2009) gir eit mindre volumanslag for det same området, 14.5 mill. m<sup>3</sup>, der dei antok eit glideplan til å liggja på mellom 40-55m. Scenarioet er plassert i sikringsklasse 2 (DIBK, 2014) med største årlege sannsyn 1/1000 (Hole et al., 2011).

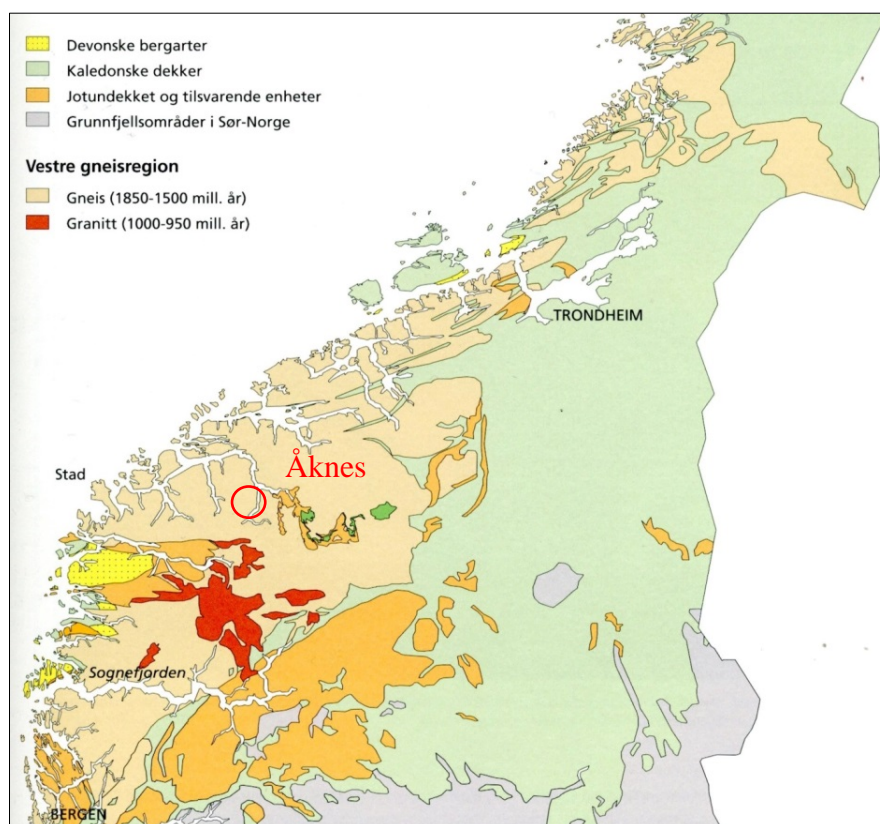
Det mest aktive området på figur 1.1, er klassifisert som scenario 3. Det vestre området har stor årleg rørsle og er plassert i sikringsklasse 2, med største årleg sannsyn over 1/1000 (Hole et al., 2011, DIBK, 2014). Volumet på dette området er anslått til mellom 6- og 11 mill. m<sup>3</sup> av Hole et al. (2011). Nordvik et al. (2009) antok eit mindre areal for dette scenarioet, i og med at området ikkje gjekk like langt ned i sida som området Hole et al. (2011) definerte, og volumanslaget var 2.5 mill. m<sup>3</sup> dersom glideplanet var lokalisert på 40-55 m djup.

Nye data indikerer at det mest aktive området er i utvikling austover langs baksprekken (Fig. 1.1). Bakkebaserte InSAR kampanjar gjennomført over ~100 dagar i 2006, 2008, 2010 og 2012, viser at rørsle i dette «nye» området var betydelig større i 2012, enn i dei andre åra det vart utført målingar. Kristensen et al. (2013) tolkar dette som at grabenstrukturen utviklar seg

langs baksprekken mot aust, og figur 1.2 antyder utviklinga av ein ny grabenstruktur lenger aust. Denne utviklinga er omtala i kapittel 5.4.1.5.

### 1.3.2. Regional geologi

Åknes ligg i Vestre Gneisregion, som strekkjer seg over ~25000 km<sup>2</sup> frå Sogn til Nord-Trøndelag (Austrheim et al., 2003), og er lokalisert vest for dei kaledonske skyvedekka (Fig. 1.3). Regionen er ein del av det Baltiske skjold, som dekker Norge, Sverige, Finland, Karelia og Kolahalvøya (Seppälä, 2005). Det Baltiske skjoldet er ein geologisk eining, beståande hovudsakleg av Prekambriske bergartar, som er skapt og forma gjennom fleire orogenetiske hendingar frå ~3500-1500 millionar år sidan (Gaál and Gorbatshev, 1987).



**Figur 1.3. Oversikt over hovudbergartar i Vestre Gneisregion. Modifisert etter Ramberg et al. (2006).**

Vestre Gneisregion består av autoktone prekambriske bergartar, hovudsakleg granittiske til diorittiske gneisar, nokon stader også migmatittisk (Henderson et al., 2006). Desse bergartane er frå 1850- 1500 millionar år gamle, og har ofte innslag av linser og lag av glimmerrike gneisar og amfibolitt (Ramberg et al., 2006). Bergartane vart danna og deformerte under den gotiske orogenese frå 1700-1500 millionar år sidan. I den sørlege delen av regionen kan ein



også finne spor av den Svekonorvegiske orogesen (1250-900 millionar år), i form av granittiske intrusjonar og migmatitter (Austrheim et al., 2003). Nokre stader finn ein også mindre innslag av alloktone skyvedekke frå den kaledonske orogesen, som glimmerskifer og fyllitt eller granitt og øyegneis, men det kaledonske skyvedekket er hovudsakleg lokalisert aust for regionen (Solli and Nordgulen, 2007).

Bergartane i Vestre Gneisregion er sterkt påverka av metamorfiske prosessar under den kaledonske orogesen for ca. 400 millionar år sidan (Austrheim et al., 2003). Kollisjonen mellom Laurentia og Baltika førte til at bergartane i Gneisregionen vart pressa ned, mens dei kaledonske dekkene vart skovne innover og oppå grunnfjellet. Grunnfjellet vart pressa djupare og djupare ned ettersom mengda av overliggande bergmasse frå skyvedekkene auka. Med høgare trykk og temperatur vart bergartane deformert og omdanna med det aukande djupet, og me kan i dag finna mineral og bergartar danna på svært store djup i denne regionen, til dømes eklogitt (Ramberg et al., 2006). I følgje Ramberg et al. (2006) er hovuddelen av dei geologiske strukturane i området eit resultat av denne hendinga.

Den kaledonske fjellkjeda som vart skapt for ca. 400 millionar år sidan var imponerende stor og kan samanliknast med dagens Himalaya-fjellrekke. Likevel er eit stort grunnfjellsområde, Vestre Gneisregion, eksponert og avgrensa av kaledonske skyvedekke i aust. Grunnen til dette er nedbrytingsprosessar på både overflata og i djupet av Kaledoniene. Når kollisjonskreftene forsvann endra prosessane i djupet seg frå kontraksjon til ekstensjon av jordskorpa, og fjellkjeda kollapsa. Dette kan me sjå spor av gjennom fleire devonske ekstensjonsskjærsoner (Ramberg et al., 2006). I tillegg vart fjellkjeda utsett for erosjon av vêr og vind på overflata. Erosjonsprodukta kan me finne att i store devonske avsetningsbasseng (Fig. 1.3), blant anna langs kysten av Sogn og Fjordane.

### **1.3.3. Tidlegare undersøkingar**

Det har vore gjort særst mykje forskingsarbeid ved Åknes, og dette er eit av verdas mest undersøkte fjellskred ifølgje Ganerød et al. (2008). Fleire institusjonar har vore delaktige i forskinga knytt til Åknes, og dette har resultert i ein stor mengde publiseringar av blant anna rapportar, vitenskaplege artiklar, doktorgradsarbeid og mastergradsoppgåver.

Historisk sett kjenner ein til 3 eldre skredhendingar ved Åknes, der alle skreda har rast ut frå den vestre flanken og ned i Åknesrenna (Kveldsvik et al., 2006). Det første mellom 1850-1900, eit i 1940 og eit siste i 1960 (Fig. 1.2). Kveldsvik et al. (2008) har tidlegare publisert ein tilbakeberekninganalyse av 1960-skredet.

I Møre og Romsdal har det sidan 1990 vore fokus på skredgeologisk undersøking, gjennom regional kartlegging og registrering av eldre fjellskred med volum over 100 000 m<sup>3</sup> (Blikra et al., 1999). Arbeidet viste at fleire av dei registrerte og daterte skredene var hendingar frå siste halvdel av tida etter siste istid, det vil seie yngre enn 5000 år. I tillegg vart det oppdaga at det var spesielt stor tettleik av skredhendingar i bestemte soner, for eksempel i Romsdalen, Tafjord, Geirangerfjorden og Sunnlyvsfjorden (Derron et al., 2005, Blikra et al., 2006b, Blikra et al., 1999).

Allereie mot slutten av 80-talet engasjerte NGI seg i undersøkingsarbeidet etter at lokale styresmakter vart gjort kjent med at det var rørsle i ein del av fjellpartiet ved Åknes (Grimstad, 1989). Det ustabile partiet var antatt å dekke eit område på 300 000 m<sup>2</sup>, med eit totalt volum på ~6 millionar m<sup>3</sup> (Grimstad, 1989). I første omgang vart det i 1986 sett inn måleboltar i baksprekken øvst i fjellsida, for manuell registrering av rørsler. Årlege målingar ved boltane frå 1986-95 registrerte ein stabil rørsle på mellom 4-5 cm pr. år (Kristensen, 1996). Stabilitetsberekningar som vart utførte i 1989 konkluderte med at det var ein risiko for fjellskred med volum på over 100 000 m<sup>3</sup>, og det vart anbefalt vidare overvaking, gjennom målingar av rørsle med ekstensometer og målingar av sprekkvannstrykk med piezometer (Grimstad, 1989).

Frå august 1993 vidareførte NGI overvåkingsarbeidet med montering av tre strekkstag over baksprekken øvst i fjellsida på Åknes. Hyppigare målingar skulle gi ein meir detaljert registrering av rørsle (Kristensen, 1996). Modelleringar og stabilitetsevalueringar som bygger på undersøkingane til NGI, konkluderte med at eventuelle fjellskred ville inntreffe som mindre hendingar, ettersom ein simultan utgliding av heile skråninga var lite sannsynleg.

På grunnlag av tidlegare regional kartlegging i Tafjordområdet, sette Møre og Romsdal fylkeskommune og NGU i 2004 i gang eit meir omfattande undersøkingsopplegg. Arbeidet skulle på nytt vurdere risikoen for fjellskred og flodbølge frå det ustabile fjellpartiet ved Åknes, ettersom det var stilt spørsmål ved tidlegare stabilitetsvurderingar ved dette fjellpartiet (Blikra et al., 2006a). NGU leia arbeidet, i samarbeid med ICG (NGI, NORSAR og NTNU) og UiB. I løpet av sommaren 2004 vart det gjennomført kartlegging og geofysiske målingar av heile fjellsida, og det vart konkludert med at det ustabile området var større enn tidlegare antatt. Området vart estimert til eit areal på ~780 000 m<sup>2</sup> med eit samla volum på mellom 30-45 millionar m<sup>3</sup> (Blikra et al., 2006a). Etter diskusjon med nasjonal og internasjonal ekspertise, definerte ein Åknes som eit risikoobjekt, og konkluderte med at ein måtte innhente meir kunnskap om fjellpartiet.

Som ein konsekvens av dei nye undersøkingane vart Åknes/Tafjord-prosjektet sett i gang i 2005. Dette er eit interkommunalt prosjekt med ansvar for geofaglege utgreiingar, utvikling av overvaking og styring av beredskap for store ustabile fjellparti, ved blant anna Åknes (Blikra et al., 2006a). Frå 2005 til i dag, er det gjennomført fleire store undersøkingar ved Åknes, der innhenta data skulle nyttast i vidare utgreiingar av fjellpartiet. Undersøkingmetodane er mellom anna topografisk laserskanning, geologiske feltundersøkingar, 2D resistivitet, seismikk, georadar, kjerneboring, kjernelogging og boreholslogging med televiewer (Blikra et al., 2006a).



## 2. Fjellskred

### 2.1. Definisjon og klassifisering

Omgrepet fjellskred har ei brei tilnærming og ei presisering av omgrepet er nødvendig. Braathen et al. (2004) definerer fjellskred som: «...*gravitational mass movements involving a large mass of rock debris that slides, flows, or falls rapidly down a mountain slope...*» (s. 68). Definisjonen omtalar ein faktisk kollaps av ein ustabilitet, i motsetning til kva som er tilfellet ved Åknes, som er eit stort ustabil fjellparti som har sakte rørsler. Eit ustabil fjellparti er i følge Høst (2006) definert som eit fjellparti i rørsle, der dette er gjort mogleg ved at fjellpartiet er avløyst av sprekkar og glideplan. Böhme (2014) definerer eit ustabil fjellparti som «...*rock slopes that display signs of gravitational deformation and may form the sources of potential future rock slope failures.*» (s. 7).

#### 2.1.1. Klassifisering

Ved å identifisere geologiske strukturar og analysere rørslemekanismar kan ein klassifisere eit skred ytterlegare, og Hungr et al. (2013) presenterer ei klassifisering av skred som bygger på ei revidering av Varnes (1978) sin opphavlege klassifisering, som delar inn skred etter materiale og rørsle (Tab. 2-2).

Oversikten i tabell 2-2 gir ei detaljert inndeling i form av rørslemekanisme og materiale, men eit fjellskred er gjerne ein prosess samansett av fleire rørslemekanismar, og som like gjerne involverer lausmasse i kombinasjon med bergmasse.

Eit fjellskred kan vidare karakteriserast ut frå volum og rekkevidde, der Åknes ligg i kategorien «*meget stort fjellskred*» (Tab. 2-1).

**Tabell 2-1. Fjellskred karakterisert ut frå volum og rekkevidde .**

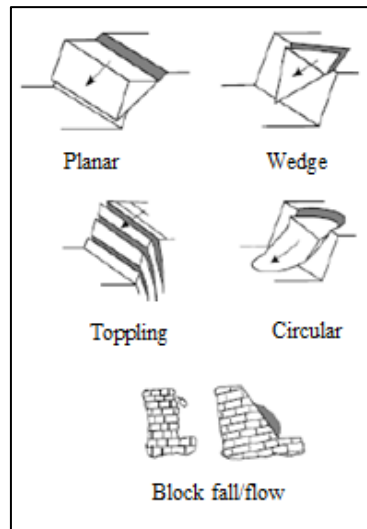
|                               | <b>Volum</b>                         | <b>Rekkevidde</b>           |
|-------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| <b>Små fjellskred</b>         | 100 000 - 200 000 m <sup>3</sup>     | litt lenger enn fallhøyden  |
| <b>Middels fjellskred</b>     | 200 000 – 1 millioner m <sup>3</sup> | 1.4 til 3 ganger fallhøyden |
| <b>Store fjellskred</b>       | 1 - 5 millioner m <sup>3</sup>       | 2 til 5 ganger fallhøyden   |
| <b>Meget store fjellskred</b> | 5 - 100 millioner m <sup>3</sup>     | 3 - 7 ganger fallhøyden     |

**Tabell 2-2. Modifisert skredklassifisering frå Hungr et al. (2013), som bygger på Varnes (1978).**

| <b>Type of movement</b>  | <b>Rock</b>  | <b>Soil</b>  |
|--------------------------|--|--|
| <b>Fall</b>              | Rock/ice fall <sup>a</sup>   | Boulder/debris/silt fall <sup>a</sup>  |
| <b>Topple</b>            | Rock block topple <sup>a</sup><br>Rock flexural topple   | Gravel/sand/silt topple <sup>a</sup>   |
| <b>Slide</b>             | Rock rotational slide<br>Rock planar slide <sup>a</sup><br>Rock wedge slide <sup>a</sup><br>Rock compound slide<br>Rock irregular slide <sup>a</sup> | Clay/silt rotational slide<br>Clay/silt planar slide<br>Gravel/sand/debris slide <sup>a</sup><br>Clay/silt compound slide  |
| <b>Spread</b>            | Rock slope spread  | Sand/silt liquefaction spread <sup>a</sup><br>Sensitive clay spread <sup>a</sup>   |
| <b>Flow</b>              | Rock/ice avalanche <sup>a</sup>  | Sand/silt/debris dry flow<br>Sand/silt/debris flowslide <sup>a</sup><br>Sensitive clay flowslide <sup>a</sup><br>Debris flow <sup>a</sup><br>Mud flow <sup>a</sup><br>Debris flood<br>Debris avalanche <sup>a</sup><br>Earth/peat flow |
| <b>Slope deformation</b> | Mountain slope deformation<br>Rock slope deformation   | Soil slope deformation<br>Soil creep<br>Solifluction   |

a. Movement types that usually reach extremely rapid velocities as defined by Cruden and Varnes (1996). The other landslide types are most often (but not always) extremely slow to very rapid.

I følgje Wyllie og Mah (2004) er geometrien til bergmassen, og dermed kva potensielt stabilitetsproblem skråninga er utsett for, den viktigaste faktoren ein må ta i betraktning i ein stabilitetsanalyse. Avgrensande geologiske strukturar som til dømes diskontinuitetar, definerer geometrien, og dermed utrasingstype og stabilitetsproblemet for eit ustabil fjellparti. Figur 2.1 viser korleis fem enkle blokkmodellar kan nyttast for å karakterisere brotmodellen og stabilitetsproblemet ut frå geometrien til geologiske strukturer.

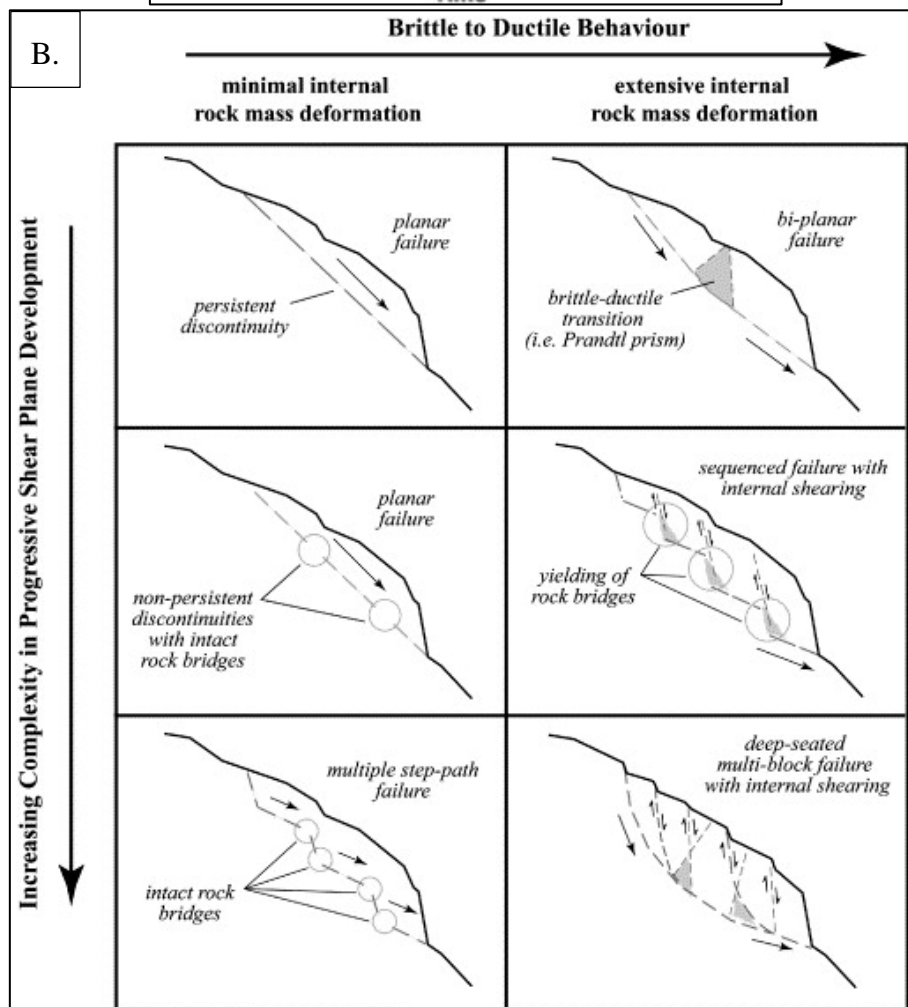
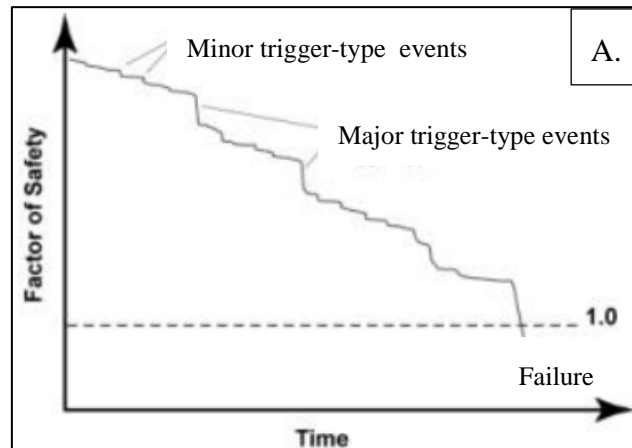


**Figur 2.1. Potensielle brotformer (Nilsen and Palmstrøm, 2000).**

Det ustabile området ved Åknes er svært stort, både i overflateareal og djupn, samtidig som ulike delar av området bevegar seg i ulik retning og med ulik hastigheit. Rørslemekanismane ved Åknes er såleis komplekse og generelt er det vanskeleg å klassifisera Åknes ut frå ein enkel brotmodell vist i figur 2.1. Lite informasjon om, og stor usikkerheit rundt, glideplan og ein eventuell skjærson ved Åknes gjer at ein heller ikkje kan anta at rørsla er styrt av eit samanhengande plan.

Eberhardt et al. (2001) foreslår ein tilnærming der storskala fjellsider utviklar ein ustabilitet over tid gjennom progressiv utvikling av eit glideplan. Tidsaspektet er essensielt for den progressive utviklinga, som er avhengig av to viktige faktorar, utgangspunktet for skråninga og gjeldande trigger mekanismar. Over tid kan til dømes skråningskryp, sprekkedorplantning og forvitring i bergmassen, i samband med trigger episodar, som til dømes kraftig nedbør eller snøsmelting redusere styrken i fjellsida, til ein siste trigger episode fungerer som ein utløysande faktor for eit skred (Fig. 2.2 A.). Tidsfaktoren er dermed bidragsytaren for utviklinga av eit glideplan (Eberhardt et al., 2001).

Eberhardt et al. (2004) framstiller den progressive nedbrytingsprosessen, gjennom ulike brotmekanismar (Fig. 2.2 B.), der ulike massive utglidingar er styrt av kompleksiteten i progressiv skjærsonutvikling og mengda internt deformert bergmasse. Ein slik utvikling kan vere relevant for Åknes, som i løpet av dei siste 100 åra har opplevd 3 skredhendingar av ulik størrelse, som kan vere knytt til trigger episodar og progressiv nedbryting av materialstyrke over tid i desse hendingane. Vidare diskusjon rundt modellen som kan vere aktuell for Åknes blir gjort i kapittel 4.5.



Figur 2.2. A. Redusering av sikkerhetsfaktor (Kap 3.) som ein funksjon av tid (Eberhardt et al., 2001). B. Massive utglidingar kontrollert av progressiv skjærsone utvikling (Eberhardt et al., 2004).



## 2.2. Årsakar

I følge Highland og Bobrowsky (2008) er det primært naturlege- eller menneskeskapte årsaker som påverkar stabiliteten i ei skråning, og som eventuelt fører til skred. Ved Åknes er det ingen menneskeskapt aktivitet, sett vekk frå overvakingsarbeidet, og ettersom dette ikkje påverkar stabiliteten i nokon grad, kan ein konsentrere seg om at naturlege årsakar styrer stabiliteten i området. Hovudsakleg er stabiliteten styrt av (Nilsen and Palmstrøm, 2000, Wyllie and Mah, 2004, Blikra et al., 2006b, Highland and Bobrowsky, 2008):

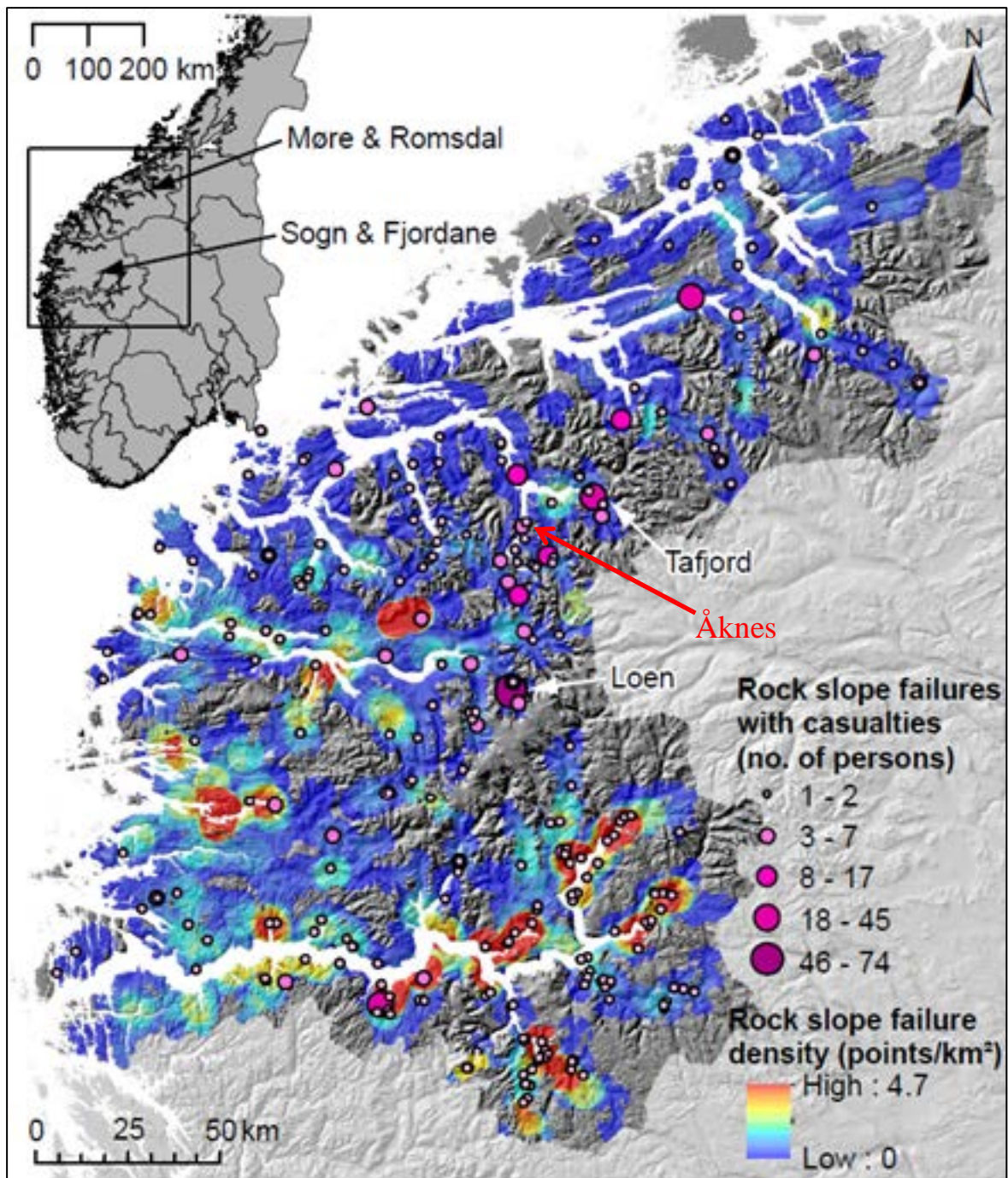
- Geologiske: Bergartstype og mekaniske eigenskapar, strukturar og diskontinuitetar, skjærstyrke og oppsprekkingsgrad .
- Morfologiske: Skråningstopografi, erosjonsprosessar, glasial avlasting og tektoniske forhold.
- Fysiske: Grunnvatn og poretrykk (snøsmelting og nedbør), fryse- og tinesyklusar, gravitasjon (kryp), in situ spenningar og seismisk aktivitet.

Fleire faktorar bidreg til å påverka stabiliteten i ei fjellside i større og mindre grad, men i følge Nilsen og Palmstrøm (2000) og Blikra et al. (2006b) er eksisterande geologiske strukturar ein føresetnad for at ustabilitet skal kunne utviklast.

## 2.3. Utbreiing av fjellskred på Vestlandet, Noreg

Kunnskap og informasjon om tidlegare skredhendingar er viktig for å danne seg eit bilde av risikoen for at slike hendingar igjen skal inntreffe. Undersøkingar av skredhendingar har vist at store fjellskred er forholdsvis vanleg i ein historisk samanheng, om lag 1 katastrofal hending kvart 100. år, og at skredhendingane er konsentrert til spesifikke regionar i Norge (Blikra et al., 1999, Derron et al., 2005, Blikra et al., 2006b, Saintot et al., 2011, Böhme, 2014).

Figur 2.3 viser ein oversikt over historiske skredhendingar i Møre og Romsdal og Sogn og Fjordane. Undersøkingar har vist at den høge tetleiken av skredhendingar kan forklarast av bratt topografi, samt reaktivering av sprø, duktile og semi-duktille strukturar som er eit resultat av tektonikk (Saintot et al., 2011).



Figur 2.3. Oversikt over historiske fjellskredhendingar i Vest-Norge. Modifisert etter Böhme (2014).

## 2.4. Samanliknbare eksemplar med Åknes

Overvaking av store ustabile fjellparti er ikkje unikt i norsk samanheng, og mange objekt er identifisert internasjonalt. Det er fleire internasjonale objekt som delar nokre av dei same utfordringane ein finn ved Åknes, og dette litteraturstudiet prøvar å belyse nokre sentrale faktorar.

Ved Vaiont skredet i Italia, Downie skredet i Canada og ved Mt. de La Saxe skredet i Italia kan fleire parallellar trekkjast med tanke på geologiske forhold, stabilitetsproblem, utløysings- og triggermekanismer, risikobilde og overvaking. Av desse tre objekta er det berre Vaiont som har kollapsa og rast ut. Downie og Mt. de La Saxe er under overvaking slik som Åknes.

#### **2.4.1. Vaiont, Italia**

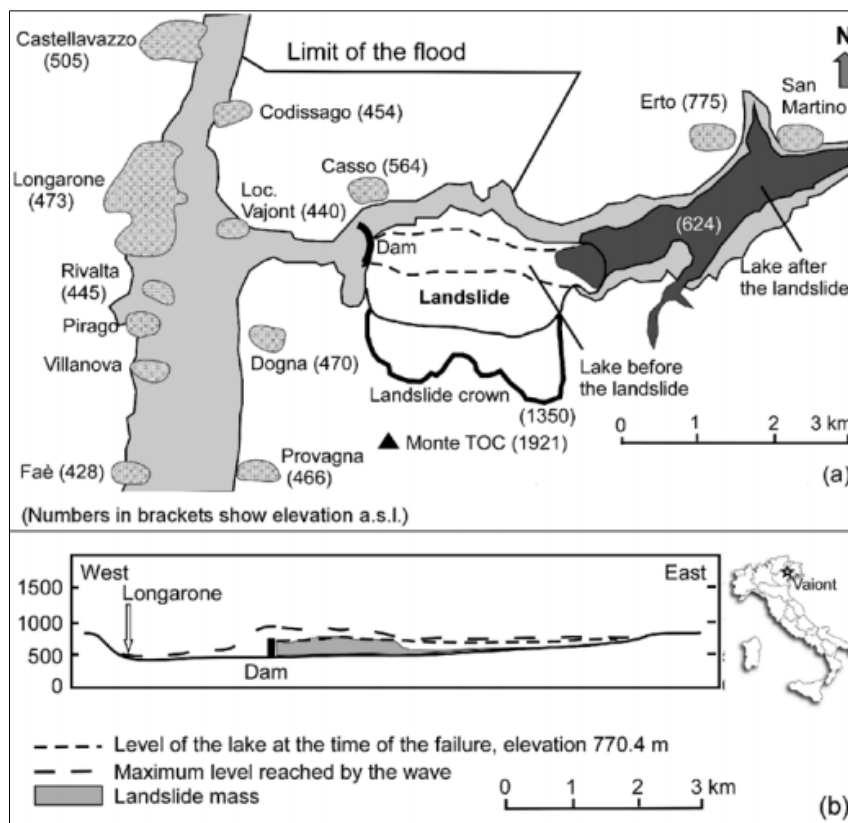
Frå 1957 til 1960 vart det konstruert ein 261.1 meter høg dobbeltkrumma hvelvdam i Vaiont dalen, nord i Italia (Fig. 2.4), ca. 100 km nord for Venezia (Ghirotti, 2012). Dammen skulle demme opp Vaiont elva som har gravd seg ned i bergartar frå Jura- og Kritt-alder, hovudsakleg oppsprokke kalkstein, og erodert fram ein djup og trong canyon. Den planlagde reservoarkapasiteten var 169 millionar m<sup>3</sup>, og Vaiont demninga var på den tida verdas største hvelvdam.

9. oktober 1963 kollapsa det katastrofale skredet frå Mt. Toc, ovanfor Vaiont reservoaret (Fig. 2.4 a). Skredet hadde ein størrelse på ca. 270 millionar m<sup>3</sup>, og raste ned i reservoaret med ein fart på opp mot 30 m/s (Ghirotti, 2012). Skredet genererte ei stor flodbølgje som gikk over demningstoppen med over 100 m (Fig. 2.4 b), og delvis øydela noko av toppen på demninga (Genevois and Ghirotti, 2005). Flodbølgja fortsette vidare ned over Piave dalen, der den vaska gjennom byar og landsbyar, og totalt 2000 menneske mista livet (Ghirotti, 2012).

Fyllinga av Vaiont reservoaret starta i 1960, og under den første fyllinga av dammen, opna det seg ein 1 m bred og 2.5 km lang sprekk på Mt. Toc (Vist som «Landslide crown» på figur 2.4 a), med ein rørslehastigheit på ca. 3 cm/dag. Denne betydelege instabiliteten var også nemnt i geologiske rapportar frå bygningsperioden av dammen. Dei geologiske rapportane foreslo at nordsida av Mt. Toc bestod av eit gigantisk historisk fjellskred, som kunne verta reaktivert under fyllinga av reservoaret (Ghirotti, 2012). For å kontrollere dette problemet sette eigaren av reservoaret i verk ulike tiltak, på grunnlag av dei geologiske rapportane. Grunntanken var at eit fjellskred på denne størrelsen ville bevege seg svært sakte, og strategien var å gradvis aktivisere fjellskredet ved å heve og senke vassnivået i reservoaret over tid.

Den 4. november 1960, etter at vassnivået i reservoaret var heva til ca. 650 moh, kollapsa eit skred på 700 000 m<sup>3</sup> frå det ustabile området på Mt. Toc (Genevois and Ghirotti, 2005). Vassnivået var for lavt for at dette skapte problem for demninga, men reservoarnivået vart likevel sakte senka til 600 moh. For å overvake vasstrykket i den ustabile bergmassen vart det installert fire piezometer i det ustabile partiet, og fram mot desember 1962 vart

reservoarnivået heva opp mot 700 moh. Rørslen i bergmassen akselererte då igjen, opp mot 1.5 cm/dag, og vassnivået vart senka til 650 moh. Rørsla var betydeleg mindre enn ved den første skredhendinga, og reservoar eigaren følte seg trygg på at ustabiliteten kom frå den første vassmettinga av bergmassen, slik hypotesane i dei geologiske rapportane antyda. Gjennom 1963 fortsette ein å auke vassnivået opp mot 700 moh, før ein tidleg i oktober opplevde ein ny akselerasjon av bergmassen, opp mot 4 cm/dag. Ein iverksette då umiddelbart ein tapping av reservoaret, men rørsla fortsette likevel å auke opp mot 20 cm/dag, og den 9 oktober kollapsa fjellpartiet.

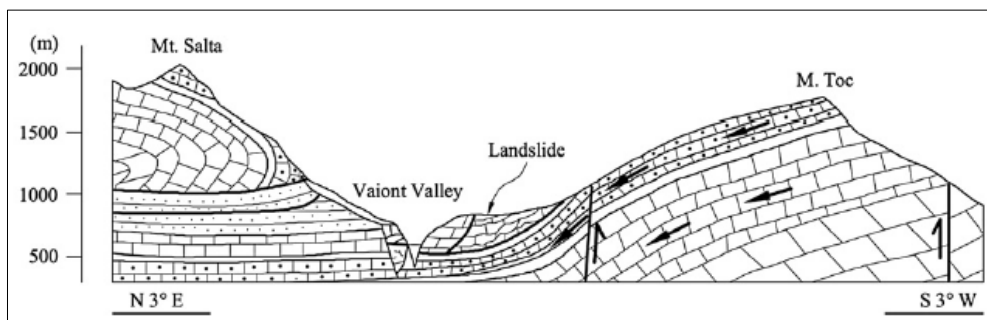


Figur 2.4. Oversikt over Vaiont skredet (Ghirotti, 2012).

Etter den katastrofale hendinga er det utført eit stort tal undersøkingar for å prøve å avdekke årsakene bak skredet. Fleire ulike tolkingar har blitt publisert i internasjonal litteratur, der ein hovudsakleg skil mellom om det var ein reaktivering av eit forhistorisk skred eller om det var eit «nytt» skred. Nokre geologiske faktorar vert likevel diskutert som årsakar og sett i samanheng med skredet.

Vaiont dalen og den djupe canyonen strekkjer seg parallelt med aust-vest aksen til ein synklinal fold (Fig. 2.5), som i følge Alonso og Pinyol (2010) definerer geometrien til brotplanet. Delar av foldeflanken består også av ein monoklin struktur, skapt av ein liten

skyveforkasting rett bak brotplanet (Fig. 2.5). Ghirotti (2012) hevder at denne monoklinale strukturen er ansvarleg for det lokalt bratte fallet, mellom  $25^\circ$  til  $45^\circ$ , på foliasjonen i foldeflanken. Eit anna viktig faktum er at brotplanet var lokalisert i bergmasse utsett for mykje deformasjon. Fleire episodar av folding og oppsprekking som følgje av postglasial avlasting, reduserte i følgje Alonso og Pinyol (2010) styrken i bergmassen betydeleg. I tillegg identifiserte Hendron og Patton (1987) eit konsekvent samanhengande leirlag, med eit par centimeters mektigheit, langs store delar av brotplanet. Skjærtestar avslørte at den residuale friksjonsvinkelen varierte mellom  $5^\circ$  til  $16^\circ$  på det leirrike materialet, med ein gjennomsnittsvinkel på  $12^\circ$  (Hendron and Patton, 1987). Tilbakeberekingsanalyser viste i følgje Hendron og Patton (1987) at ein nødvendig residual friksjonsvinkel måtte vere på mellom  $17^\circ$  til  $22^\circ$  eller meir, ved antatt null kohesjon, for stabile forhold.



**Figur 2.5. Geologisk setting i Vaiont dalen (Alonso and Pinyol, 2010).**

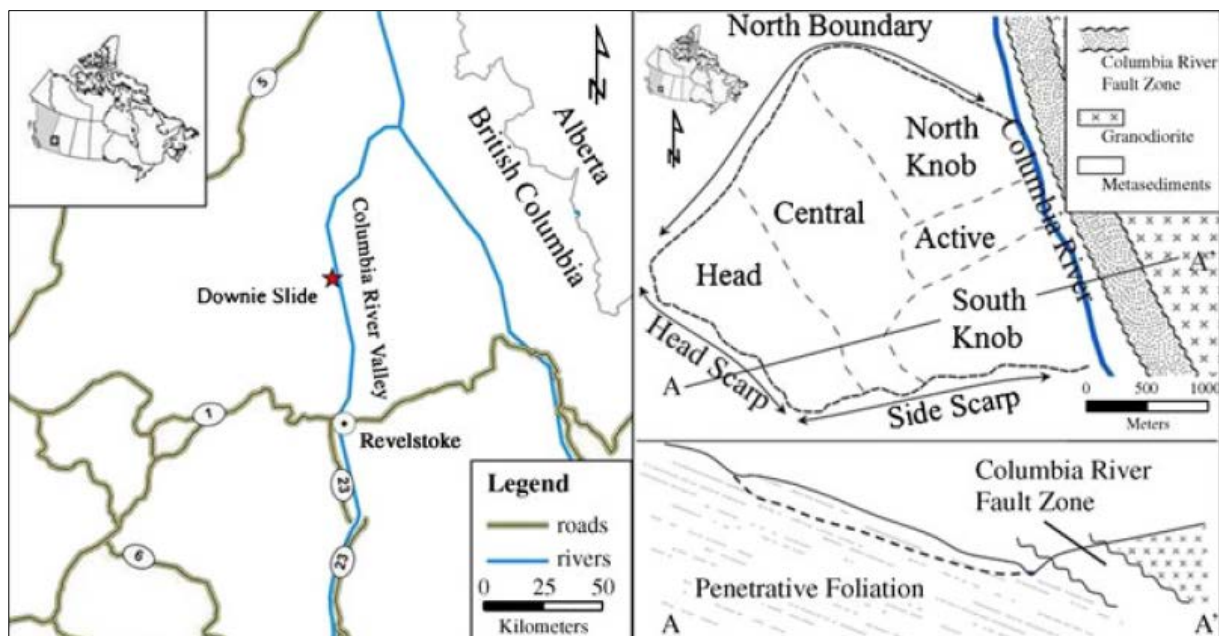
Hendron og Patton (1987) presenterte også ein hydrogeologisk modell som antyder at høgt poretrykk kan vere ein medverkande årsak til skredet. Modellen bygger på at to akvifer formasjoner i den svært permeable bergmassen var adskilt av det lav-permeable leirrike brotplanet. Både vassnivået i reservoaret, samt drenering gjennom grunnen frå nedbør og snøsmelting kunne derfor påverka og auke poretrykket (Hendron and Patton, 1987).

#### **2.4.2. Downie, Canada**

Downie er eit aktivt og svært komplekst ustabil område, lokalisert 70 km nord for Revelstoke i British Columbia, Canada (Fig. 2.6). Med eit estimert volum på 1500 millionar  $m^3$ , er Downie det største aktive kjente ustabile området i verden (Kalenchuk et al., 2012c). Downie vart identifisert på 1950 talet, under rekognosering for potensiell vasskraftutbygging, langs elva Columbia (Brown and Pstuka, 1980). Den potensielle risikoen eit eventuelt skred utgjorde for framtidig utbygging langs vassdraget, gjorde at British Columbia Hydro sette i gang eit omfattande undersøkingsprogram i 1965.

Rørsla ved Downie er antatt initiert under deglasiasjonen etter siste istid, ~10 000- 12 000 år sidan, og total rørslé i området er estimert til mellom 250 og 300 m (Kalenchuk et al., 2012c). Det er ingenting som tyder på at området har vore utsett for ein rask kollaps, og sidan BC Hydro initierte overvaking, har rørslé vore svært liten og avgrensa til delar av området i følgje Kalenchuk et al. (2012a).

Det ustabile området er avgrensa av Columbiaelva i aust, i sør og vest av ein svært bratt og over 125 m høg bakskrent, medan ein mindre framstående ryggformasjon avgrensar det ustabile området i nord (Fig. 2.6). Det ustabile området dekker eit areal på 9 km<sup>2</sup>, mellom 495 moh og 1520 moh (Brown and Psutka, 1980). Ut frå boredata og seismiske data, er glideplanet funne til å ligga på mellom 185 til 245 m djup.



**Figur 2.6. Oversikt over Downie skredet (Kalenchuk et al., 2012a).**

Bergartane i det ustabile området ligg som ein sekvens frå vest mot aust, og er i stratigrafisk rekkefølge augegneis, paragneis, og til slutt ein metasedimentær pakke med tynne formasjonar av kvartsitt, semipelitt, kalksilikat og marmor (Brown and Psutka, 1980). Den metasedimentære pakken blir avbrutt av Columbia River-forkastinga som har austleg fallretning med grandioritt i hengveggen. Downieregionen er utsett for fleire fasar av deformasjon, og det ustabile området har ein skråningsparallellell foliasjon med 20° fall i austleg retning (Brown and Psutka, 1980).

Bergmassen i området er oppsprokka, og det er identifisert 3 dominerande sprekkesett (Kalenchuk et al., 2012c). Sprekkesett 1 er parallellell med foliasjonen, sprekkerekvensen er

høg og planet er definert som glatt og bølgete eller planært. Plana langs sprekkesett 1 er fovytra og inneheld nokre stader også glimmerrikt finkorna sleppemateriale. Sprekkesett 2 og 3 er karakterisert av eit sub-vertikalt fall høvesvis i retning aust (S2) og nord (S3), medan sprekkrefrekvensen er definert som tett til moderat. S2 settet er karakterisert av forvitra, glatte og bølgete til planære sprekkoplan med leirmateriale. I S3 settet er sprekkene karakterisert som planære og glatte til bølgete og uregelmessige.

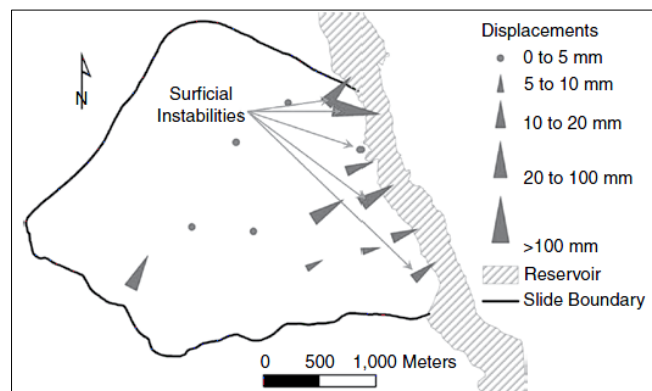
Fleire skjærsoner er identifisert i området, og hovudsakleg skil ein mellom ei godt utvikla hovudskjærsonen langs glideplanet, samt fleire mindre sekundære skjærsoner. Sonene er tilknytt svake glimmerrike horisontar og orientert parallelt med foliasjonen (Kalenchuk et al., 2012c). Nedst i det ustabile området bryter hovudskjærsona av med fallet til foliasjonen, og hovudskjærsona har då utgåande i dagen rett over elva (Fig. 2.6, profil A-A'). Der skjærsona bryter av med foliasjonen, er den karakterisert av foliasjonsparallelle sprekkar (S1) med høg sprekkrefrekvens, og innhald av leire og glimmerrikt sleppematerial i knusingsoner (Kalenchuk et al., 2012c).

Fyllingen av reservoaret til Revelstoke-demninga vart først fullført i 1985, og både før og under denne prosessen vart det ustabile området grundig overvaka. Overvakinga av grunnvatn- og rørsle starta allereie i 1965, i forkant av utbygginga av eit dreneringssystem. Frå 1974 -1982 vart det omfattande dreneringssystemet implementert gjennom driving av to tunnellar under området, og boring av over 13.6 km med dreneringshol ned i tunnelane (Kalenchuk et al., 2012c). Dreneringshola strekkjer seg inn i det ustabile området både under og over hovudskjærsona, og målet var at drenering skulle redusere poretrykk, og med det rørsle i det ustabile området.

Overvakinga ved Downie er omfattande, og består av nærare 200 instrumenter, med eit utval av piezometer, inclinometer, ekstensometer, GPS punkter og ulike målingar i dreneringssystemet. Ein del av instrumenta er automatiserte og oppdaterte med betre sensorar og dataloggarar, slik at overvakinga kan følgjast i sanntid. Overflyging med LIDAR vart gjennomført i 2009 for å oppnå endå betre oppløysing på analysane av rørsle.

Situasjonen i forhold til poretrykk i det ustabile området er kompleks, ettersom fleire ulike grunnvassnivå vert kontrollert av fleire lite permeable skjærsoner. Kalenchuk et al. (2013) har identifisert tre grunnvassnivå avgrensa til forskjellige område. Eit nedre grunnvassnivå definert under glideplanet, eit øvre grunnvassnivå definert til å ligge midt inne i området og eit grunnvassnivå er lokalisert i fronten av det ustabile området. Grunnvassnivået endrar seg svært forskjellig ved dei ulike områda, og er høgast i tida mellom mai og august, før det går

tilbake utover hausten og når eit minimumspunkt i løpet av vinteren. Nivået endrar seg først i nedre delar, der variasjonane er små, før det endrar seg i øvre delar der variasjonane i grunnvassnivået kan overstige 10 m (Kalenchuk et al., 2013). Den store skilnaden frå øvre til nedre del av det ustabile området, heng saman med at den øvre delen fungerer som eit tilsigsområde, med ein stor open baksprekk og svært oppsprokke bergmasse. Overflatevatnet forsvinn ned i grunnen i den øvre delen, og ingen bekker fortset vidare nedover i overflata av området. I den nedre delen av skredet er amplituden på det sesongrelaterte grunnvassnivået betydeleg mindre på grunn av ein effektiv drenering gjennom borehol, samt eit relativt stabilt reservoarnivå (Kalenchuk et al., 2012c).



**Figur 2.7. Årleg rørsle ved Downie, målingar frå 1985-2003 (Kalenchuk et al., 2012c).**

Downie er definert som eit samansett fjellskred, ettersom ein kan observere ulike rørslemekanismar i ulike områder av det ustabile området (Kalenchuk et al., 2012b). Kalenchuk et al. (2012c) delar inn området ut frå morfologiske eigenskapar, i ein øvre-, sentral- og nedre del (Fig. 2.6). Den øvre delen vert tolka til å ha eit retrogressivt rørslemønster, og flytter seg opp mot 30 mm årleg (Fig. 2.7). Ein translasjonsrørsle pregar den sentrale delen, og rørsle er liten, mindre enn 5 mm årleg. Det nedre skredområdet viser ein translasjons- og rotasjonsutgliding, og fleire aktive talusar i skråninga ned mot reservoaret tyder på stor overflatedeformasjon (Fig. 2.7). Den indre rørsle i det nedre område er derimot liten, 5-10 mm per år, forutan rørsler opp mot 20 mm i året i det nedre midtre aktive området. Kalenchuk et al. (2012b) og Kalenchuk et al. (2012c) viser at geometrien til hovudskjærsona og glideplanet, samt grunnvassnivået i det ustabile området påverkar rørsle ved Downie i stor grad. Implementering av dreneringssystemet bidrog til å redusere rørsle betydeleg, og ingen signifikant endring av deformasjonsmekanikken i det ustabile området er observert sidan

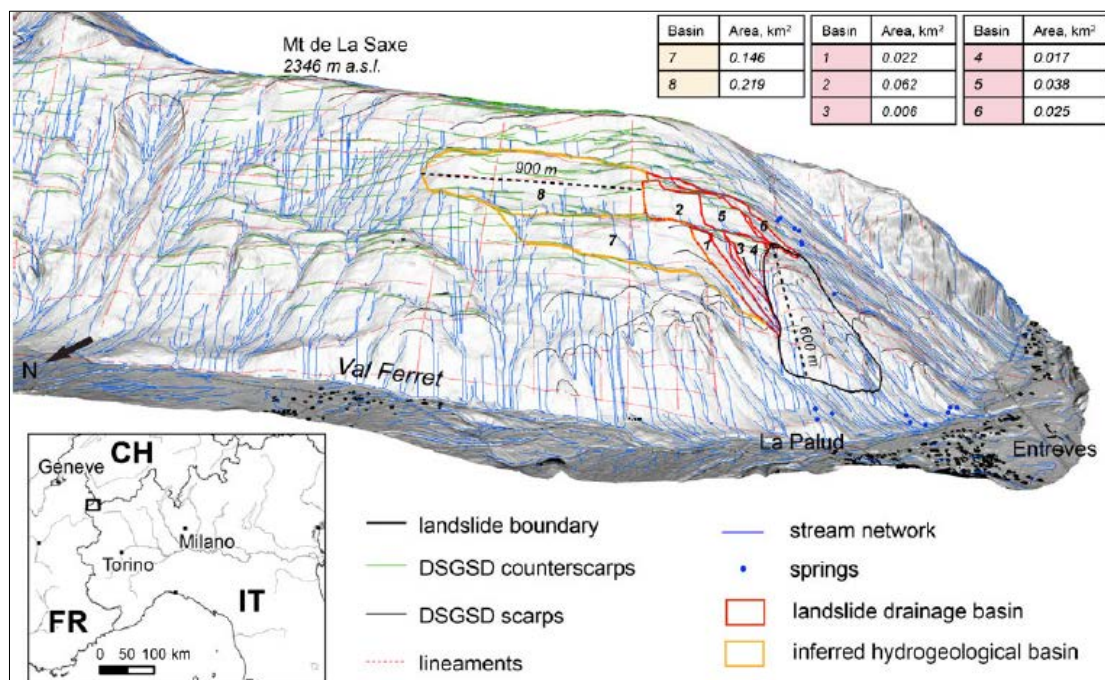


reservoaret vart fylt i 1985. I følge Kalenchuk et al. (2012c) er den totale årlege rørsla no så liten, at ein kan definere området til å vere i ein relativt stabil tilstand.

### 2.4.3. Mont de La Saxe, Italia

Mont de La Saxe er lokalisert like over byen Entrèves, ikkje langt frå den meir kjende byen Courmayeur, i Aostadalen i nordvest Italia (Fig. 2.8). Det ustabile området har vore kjent over lengre tid, men ettersom rørsla har akselerert betydeleg det siste tiåret, er det i løpet av den siste tida utført fleire omfattande undersøkingprogram ved lokaliteten (Crosta et al., 2013). Det ustabile området omfattar ca. 8 000 000 millionar m<sup>3</sup>, og overflatearealet på ca. 150 000m<sup>2</sup> strekkjer seg mellom 1400 – 1870 moh. Området ligg i ein nordvestvendt skråning, med i snitt 37° helling. Baksprekken som avgrensar skredet er rundt 200 m lang, og er karakterisert av ein relativt vertikal vegg, nokon titals meter høg.

Analyse av eldre bildemateriale viste at skråninga var tett vegetert i 1983 og at baksprekken berre var synleg som ein svært liten struktur. Området utvikla seg fram mot 1998, då skredaktiviteten langs baksprekken tydeleg viste seg i form av ferske skredgater med blokkmateriale (Crosta et al., 2013).



Figur 2.8. Mont de La Saxe skredet (Crosta et al., 2013).

Akselerasjonen i rørsla og utviklinga i det ustabile området sidan 2002 ved de La Saxe, er vurdert som svært alvorleg både på grunn av den raske utviklinga og konsekvensane ved ein

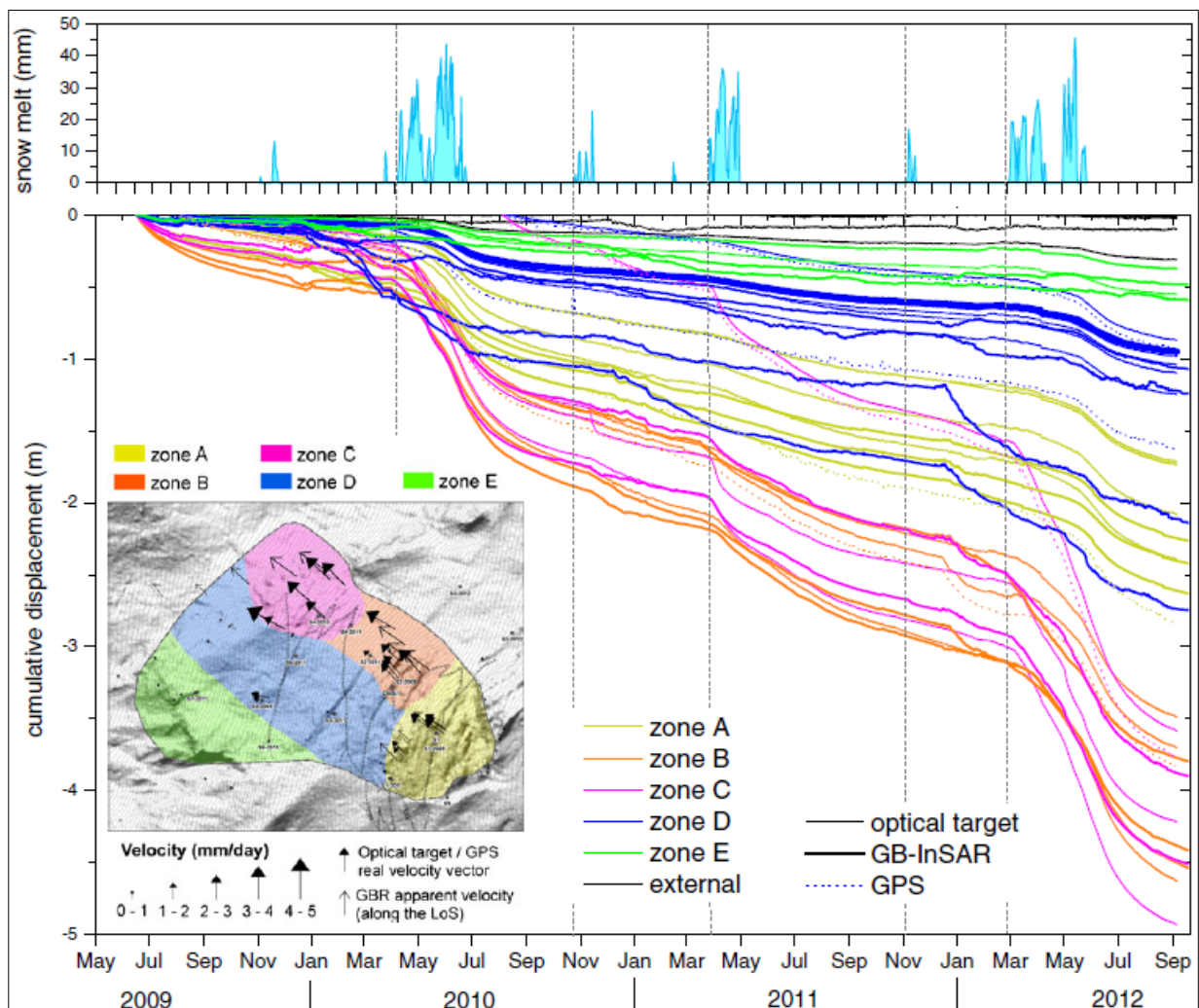
potensiell kollaps. Eit eventuelt skrede har potensial til å ramme byen Entrèves, motorvegforbindelsen mellom Italia og Frankrike, samt fleire heis- og kabelbanesystem i forbindelse med skianlegg i området. Forutan lokale innbyggjarar er det ein stor mengde turister som besøker området, og eit skred vil ha både samfunnsmessige og økonomiske konsekvensar (Crosta et al., 2013).

Det intensive undersøkingssystemet som starta opp i 2009, har bestått av geologisk og geomorfologisk kartlegging, geofysiske undersøkingar, etablering av fleire borehol (allereie frå 2005), in-situ undersøkingar og overvaking. Undersøkingane har avslørt eit 30-90 m mektig lag med oppsprokne bergmasse som ligg over meir kompetent grunnfjell. Denne overgangen er av Crosta et al. (2013) tolka som eit mogleg glideplan, og det er også vist at grunnvassnivået ligg i forbindelse med dette planet.

Berggrunnen i området består av ein svært deformert metasedimentær sekvens frå mellom-Jura alder. Bergartane inkluderer kalkstein og marmor, leirskifer og glimmerskifer (Crosta et al., 2013). Det ustabile området er dominert av leirskifer med foliasjon fallande mellom  $20-60^\circ$  i søraustleg retning. Morenemateriale frå tidlegare glasiasjonar dekkjer overflata, og nyare erosjonsprosessar har forma talusar og avsett skredmateriale nedst i skråninga. Crosta et al. (2013) har identifisert DSGSD (deep-seated gravitational slope deformation) i området ved Mt. de La Saxe. Dette er i følgje Agliardi et al. (2001) skrånings deformasjon i område med postglasial stressavlastning. DSGSD er representert i morfologiske strukturer, og på Mt. de La Saxe kan ein sjå eit dominerande sprekkesett orientert med eit sørvestleg-nordaustleg strøk (Crosta et al., 2013). DSGSD er ifølgje Crosta et al. (2013) ein pre-eksisterande svakheitsstruktur, og kan definere geometrien til eit skredområde.

Eit omfattande overvakingssystem, med fleire definerte mål, er implementert i det ustabile området ved La Saxe. Systemet skal auka forståinga av mekanismar i skredet, som kinematikk, deformasjonar og trigger responsar, men også brukast i den sivile kriseberedskapen i følgje (Crosta et al., 2013). Overvakinga, som inneheld både overflate- og undergrunnsinstrumentering, består i overflata av ein værstasjon, 5 automatiske GPS punkt, 9 manuelt styrte GPS punkt, kontinuerleg GB-InSAR skanning og ein totalstasjon med 31 målepunkt. Undergrunnsobserveringa består av totalt 29 borehol, der 18 er vertikale, medan 11 er bora med vinkel på frå  $22^\circ$  til  $29^\circ$ . 11 av borehola er utfora for inklinometer målingar, 3 er montert med vaier-ekstensometer, 8 inneheld piezometer for vasstrykkmåling og i fire borehol er DMS-kolonnar installert.

Figur 2.9 viser kumulativ rørsle ved La Saxe frå juni 2009 til 21 september 2012. Figuren er ein samanstilling av målingar frå GPS punkta, GB-InSAR systemet og totalstasjonen, og viser kvaliteten på overvakingssystemet ut frå relativt bra samsvar mellom ulike måle instrument. På figuren har Crosta et al. (2013) delt området inn i fem soner, der rørsle i ei sone er uttrykt med rørsleserien med lik farge. Sone A er karakterisert som ein uregelmessig sone, med rask utvikling av skjærbrot, opning og lukking av tensjonssprekkar, og generelt svært oppsprokke bergmasse. Sonene B og C er dei mest aktive, og er karakterisert av spreidd vegetasjon og mykje lausmasser i overflata. Rørslehastigheita ligg i sone B og C på mellom 1 til 1.6 m/år. Sone D fungerer som ein overgangssone mellom dei mest aktive sonene og sone E, som viser liten rørsle, mellom 0.05 til 0.15 m/år. Rørslehastigheita i sone D varierer mellom 0.3 til 1 m/år (Crosta et al., 2013).



Figur 2.9. Kumulativ rørsle målt av GPS, GB-InSAR og totalstasjon frå 2009-2012 (Crosta et al., 2013).

DMS-kolonnane, som strekkjer seg så langt som 110 m ned i grunnen, kan nyttast for å samanlikne rørslle i undergrunnen med rørsla i overflata. Crosta et al. (2013) viser eit relativt konsekvent samanfall mellom rørsleresponsen til overflata og undergrunnen knytt til dei same trigger mekanismane. Rørsla i DMS-kolonnane vert registrert noko seinare enn i overflata, 7-10 dagar, men rørsla akselererer raskare i djupet.

Crosta et al. (2013) tolkar rørsla ved La Saxe-skredet som eit resultat av to klart definerbare mekanismar, som ein kan identifisere i figur 2.9. Ein konstant kryp-prosess som driver rørsla uavhengig av grunnvassnivå, og ein sesongbasert akselerasjon i rørsle relatert til snøsmelting seint på våren.

#### **2.4.4. Samanlikning med Åknes**

I område med utfordrande topografi, der bratte fjellsider stuper ned i tronge dalar eller fjordar er lokalisering av fjellskred spesielt sannsynleg (Henderson et al., 2006). Fjellskred kan derfor ofte knyttast til område utsett for tidligare gliasjon, eller kraftig elveerosjon. Lokaliseringa av dei omtalte skreda kan derfor seiast å ha ein samanheng. Alle områda skreda er lokalisert i, har tidlegare opplevd gliasjon, som har resultert i bratt topografi. Ved Vaiont har jamvel elveerosjon bidrege spesielt aktivt for å skapa dei topografiske forholda.

I følge Blikra et al. (2006b) og Henderson et al. (2006) er pre-eksisterande geologiske strukturar viktige for at eit stabilitetsproblem, i form av eit fjellskred, skal kunne oppstå. Dei nemnar spesielt foliasjon, med fall mot dal- eller fjordbotnen som ein viktig faktor, og dette er samanfallande ved alle lokalitetane. Potensielle reaktiveringsplan og svakheitsoner kan utvikle seg langs foliasjonen, og definere geometrien til stabilitetsproblemet (Blikra et al., 2006b).

Vaiont-skredet er lokalisert i ulike typar kalkstein frå Jura- og Kritt-alder, med foliasjonen fallande forholdsvis bratt, 25° til 45° inn mot dalbotnen. Fleire undersøkingar frå Vaiont viser også at det leirrike brotplanet var definert langs foliasjonen i berggrunnen (Alonso and Pinyol, 2010). Ein kan også identifisere ein skråningsparallellell foliasjon i bergmassen ved Downie-skredet. Denne foliasjonen er tydeleg med å kontrollere deformasjonen langs hovudglideplana, gjennom orientering av forholdsvis mektige glimmerrike horisontar parallelt med foliasjonen i følge Kalenchuk et al. (2012c). La Saxe-skredet består av leirskifer med bratt fallande foliasjon mot dalbotnen, og i tillegg gunstig orienterte DSGSD svakheitsoner. Berggrunnen på Åknes består hovudsakleg av gneis frå Prekambrisk alder, og foliasjonen fell også her ganske bratt mot fjorden, skråningsparallellell med eit fall på mellom 30° til 35°.

Undersøkingar frå Åknes viser at deformasjonen blir kontrollert av glideplan lokalisert langs glimmerrike lag, med opp til 20 cm mektigheit, parallelt med foliasjonen (Ganerød et al., 2008).

Geologiske strukturar er også med på å avgrense og definere skredområda i overflata ved dei ulike skreda, og ein kan sjå likheiter i fleire morfologiske element. Som eksempel kan den over 125 m høge baksprekken ved Downie, og den vertikale veggen langs baksprekken ved La Saxe, samanliknast med den 20-30 m høge baksprekken ved Åknes. Ved alle skredområda er det også identifisert ein ekstensjonsprosess langs baksprekkene, samt områder med tensjonssprekkar i skredoverflata. I tillegg er sub-vertikale kryssande sprekkesett, som kuttar foliasjonsplanet og som gjer det mogleg for utgliding langs baksprekkene, registrert ved Downie (Kalenchuk et al., 2012c), ved Åknes (Ganerød et al., 2008, Oppikofer et al., 2009, Jaboyedoff et al., 2011) og Crosta et al. (2013) viser at DSGSD kan legge til rette for den same effekten ved La Saxe.

Downie, La Saxe og Åknes er alle karakterisert som store og massive ustabile områder. Både på grunn av storleik og kompleksitet, men også på grunn av at områda bevegar seg, har desse objekta vore gjenstand for mykje forskning og internasjonal interesse. Kryprørsla ved både Downie og Åknes er definert som svært sakte, med hastigheter i dei mest aktive områda på 3 cm/år ved Downie (Kalenchuk et al., 2012c) og 6-8 cm/år ved Åknes (Blikra, 2012b). Det ustabile området ved La Saxe bevegar seg raskt i forhold til desse, mellom 1 til 1.6 m/år (Crosta et al., 2013), og rørsla ved Vaiont var også hurtig før kollaps.

Ei av dei kritiske årsakene ved Vaiont-skredet var auka poretrykk i samband med auka vassnivå i reservoaret, men også i samband med nedbør og snøsmelting på grunn av svært permeabel berggrunn. Det auka poretrykket i berggrunnen påverka truleg den effektive normalspenninga på glideplanet, og reduserte med dette stabiliteten langs planet. Ved Åknes er også poretrykk ein medverkande faktor for auka rørsle. Frå 2005 er det gjennomført fleire djupe boringar, ned mot 200 m, og i desse er det etablert instrumentering for å overvake grunnvassnivået. Instrumenteringa viser at grunnvassnivået står 40 til 55 m under overflata i det øvre gamle boreholet, like under glidesonene med størst rørsle (Blikra, 2012a). Overvaking viser at vassnivået stig med langvarig nedbør og kraftig snøsmelting, og under slike periodar registrerer ein også auka rørsle på instrumenteringa i overflata av det ustabile området (Blikra, 2012a). Åknes er også karakterisert av oppsprokke og permeabel bergmasse, og vatnet drenerast truleg ned mot glideplanet. Eit komplekst grunnvass-system er også ein faktor som kontrollerer kryp-rørsla ved Downie. Det øvre området er oppsprokke og fungerer

som tilsigsområde for grunnvass-systemet. Kalenchuk et al. (2013) har identifisert betydelege endringar i grunnvassnivå relatert til årlege sesongar, med tanke på nedbør og snøsmelting. Den same sesongmessige fluktuasjonen har Grøneng et al. (2011) også identifisert ved Åknes. Crosta et al. (2013) viser også at grunnvatn påverkar rørsla ved La Saxe. Hastigheita på rørsla aukar spesielt kraftig i sesongar med mykje snøsmelting, og kan vere relatert til at oppsprokke og permeabel bergmasse ligg over ein meir kompetent bergmasse.

Den konstante kryp-rørsla og konsekvensane ved ein potensiell kollaps ved La Saxe, Downie og Åknes gjer at dei er gjenstand for massiv overvaking og monitorering. Dei ustabile områda er instrumenterte med eit utval av verktøy som skal gjer det mogleg å utføra sanntidsanalyser av rørslemekanismar og deformasjonshastigheiter. Instrumenteringa lagrar datainnsamlinga automatisk, og analyserer datagrunnlaget mot bestemte grenseverdier for deformasjonshastigheit. Overstiger hastigheita ved eit instrument denne grenseverdien vert vakthavande personell ved dei tre lokalitetane varsla gjennom eit varslingsystem. Vaiont var også underlagt eit overvakingsprogram under reservoarfyllinga før kollapsen. Overvakinga på den tida kan likevel ikkje samanliknast med instrumenteringa ein kan installere i skredområda i dag.

Store undersøkingsprogram har vore gjennomført ved både La Saxe og Åknes det siste tiåret. I tillegg er også begge områda betydeleg instrumentert, for å overvake rørsla til fjellpartia. Ved begge lokalitetane fungerer overvakinga som eit ledd i forskning, for å auka forståinga for mekanismar i skreda, og for å analysere korleis ulike parameter påverkar og triggar rørsla. Overvakinga er rett nok i første rekkje installert for ei sikker varsling knytt til kriseberedskap, der målet også er å utvikle modellar som kan brukast til å forutseia ein kollaps, basert på registrert rørsle over tid.

Sjølv om skredvolumet ved La Saxe utgjer eit relativt lite skredvolum i forhold til Åknes, er konsekvensane ved eit skred likevel store. Eit skred vil medføre store materielle skader på nærliggande byar og infrastruktur, og det vil vere katastrofalt for den lokale befolkninga og det store talet turistar som besøker området både sommar og vinter. Ein kollaps ved Åknes vil også medføre katastrofale konsekvensar. Eit skred vil kunne skape ein tsunami med ein estimert oppskyllingshøgde på over 80 m i nærliggande landsbyer. Sunnlyvsfjorden er også innseglingssleia for cruiseskip til Geiranger, som vert besøkt av tusenvis av turister kvar dag gjennom sommarsesongen (Grøneng et al., 2009).

### 3. Undersøkingar og datainnsamling

Som ein del av masteroppgåva er det lagt opp til datainnsamling i felt, samt laboratorieanalysar for å bestemme materialtekniske eigenskaper for bergartar, til bruk i modelleringa. Alle undersøkingane vart gjennomført gjennom året 2013. Feltarbeidet vart utført over fem dagar i midten av august i samarbeid med Lars Harald Blikra ved Åknes/Tafjord Beredskap. Som ein del av feltarbeidet vart det også gjennomført kjernelogging i samarbeid med NGU og Guri Venvik Ganerød over to dagar i midten av mars (Ganerød, 2013). Laboratoriarbeidet vart utført gjennom hausten, i samarbeid med Gunnar Vistnes ved NTNU/SINTEF laboratoriet, over totalt 10 økter.

#### 3.1. Feltundersøkingar

Feltarbeidet vart konsentrert om diskusjon av aktuelle profilar i det ustabile området, samt geologisk kartlegging ved lokaliteter med nærleik til profilane. Totalt vart det gjort undersøkingar ved 25 lokaliteter (Fig. 1.2), som skulle danne grunnlaget for profilane til den geologiske modellen og den numeriske analysen.

Etter diskusjon med Bjørn Nilsen og Lars Harald Blikra i forkant av arbeidet, vart det bestemt ein metode for korleis kvar lokalitet skulle kartleggast. Følgande parameter skulle registrerast:

- Minimum 10 strøk- og fall-målingar
- Schmidhammer-målingar for forvittra sprekkeplan, samt referanseplan
- Ruheitsmåling på sprekkeplan
- Vurdering av bergmassekvalitet

Feltarbeid i bratt og vanskeleg terreng, som på Åknes, krev at ein har fokus på sikkerheit. Undersøkingane vart derfor utført i samarbeid med ein medstudent frå NTNU, Thomas Nystad. Lars Harald Blikra deltok også i registreringsarbeidet ved dei fleste lokalitetane.

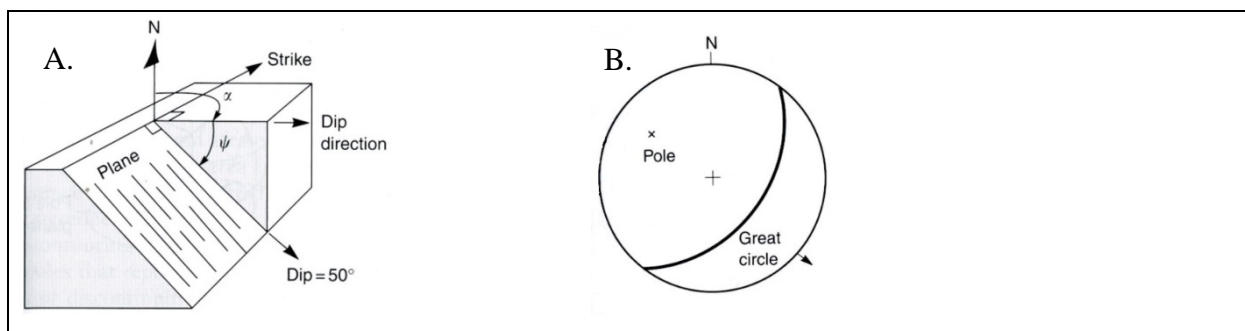
##### 3.1.1. Strøk og fall

Ved kvar lokalitet vart det gjennomført minimum 10 målingar, der orienteringa til kartlagde sprekkar vart uttrykt ved strøk og fall.

Strøket definerast som den horisontale retninga på sprekkeplanet, og målast med høgrehandsregelen, uttrykt i forhold til vinkelen frå nord. Figur 3.1. A. viser planetes strøkkretning ( $\alpha - 90^\circ$ ) frå nord. Fallet på sprekkeplanet er den maksimale vinkelen planet fell,

vinkelrett i forhold til horisontalen (McClay, 1987). Fallvinkelen er uttrykt ved  $\psi$ , og viser  $50^\circ$  på figur 3.1. A. Strukturdata vert ofte presentert som fall/fallretning. Fallretninga er vist på figur 3.1 A. og er definert som vinkel  $\alpha$  frå nord.

Resultata av strøk- og fall-målingane blir presenterte i stereonett (Fig. 3.1. B.). Stereografisk projeksjon gir moglegheit for å presentere og analysere tredimensjonale data i ein todimensjonal projeksjon (Wyllie and Mah, 2004). Sprekkeplana kan då projiserast i stereonett som storsirkclar og polar (Fig. 3.1. B.), men ein må hugse på at denne presentasjonen kun tek omsyn til vinkelforholdet mellom plana, og ikkje størrelsen (Wyllie and Mah, 2004).



**Figur 3.1. Terminologi for sprekkeplan projeksjon (Wyllie and Mah, 2004). A. Viser nemningar på ulike målingar ein kan utføre på eit plan, B. viser planet i stereografisk projeksjon.**

Tidligere undersøkingar ved Åknes har kartlagt tre dominerande sprekkesett (Ganerød, 2008, Oppikofer et al., 2009, Jaboyedoff et al., 2011). To bratt fallande sprekkesett, med nord-sør og aust-vest strøketretning, samt eit tredje foliasjonsparallelt sprekkesett. Fokuset under målingane ved lokalitetane var å identifisere og registrere dei nemnte sprekkesetta, og eventuelt undersøke om det er variasjonar eller endringar i dette generelle mønsteret.

### 3.1.2. Schmidhammer

Schmidhammer, type L vart nytta for å bestemme JCS for sprekkeplana. Apparatet består av ein sylinder med eit fjærbelasta stempel som rikosjerer når du pressar den mot bergoverflata, og rikosjettverdien gir eit tal for hardheita (Kveldsvik et al., 2008). Schmidhammeren, som opprinneleg vart designa for målingar på betong, har blitt brukt for å bestemme hardheit på berg i over 30 år (Göktan and Ayday, 1993).

Ved kvar lokalitet vart det utført 20 målingar på eit forvitra foliasjonsparallelt plan, nemning r, og 20 målingar på eit uforvitra referanseplan, nemning R. Gjennomsnittsverdien vart rekna ut frå dei 10 høgste målingane på kvar flate, i samsvar med standard frå ISRM (1978a). Målet



med å utelukke dei 10 lågaste målingane er å kunne vurdere resultatet med best mogleg reliabilitet, og ein definerer derfor dei 10 lågaste som feilmålingar.

Schmidthammer-målingar vart berre utført på 14 lokaliteter, ettersom målemetoden er noko plasskrevjande. ISRM (1978a) stiller krav om at distansen mellom kvart målepunkt minimum tilsvarar diameteren på stempelet, samt at begge dei nemnde plana  $r$  og  $R$ , må vere tilgjengelege å måle på ved lokaliteten.

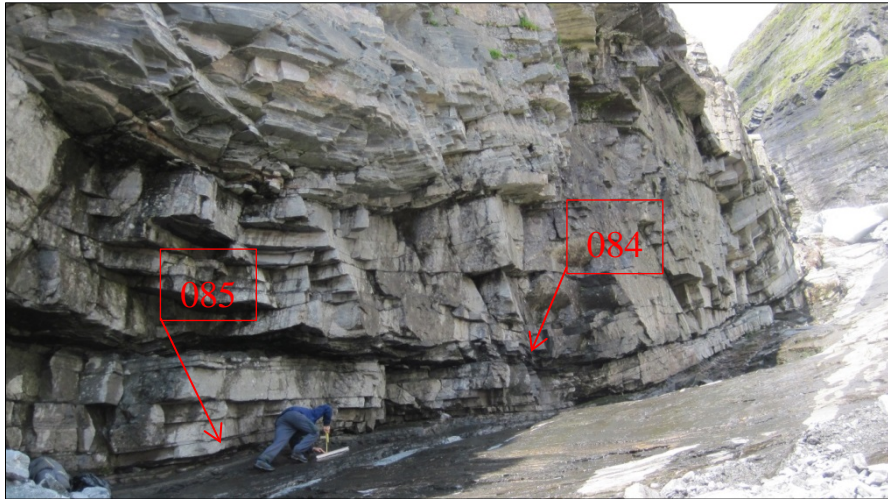
JCS og UCS vert estimert ut frå Schmidthammer-verdien ved hjelp av figur i vedlegg 11.1.1 henta frå Hoek (2007b). Omrekninga krev at ein kjenner til tyngdetettleiken til bergarten ein testar på, og tyngdetettleiken vart funne under laboratorieanalysar på kjerneprøvane. Schmidthammer-verdiane vart også nytta til å bestemme den residuale friksjonsvinkelen,  $\phi_r$ , som vert omtala i kapittel 3.3.3.

### **3.1.3. JRC**

Ruheit på sprekkeplan kan vere ein avgjerande komponent for skjærstyrken på sprekkeplanet, spesielt for sprekkeplan utan mineralinnfylling (ISRM, 1978b).

For kvar lokalitet vart det gjort 10 målingar av ruheita på det foliasjonsparallelle sprekkeplanet (Fig. 3.2). Ein meterlang aluminiumstav ( $L$ ) vart lagt på planet i fallretninga, og den største amplituden ( $a$ ) vart målt med ein meterstokk (ISRM, 1978b), som vist øvst på figur i vedlegg 11.1.2. Der sprekkeplana var under ein meter lengde i fallretninga, vart det målt med 0.5 m eller 0.2 m lengde. JRC verdien vart så bestemt ut frå dei to nemnde parametrane i figur i vedlegg 11.1.2.

JRC verdiane strekker seg mellom 0-20, der ISRM (1978b) definerer 0 som ein glatt og plan overflate, medan 20 vert definert som ein uregelmessig og ru overflate. Ettersom JRC og bergmasseklassifisering skal nyttast i samband med Schmidthammer-verdiane, vart registreringane kun utført på same lokalitetar som Schmidthammer-registreringane.



Figur 3.2. Måling av ruheit ved lokalitet 084 og 085. Bilde: Thomas Nystad.

#### 3.1.4. Bergmasseklassifisering

Klassifisering av bergmassen er eit nyttig verkemiddel i samband med undersøkingar. Deskriptive analysar av generelle og tekniske eigenskapar, som styrke og deformasjon, kan gje nyttig informasjon om bergmassen (Hoek, 2007a). Det eksisterer fleire ulike klassifiseringsmetodar, i forhold til ulike ingeniørgeologiske problemstillingar. Hoek (2007a) legg vekt på at ein må utvise forsiktighet dersom ein nyttar ein klassifiseringsmetode til eit anna ingeniørgeologisk formål enn det som var tiltenkt for metoden. Det finst ingen standard klassifiseringsmetode for fjellskredproblematikk, og det vart bestemt i samråd med rettleiar Bjørn Nilsen at bergmassen skulle klassifiserast ut frå både Q-metoden og GSI ved kvar undersøkingslokalitet ved Åknes.

##### ***Q-metoden***

Metoden er utvikla ved NGI av Barton, Lien og Lunde (1974), og utgangspunktet var at den skulle vere eit hjelpemiddel for dimensjonering av sikring i forbindelse med tunnel- og andre bergrom. I utgangspunktet bygde metoden på ein empirisk studie av 200 tunneler og bergrom, men er seinare oppdatert til å inkludere over 1000 tunneler og bergrom.

Q-verdien er basert på seks parametarar, som alle vurderer ein eigenskap ved bergmassen (Barton et al., 1974). RQD indikerer oppsprekkingsgraden til bergmassen.  $J_n$  beskriv tal sprekkeseitt.  $J_r$  beskriv ruheita på sprekkflatene.  $J_a$  beskriv sprekkinnfylling, som gjeld mineraltype og tjukkeleik.  $J_w$  beskriv innhald av vatn på sprekkflatene og SRF er eit mål på bergspenninga. For alle seks parametarar bruker ein tabell for å fastslå parameterverdi etter kva

ein har observert (Vedlegg 11.1.3). Q-metoden blir kalkulert ut frå likning 3.1 (Barton et al., 1974), der verdiane ligg innan eit utval frå 0.001, usedvanleg dårlig til 1000, usedvanleg bra.

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) * \left(\frac{J_r}{J_a}\right) * \left(\frac{J_w}{SRF}\right) \quad (3.1)$$

I følgje Barton et al. (1974) blir bergmassekvaliteten (Vedlegg 11.1.4) då vurdert som ein funksjon av 3 parametrar som er mål på:

1. Blokkstørrelse ( $RQD/J_n$ )
2. Skjærstyrke mellom blokkene ( $J_r/J_a$ )
3. Aktiv spenning ( $J_w/SRF$ )

### **GSI**

GSI-systemet, som vart introdusert av Hoek et al. (1995), estimerer reduksjonen av bergmassestyrke for ulike geologiske forhold. Systemet baserer seg på ein in-situ vurdering av oppsprekingsgraden i bergmassen, i samanheng med forholda på sprekkeflatene. Angulære bergartsblokker oppdelt av reine og grovt rue sprekkeflater resulterer derfor i ein sterkare bergmasse enn der runda blokker er delt opp av sterkt forvittra sprekkeflater (Wyllie and Mah, 2004). Systemet (Vedlegg 11.1.6) gir verdier mellom 0 og 100, der 100 er definert som den beste bergmassekvaliteten (Hoek, 2007a).

## **3.2. Boreholsdata**

### **3.2.1. Kjernelogging**

Kjerneboring er eit svært nyttig verktøy som supplement til overflatekartlegging (Wyllie and Mah, 2004). Ved ein grundig boreoperasjon kan borkjernane gi god informasjon om bergartar, strukturar, svakheitssoner, kjernetap og andre geologiske forhold som vidare er med på å gi ein oversikt over bergmassekvaliteten. Borkjerner kan også brukast til laboratorieanalyser for å bestemme materialtekniske eigenskapar for bergarten.

Under kjernelogging i etterkant av boringa er målet å utarbeide ein detaljert og komplett logg over kjernesegmentet (Wyllie and Mah, 2004). For å møte denne målsetjinga er det viktig å bruke standardiserte prosedyrar for å gjera loggen samanliknbar til for eksempel ingeniørgeologiske undersøkingar i overflata (Wyllie and Mah, 2004).

I forbindelse med datainnsamling som gjeld det nye boreholet, KH-08-2012, brukte Åknes/Tafjord Beredskap IKS, NGU til å gjennomføre kjernelogginga (Ganerød, 2013). Forfattern av denne oppgåva deltok også i kjerneloggingsarbeidet, som ein del av datainnsamlinga for prosjektet, for å registrere ingeniørgeologiske parametarar.

Under logginga av borkjernen, vart standarden frå NGI, rapport no. 592046-7 «Engineering geological logging of drill cores» brukt (Løset, 1998). Rapporten gir ei beskriving av ingeniørgeologisk metode for kjernelogging uavhengig av type prosjekt.

I standarden vert det lagt vekt på at ved bruk av Q-metoden (Barton et al., 1974) kan kvaliteten til bergmassen bli talfesta, og nyttast for å klassifisera bergmassen (Løset, 1998).

Under kjernelogging vert RQD definert som «summen av alle kjernebiter lengre enn 10 cm uttrykt i prosent av total kjernelengde». Dette gjeld då mellom naturlege sprekkar, og verdien gir eit mål på kor oppsprokke kjernen er (Løset, 1998). Av praktiske omsyn måler ein RQD for kvar meter kjerne. Etersom  $J_w$  og SRF er vanskelege parameter og objektivt måle under kjernelogging blir begge desse verdiane sett til 1. Kjernane vart logga ved hjelp av eit skjema (Vedlegg 11.1.5) (Løset, 1998).

### **3.2.2. Televiewer**

Televiewer logging av eit borehol blir gjennomført etter at kjerneboringa er avslutta, og produserer eit bilde av innsida av boreholet, orientert i forhold til nord. Metoden er svært nyttig for å gi informasjon om boreholet i tillegg til logging av borkjerner, og er eit spesielt viktig verktøy dersom borkjernane ikkje er moglege å bevare, til dømes på grunn av høg oppknusingsgrad.

(NGU, 2013) nytta optisk televiewer under boreholslogginga ved Åknes. Ut frå opptaka vert foliasjon, sprekkar, strukturer, knusingssoner og bergartsgrenser registrert, og strøk og fall kan bereknast for foliasjon, sprekkar og strukturer (NGU, 2008). Ein detaljert omtale av metoden vert gitt av NGU (2008).

Under boreholslogginga vart det også, med forskjellig apparatur, logga temperatur, elektrisk ledningsevne i vatn, total naturleg gammastråling, resistivitet i fjell, seismisk hastighet, grunnvass-strøyming og akustisk televiewer (NGU, 2013).

### 3.3. Laboratorieanalysar

Laboratorieanalysane vart gjennomført på kjernar henta ut frå det nye, øvre boreholet ved Åknes, KH-08-2012. På prøvane ligg diameteren mellom 62.7-63.45 mm, og kjernelengda ligg på mellom 167.4-167.9 mm. Dette er i samsvar med retningslinjer frå ISRM (1979), der kjernelengda på prøvar som skal undersøkast må vere på mellom 2.5-3 gangar kjernediameteren.

Oversikt over borkjernane med inndeling i prøvestykker, og seksjonar frå kjernen (Tab. 3-1 og 3-2) er vist på figur 3.3, og følgjande laboratorieanalyser vart utført:

- Young's modul og Poisson's forhold
- Einaksial trykkstyrke
- Tilt test
- Tyngdetettleik
- XRD analyse
- Fri svelling
- Skjærbokstest



Figur 3.3. Oversikt over borkjernane til laboratoriearbeid.

- Young's modul, Poisson's forhold, tyngdetettleik og einaksial trykkstyrke

Tabell 3-1. Oversikt over kvar prøvestykker til laborieforsøk er henta frå i borkjernen.

|         | 1-1    | 1-3    | 1-4    | 1-5     | 1-6     | 1-7     | 1-8     | 1-9     |
|---------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Seksjon | 38.28- | 90.02- | 90.19- | 157.24- | 157.41- | 190.28- | 190.45- | 190.66- |
| (m)     | 38.45  | 90.19  | 90.36  | 157.41  | 157.58  | 190.45  | 190.62  | 190.83  |

- Tilt test:

**Tabell 3-2. Oversikt over kvar prøvestykker til laboratorieforsøk er henta frå i borkjernen.**

|                    | 1-2          | 2-10        | 2-11          |
|--------------------|--------------|-------------|---------------|
| <b>Seksjon (m)</b> | 68.10- 68.27 | 90.36-90.53 | 157.58-157.75 |

- XRD analyse og fri svelling: Leirsoner i borkjernen på 60.77 m og skjærsoner i dagen ved lokalitet 084 og 085( Fig. 1.2 og 3.2).
- Skjærbokstest: Skjærsonemateriale frå lokalitet 084 og 085.

### 3.3.1. Young's modul (E) og Poisson's forhold (ν)

Parametrane blir bestemte ved at kjerneprøvane blir sett opp med dataloggarar som måler radial og aksial tøyning når prøvestykket blir utsett for aksial last (Fig. 3.4). For alle prøvestykkka vart det påført totalt 25 MPa aksial last, med hastigheit 0.1 MPa/s , ein hastigheit som er valid ifølgje ISRM (1979). ISRM (1979) legg også vekt på at fuktigheit kan ha ein signifikant effekt på deformasjonen av prøvestykket. Alle prøvestykker var derfor tørre under testen.

Young's modul uttrykker materialet sin elastiske deformasjonsevne (Myrvang, 2001). Modulen er basert på Hooke's lov (Likning 3.2) som seier at spenning er proporsjonal med tøyning, altså relativ deformasjon.

$$\sigma = E\varepsilon \quad (3.2)$$

$\sigma$  = Spenning,  $E$  =Elastisitetsmodul,  $\varepsilon$  = Tøyning

Poisson's forhold angir forholdet mellom radial tøyning og aksial tøyning og er vist i likning 3.3:

$$\nu = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (3.3)$$

$\nu$  = Poisson's forhold,  $\varepsilon_r$  = Radial tøyning,  $\varepsilon_a$  = Aksial tøyning

### 3.3.2. Einaksial trykkstyrke (UCS)

Einaksial trykkstyrke er ein indeks test for klassifisering og måling av den mekaniske styrken til intakt berg. Testen vert utført ved at kjerneprøven vert påført ein aksial last (Fig. 3.4) til prøven går i brot (ISRM, 1979). ISRM (1979) stiller klare krav til preparering av prøvestykkka,

spesielt omkring forholdet mellom lengde/diameter (2.5-3), og at endane dannar eit vinkelrett forhold til kjerneaksen.

Lasten vart påført prøven med ein konstant spenningsauking på 0.8 MPa/s, noko som er innafor ISRM sine krav om ein auke på mellom 0.5-1.0 MPa/s (ISRM, 1979). Totalt 8 prøvestykker vart testa, og ISRM (1979) anbefaler testing av minimum 5 prøvestykker.



**Figur 3.4.**Venstre: måling av Young's modul og Poisson's forhold. Midten og høgre: UCS test, før og etter brot.

### 3.3.3. Tilt test

Basic friksjonsvinkel for ulike bergartar kan finnast i ulike publiserte indeks tabellar (Barton and Choubey, 1977). Det finnst ikkje offisielle internasjonale standardar for denne testen, og i denne oppgåva vert det nytta ein metode beskrive av Grøneng og Nilsen (2009).

Prøvestykket delast i to like store delar, ved å saga parallelt med lengdeaksen. Vidare plasserte ein eit prøvestykke med lengdeaksen horisontalt i tilt test apparatet (Fig. 3.5). Frå horisontal posisjon blir prøven gradvis tilta, ved at ein hydraulisk pumpe pressar planet prøven ligg på oppover. Testen vert stoppa manuelt når den øvre delen av prøvestykket slepp frå den nedre delen. Gradene ved dette punktet vert lest av på inklinometer.

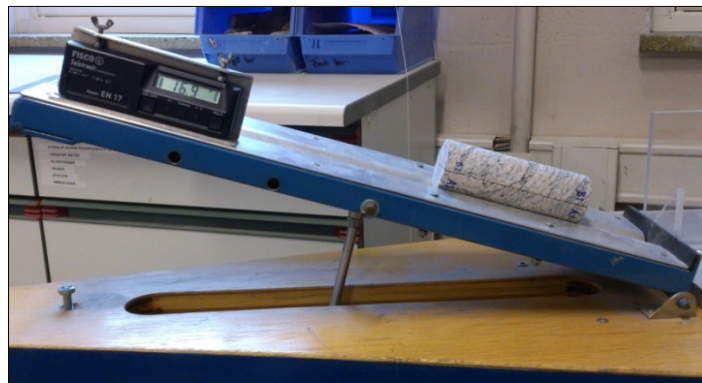
Prøven er merka på kvar side på kvar halvdel, og kvart prøvestykke blir testa med fall begge vegar og med kvar halvdel øvst. I tillegg skal kvar test gjennomførast 3 gonger. Det vil seie at dersom prøven ligg med A1 merket øvst, skal tilt testen repeterast 3 gonger før fallretninga vert endra og A2 vert testa øvst, for så og testa B1 og B2 øvst.

Denne testen simulerer ein skjærttest med svært lav normalspenning, og gir direkte basic friksjonsvinkel,  $\varphi_b$  (Grøneng and Nilsen, 2009), som skal hjelpe ein å finna residual friksjonsvinkel,  $\varphi_r$ .  $\varphi_b$  er ifølge Grøneng og Nilsen (2009) definert som friksjonsvinkelen til glatte, planære flater i uforvitra berg, medan  $\varphi_r$ , representerer friksjonsvinkelen på eit naturleg sprekkeplan etter skjærdeformasjon.

Barton og Choubey (1977) viser eit empirisk forhold for å bestemme  $\varphi_r$ , ut frå  $r$ ,  $R$  og  $\varphi_b$  (Likning 3.4):

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20^\circ) + 20 \left( \frac{r}{R} \right) \quad (3.4)$$

$\varphi_r$  = Residuale friksjonsvinkel,  $\varphi_b$  = Basic friksjonsvinkel,  $r$  = Schmidhammer-verdi på foliasjonsparallelt sprekkeplan,  $R$  = Schmidhammer-verdi på uforvitra sprekkeplan.



**Figur 3.5. Tilt testforsøk i laboratoriet.**

### 3.3.4. Tyngdetettleik

Det vart målt vekt og volum og bestemt tyngdetettleik på dei prøvane som vart brukt til Young's modul, Poisson's forhold og einaksial trykkstyrke. Lengde og diameter vart målt med skyvelær, og vekta vart målt i laboratoriet. Tyngdetettleik reknast då ut frå likning 3.5:

$$\gamma = \frac{(m * g)}{V} \quad (3.5)$$

$\gamma$  = Tyngdetettleik ( $\text{N}/\text{m}^3$ ),  $m$  = Masse (kg),  $g$  = Tyngdekraftsakselerasjon ( $9,81 \text{ m}/\text{s}^2$ ),  $V$  = Volum ( $\text{m}^3$ )

### 3.3.5. XRD-analyse

Røntgendiffraksjon (XRD) vert nytta til å identifisere mineraler i prøvematerialet. Analysane vart utført på leirmateriale frå skjærsone 084 og 085, og på leirmateriale frå sone på 60.77 m i



KH-08-2012. Målet med analysane var å identifisere mineralsamansetning, og undersøke om det var innhald av svelleleire i prøvane.

Prinsippet med XRD-analyse er at refleksjonsvinkelen av ein røntgenstråle sendt mot ei krystallflate er avhengig av krystallens gitterstruktur (NGU, 2005). Når røntgenstrålen vert sendt med ulike inngangsvinklar mot materialet, vil utgangsvinkelen variere mellom ulike krystallstrukturer. Kvar mineral gir derfor eit unikt «fingerprint» i diffraktogrammet, og ein kan identifisere mineral ved å samanlikne «fingerprintet» mot ein database (NGU, 2005).

Kvar prøve vart delt i to like eksemplar og dei to ulike eksemplara vart vidare behandla forskjellig. Den eine serien med prøveeksemplar vart tørka i varmeskap, knust til finstoff og XRD-analysert utan vidare behandling. Denne analysen gir kun mineralsamansetninga i prøven.

I den andre prøveserien vart prøvane på ny delt i to like eksemplar, og for å skilja ut finstoffet mindre enn 6  $\mu\text{m}$  vart metoden synking i væskesynder nytta (Stoke's lov). Den eine prøveserien vart vidare glykolbehandla, tørka i varmeskap og XRD-analysert. Medan den andre serien vart direkte tørka i varmeskap og XRD-analysert. Samanlikning av diffraktogramma til dei to ulike seriane av prøvar med finstoff, ubehandla eksempel og glykolbehandla eksempel, gjer det mogleg å identifisere eventuelt innhald av svellemineral. I dei glykolbehandla prøvane vil refleksjonsvinkelen endra seg på grunn av at leirminerala har kollapsa, og ein vil sjå eit anna «fingerprint» i diffraktogrammet.

### **3.3.6. Frisvelling**

Analysen vart utført på ein liten del av det same materialet som vart nytta i skjærbokstesten (Kap 3.3.7). Svelling kan påverka stabilitet, ettersom volumutviding er ein respons av at minerala tek opp vatn i krystallstrukturen (SVV, 2005).

Testen krev materiale med ein størrelse på mindre enn 20  $\mu\text{m}$ , og ein må finne mengda prøvematerial som er mindre enn 20  $\mu\text{m}$  i den totale prøven. For å få ut finstoffet bløyte ein prøven i destillert vatn, og finstoffet vil då vere i suspensjon med vatnet. Den blanda løysinga med finstoff vart så heldt oppi reagensglas, og prosedyren vart repetert til det ikkje var finstoff igjen i prøven og vatnet å blandinga var forholdsvis klart.

Reagensglasa vart fylt med 1000 ml løysing med finstoff. Stoke's lov bestemmer sedimentpartiklanes fallhastigheit i væske, og på grunnlag av dette stod løysinga i reagensglasa i 11 min og 52 s. Etter denne tida vart dei øvste 740 ml tatt ut av reagensglaset og opp i eit kar ved hjelp av ein slange med hevertmetoden. Den resterende løysinga i

reagensglaset, 260 ml, er då sediment med partikkelstørrelse over 20 µm. Karet med løysinga, samt blandinga med det resterande prøvematerialet vart sett i varmeskap for tørking i 24 timar. Veging av dei to tørre prøvane gir mengda med finstoff under 20 µm.

Sjølvve frivellingforsøket vert utført ved at ein fyller eit reagensglas med 10 ml finstoff. Materialet skal ikkje vere pakka i reagensglaset, men ligge laust. Vidare heller ein finstoffet oppi eit nytt reagensglas som inneheld 45 ml vatn. Finstoffet skal strøast forsiktig ned i reagensglaset, for at partiklane skal få liggja mest mogleg fritt. Løysinga må stå i ro i 24 timar, for at partiklane skal trekkje til seg vatn. Etter denne tida registrerer ein om finstoffet har svolle, og angir resultatet i prosent svelling frå likning 3.6 (SVV, 2005).

$$\text{Fri svelling} = \left( \frac{V_1}{V_t} \right) * 100\% \quad (3.6)$$

$V_t$ = volum tørt finstoff (10 ml) og  $V_1$ = volum material etter svelling

### 3.3.7. Skjærbokstest

Det vart gjort eit skjærboksforsøk på materiale henta ut frå skjærsone ved lokalitet 084 og 085 (Fig. 1.2), detaljbilde figur 3.2., under feltarbeid ved Åknes hausten 2013.

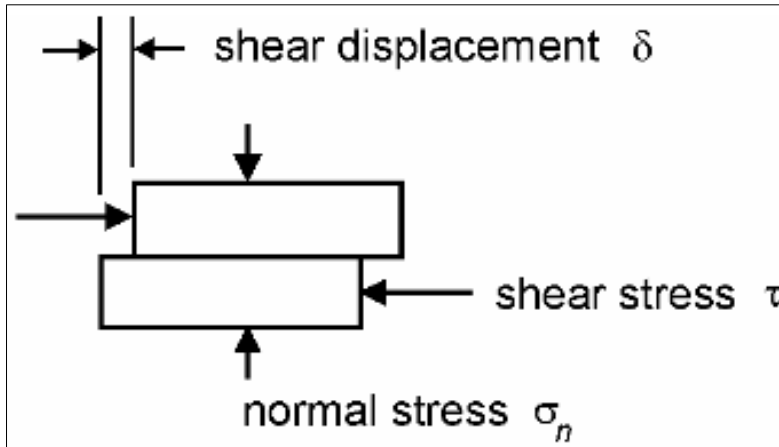
I følgje Wyllie og Mah (2004) vil innhald av materiale på sprekkeplanet endra skjærstyrkeegenskapane til ein diskontinuitet, og ha ein signifikant innverknad på sprekkestabiliteten. Dersom det ikkje er bergartskontakt, vil skjærstyrke på diskontinuiteten vere styrt av materialet sin mektigheit og styrkeegenskapar, og kohesjon og friksjonsvinkel vert endra i forhold til dette (Wyllie and Mah, 2004).

Frå forsøket kan ein finna skjærstyrke til materialet, og skjærstyrke er definert ved likning 3.7 (Wyllie and Mah, 2004). Ved plotting av skjærspenning i forhold til normalspenning i eit diagram kan ein finne friksjonsvinkelen og kohesjonen til sprekke materialet.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (3.7)$$

$\tau$  =Skjærspenning,  $c$  =Kohesjon,  $\sigma_n$  =Normalspenning og  $\varphi$  =Friksjonsvinkel

Forsøka vart utført med apparatet Testconsult SB2010, som kan handtera ein maksimal mengd prøvemateriale på 305\*305\*150 mm. Under feltarbeidet var det vanskeleg å få nok materiale til to individuelle skjærboks forsøk, og materialet frå dei to skjærsonene vart blanda og testa saman. Totalt ga dette ein størrelse på prøvematerialet i kvar boks på 305\*305\*20 mm. Resten av volumet i dei to boksane vart fylt med sand. Figur 3.6 viser ein prinsippskisse av skjærtesten.



**Figur 3.6. Skisse av skjærtesten, modifisert fra Hoek (2007b).  $\delta$  viser skjærforflytning,  $\tau$  viser skjærspenning og  $\sigma_n$  viser normalspenning.**

Det vart gjennomført tre forsøk med ulik normalspenning, høvesvis 0.1 MPa, 0.35 MPa og 0.6 MPa, etter krav frå standarden til ASTM (2011). Skjærhastigheiten var 2.5 mm/min ved alle forsøka, og mellom kvart forsøk vart skjærboksen opna og prøvematerialet blanda på nytt.



## 4. Stabilitetsanalyse

Stabilitetsanalyser i bergmasse generelt er nytta i fleire ulike samanhengar, til dømes i samband med utbygging av infrastruktur, i vasskraftprosjekt, i gruvedrift og som i dette tilfellet for vurdering av eit ustabil fjellparti. Tradisjonell stabilitetsanalyse består ofte av ein stereografisk analyse med ein etterfølgjande likevektsberekning, der ein finn sikkerheitsfaktoren mot utgliding ( $F$ ), definert som:

$$F = \frac{\text{sum av stabiliserande krefter}}{\text{sum av drivande krefter}} \quad (4.1)$$

Sikkerheitsfaktoren angir kor nærme, eller kor langt ifrå, skråninga er frå å gli ut, der  $F=1$  er definert som ein grense for likevektstilstand.  $F$  verdiar under 1 vil då vere kritiske for stabiliteten, ettersom summen av drivande krefter er større enn stabiliserande krefter. I følgje Wyllie og Mah (2004) skråningar i gruve dagbrot normalt designa med ein  $F$  verdi lik 1.2-1.4 for å auka sjansen for å unngå kollaps. Kor presis den berekna sikkerheitsfaktoren er, avhenger av kvaliteten på dei geologiske data ein har tilgjengeleg.

Nyare metodar som numerisk modellering for stabilitetsanalyse gjer det mogleg å tileigne seg meir informasjon frå stabilitetsanalysen enn berre ein sikkerheitsfaktor. Numeriske modellar kan i tillegg gi informasjon om bergspenningar, deformasjon, brotmekanisme og kinematikk, og opnar for auka kompleksitet i modellane ein ønskjer å undersøke (Stead D. and Coggan, 2012).

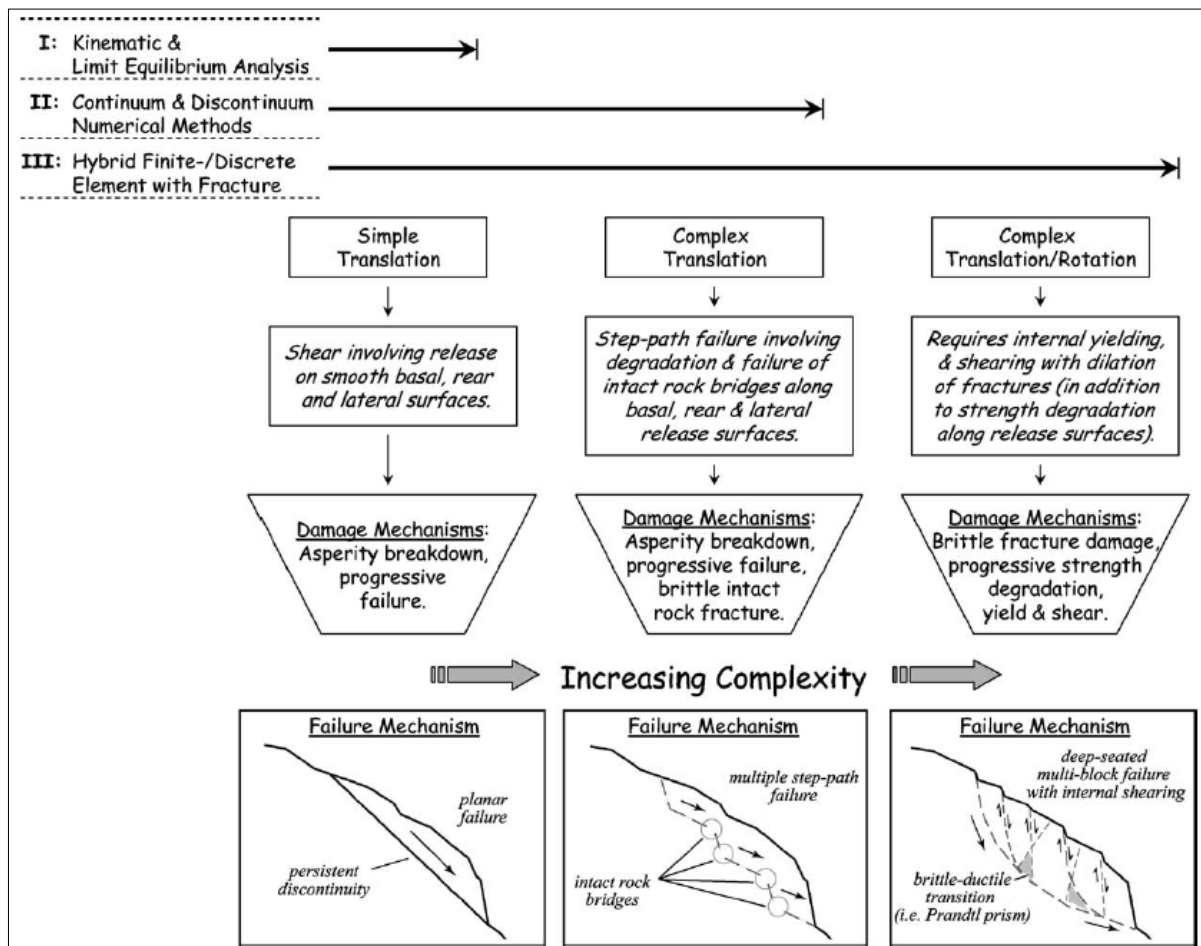
Det breie bruksområdet for stabilitetsanalyser fører til at ulike tilnærmingar og analysemetodar for stabilitetsanalyser er tilgjengeleg. Sjølv om det finst fleire ulike tilnærmingar, bør alle stabilitetsanalyser i hovudsak byggje på tilgjengelege geologiske data, slik som analyse av felt- og laboratorieundersøkingar. Uansett tilnæringsmetode er stabilitetsanalyse ein prosess som Nilsen og Palmstrøm (2000) tilrår å utføra gjennom 3 steg:

1. Definisjon av potensielt stabilitetsproblem
2. Kvantifisere inngangsparametrar
3. Berekning

Denne oppgåva vil i hovudsak følgje denne stegvise oppbygginga av ein stabilitetsanalyse. Del 1 omhandlar i hovudsak undersøkingar i felt, stereografisk projeksjon og utvikling av den geologiske modellen for det aktuelle området. Dette omhandlar geometrien til geologiske strukturar, samt kinematikken i det ustabile fjellpartiet. Inngangsparameter til del 2, er

datagrunnlaget som er utarbeida frå registreringar under feltarbeidet, samt analysar utført i laboratoriet.

Berekning av stabilitet i punkt 3 kan bli utført ved hjelp av ulike analysemetodar, der likevektsberekningsanalyse og avansert numerisk analyse er dei mest brukte metodane (Stead D. and Coggan, 2012). Stead et al. (2006) diskuterer desse analysemetodane opp mot kva metode som er hensiktsmessig ved gitte stabilitetsproblem. På grunnlag av dette presenterer Stead et al. (2006) ein figur som viser bruksområdet til ulike analysemetodar i forhold til aukande kompleksitet for brotmekanismar i stabilitetsproblemet (Fig. 4.1). Figur 4.1 viser i hovudsak at numerisk metode (nivå II og III) er ein betre analysemetode for komplekse brotmekanismar, der til dømes brotplanet går langs fleire plan, og plana har kontakt gjennom brot i intakt fjell og deformasjonar i bergmassen. Tradisjonell stereografisk analyse og likevektberekningsanalyse kan kun nyttast til mindre komplekse stabilitets problem.



**Figur 4.1. Hensiktsmessige analysemetodar for å berekne skråningsstabilitet ved aukande kompleksitet (Stead et al., 2006).**

Det har vist seg at moglegheitene for å analysere meir komplekse modellar, og i større grad kunne variere inputparametrane i modellen, har gjort at fleire no nyttar numerisk metode for stabilitetsanalyser (Stead D. and Coggan, 2012). I denne oppgåva er det avgjort i samråd med rettleiarar å nytta numerisk metode for stabilitetsanalyse av den geologiske modellen. Det er likevel ulike tilnærmingar til numerisk metode, og ein diskusjon rundt ulike numeriske metodane vert presentert i kapittel 4.1.

## **4.1. Numerisk Analyse**

Bruken av numeriske modellar for å analysere stabilitetsproblem har auka i takt med utviklinga av kraftigare programvare for modellane. Numeriske analyser omhandlar handtering av store datamengder, og målet med utviklinga av ein modell er å analysere den mekaniske responsen til ein bergmasse som er utsett for ulike faktorar som påverkar stabiliteten i bergmassen (Wyllie and Mah, 2004).

Wyllie og Mah (2004) lister opp fleire grunnar til at numerisk analyse er eit godt verktøy for analyse av skråningsstabilitet:

1. numeriske modellar kan oppnå gode resultat utan å eksakt definere brotmekanisme på førehand
2. numerisk analyse gir meir realistiske tilnærmingar til bergmasserespons ved at analysen i større grad kan ta omsyn til viktige geologiske faktorar som påverkar stabilitet
3. numerisk analyse kan bidra til å forklara observert deformasjon frå feltundersøkingar
4. numerisk analyse kan evaluere fleire moglege samansetningar av geologiske modellar, brotmekanismar og modelldesign

Numeriske modellar delar opp bergmassen i element og for kvart element vert det angitt ein materialmodell med spesifikke materialeigenskapar. Materialmodellane bestemmer korleis materialet oppfører seg ut frå forholdet mellom spenning og tøyning, og ein nyttar enten lineær elastisk modell eller elastisk-plastisk modell (Kap. 6.2.1.4) (Wyllie and Mah, 2004).

### **4.1.1. Kontinuerleg modell i forhold til diskontinuerleg modell**

Hovudsakleg kan ein skilje mellom to hovudtypar av modellar, kontinuerlege modellar og diskontinuerlege modellar.

Ein kontinuerleg modell legg til grunn at elementa har samanhengande kontakt og modellen behandlar derfor bergmassen som eit kontinuerleg medium (Nilsen and Palmstrøm, 2000). All bergmasse inneheld likevel diskontinuitetar og hovudskilnaden mellom kontinuerlege- og diskontinuerlege modellar er korleis diskontinuitetane vert representert i modellen (Wyllie and Mah, 2004). I ein kontinuerleg modell kan ein inkludere eit avgrensa tal diskontinuitetar som spesielle tilfelle i form av grenser mellom elementa. Kontinuerlege modellar kan delast opp i «Differential models» eller «Integral models» (Nilsen and Palmstrøm, 2000).

1. Differential models
  - a. Finite Element Method (FEM), vanleg programmeringskode Phase2
  - b. Finite Difference Method (FDM), vanleg programmeringskode FLAC
2. Integral models
  - a. Boundary element Method (BEM)

Ein diskontinuerleg modell (Distinct Element Method, DEM), også kalla blokkmodell, behandlar elementa individuelt, og tillèt rørsle og interaksjon mellom elementa. Spesielle sprekkemodellar kan også definerast for å simulere til dømes friksjonsforhold og sprekkevasstrykk mellom elementa (Nilsen and Palmstrøm, 2000). I tillegg er diskontinuitetane klart definert med orientering og kvar dei er lokalisert (Wyllie and Mah, 2004). Vanleg programmeringskode brukt til DEM er UDEC.

Kontinuerleg modell taklar kompleks materialåtferd i modellen, og er i følge Stead et al. (2006) mest eigna der brot i bergmassen er kontrollert gjennom deformasjon av intakt berg eller gjennom deformasjon langs eit avgrensa tal diskontinuitetar. I tillegg kan ein kontinuerleg modell vurdere korleis variasjon av kritiske parametar for stabilitet påverkar mekanismane i skråninga og ta omsyn til kryp- og progressiv deformasjon (Stead et al., 2006).

For stabilitetsanalysen av Åknes i denne oppgåva er det bestemt at det er mest hensiktsmessig å designe ein kontinuerleg modell, og nytte endeleg element metode (FEM) for stabilitetsanalyse. Endeleg element metoden, med SSR (Shear Strength Reduction) som analyseverktøy, vert vidare i pkt. 4.1.2 forklart i detalj.

#### **4.1.2. Endeleg element metode (Finite Element Method, FEM)**

Innanfor kontinuerlege modellar er endeleg element metoden den vanlegaste numeriske metoden (Jing and Hudson, 2002, Hammah et al., 2007, Nilsen and Broch, 2011, Stead D. and Coggan, 2012). I følge Hammah et al. (2007) er FEM spesielt populær på grunn av at den



kan handtere fleire material i same modell, modellen kan tilpasse ein ikkje-lineær (elastisk-plastisk) materialrespons og ein kan modellere kompleks geometri. I tillegg har ein moglegheit til å modellere progressive brot, ein kan berekne skråningsdeformasjon ved hjelp av spenningsforhold frå modellen og metoden er robust og fungerer bra under eit breitt utval av forhold (Hammah et al., 2004). Metoden var også først ute med å kunne behandla in situ spenningsforhold og gravitasjon i modelleringa (Jing and Hudson, 2002).

#### 4.1.3. SSR (Shear Strength Reduction Analysis)

Ein tilnærming til gjennomføring av stabilitetsanalyse, ved hjelp av endeleg element metoden, er å nytta ein SSR-analyse (Hammah et al., 2005). Metoden er i følge Diederichs et al. (2007) nyttig for å bestemma ein sikkerheitsfaktor,  $F$ , for skråningar med kompleks geologi og geometri på glideplan.

Sikkerheitsfaktoren ( $F$ ) er definert som forholdet mellom faktisk skjærstyrke og redusert skjærstyrke ved kollaps (Likning 4.1), og ein logisk måte å berekne sikkerheitsfaktoren ved hjelp av endeleg element analyse, er derfor å redusere skjærstyrkeparametrane for materialet inntil kollaps inntreff (Wyllie and Mah, 2004). Konseptet inneber å systematisk bruke endeleg element-analyse til å bestemme ein  $F$ -verdi eller ein styrkereduksjonsfaktor (Strength Reduction Factor-SRF) som fører skråninga til ein grensetilstand for stabilitet (Hammah et al., 2005). Metoden vart først brukt av Zienkiewicz et al. (1975) i samband med FEM.

SSR-analysen vert utført ved å gjennomføre ein serie med FE-analysar der ein for kvar simulering aukar verdien av «forsøkssikkerheitsfaktoren» ( $f$ ). Forsøksverdiar for materialet sin skjærstyrke i modellen, kohesjon ( $c_{\text{forsøk}}$ ) og friksjonsvinkel ( $\varphi_{\text{forsøk}}$ ), vert derimot redusert med SRF i forhold til likning 4.2 og 4.3, for kvar simulering. FE-analysane med aukande  $f$  og reduksjon av  $c_{\text{forsøk}}$  og  $\varphi_{\text{forsøk}}$ , gjentek ein til ein finn ein kritisk SRF-verdi som forårsakar kollaps i skråninga. Kollaps av skråninga er definert ved at deformasjonane i modellen er uakseptabelt store eller at det ikkje er konvergens med den numeriske løysinga (Hammah et al., 2005). Ved dette stadiet, når skråninga er antatt kollapsa, vil reduksjonsverdien (SRF) til materialet sin skjærstyrke, tilsvara sikkerheitsfaktoren,  $F$ , for skråninga.

$$c_{\text{forsøk}} = \left(\frac{1}{f}\right) * c \quad (4.2)$$

$$\varphi_{\text{forsøk}} = \arctan\left(\frac{1}{f}\right) * \tan \varphi \quad (4.3)$$

Metoden for å bestemme ein sikkerheitsfaktor,  $F$ , som fører ein skråning frå ein stabil tilstand ( $F > 1$ ) til ein ustabil tilstand ( $F < 1$ ) er forklart av Hammah et al. (2007) :

Steg 1: Definer ein FEM skråningsmodell med eigna materialeigenskapar. Kjør modellen og registrer maksimal totaldeformasjon.

Steg 2: Endre «forsøkssikkerhetsfaktoren» ( $f$ ) i samsvar med den bestemte trinnvise aukinga, og kalkuler Mohr-Coulomb materialparameter frå likning 4.2 og 4.3. Legg inn dei nye verdiane for skjærstyrke i modellen og kjør modellen på nytt. Registrer maksimal total deformasjon.

Steg 3: Repeter steg 2, ved å systematisk auka  $f$  inntil FE modellen ikkje er konvergent med den numeriske løysinga, det vil seie at ein fortset å redusere materialstyrken (SRF) til skråninga kollapsar. Den kritiske SRF verdien er då sikkerheitsfaktoren,  $F$ .

SSR metoden er hovudsakleg tiltenkt analysar der ein nyttar Mohr-Coulomb sitt brotkriterium for materialet i modellen, og dette kan ifølgje Hammah et al. (2005) resultere i at færre nyttar metoden. Det generaliserte og ikkje lineære Hoek –Brown kriteriet er det mest brukte for bergmasse, og Hammah et al. (2005) samt nokre andre har publisert eit rammeverk for SSR-analyse med H-B kriteriet. Mohr-Coulomb- og Hoek-Brown brotkriterium vert nærare omtala i kapittel 6.2.

SSR metoden har fleire styrkar overfor andre metodar og Hammah et al. (2007) og Wyllie og Mah (2004) nemnar spesielt det at ein ikkje treng å anta ein brotmekanisme eller spesifisere geometrien til glideplanet på førehand, desse tilhøva avdekkar metoden automatisk. I tillegg tilfredsstillar metoden translasjons- og rotasjonslikevekt for blokkene i modellen, der til dømes tradisjonell likevektsberekning ikkje tilfredsstillar likevekt. Dette fører ifølgje Wyllie og Mah (2004) til at SSR metoden bestemmer ein sikkerheitsfaktor som er litt mindre eller lik sikkerheitsfaktoren ein bestemmer ved ein tradisjonell likevektsberekning.

Det som medverkar til å hindre at fleire nyttar metoden er at den er mindre kjent enn andre metodar og at den krev meir informasjon om materialet i modellen. For å oppnå eit valid resultat treng ein erfaring med liknande modellar og modelleringstida kan vere tidkrevjande. Til støtte for den numeriske modelleringa i oppgåva, har vore rettleiar Bjørn Nilsen (NTNU) og Nghia Quoc Trinh (SINTEF), som begge har erfaring med FEM.

#### **4.1.4. FEM-SSR analyse med Phase2**

For den numeriske modelleringa av Åknes, vert analyseprogrammet Phase2 versjon 8.0 frå Rocscience nytta. I tillegg til å vera eit godt analyseverktøy for ulike ingeniørgeologiske problemstillingar, er forfattaren også kjent med programmet Phase2, ettersom programmet vart nytta under faget TGB4260 Numerisk Analyse for Bergteknikk ved NTNU hausten 2012.

Phase2 er eit 2D elastisk-plastisk spenningsanalyseprogram som kan nyttast i til design av bergsikring, til skråningsstabilitet med FEM, til analyse av grunnvass-strøyming og til probabilistisk analyse med sannsynsfordeling av inputparameter (Rocscience, 2014).

I programmet kan ein byggje og analysere komplekse fleirtrinns modellar, tilpassa den spesifikke ingeniørgeologiske problemstillinga. I denne oppgåva vert programmet nytta til å byggje ein 2D modell av profillinja B-B' (Fig. 7.1) og analysere skråningsstabiliteten ved hjelp av endeleg element (FE)- og SSR-analyse. I Phase2 er denne tilnærminga til skråningsanalyse fullt automatisert som eit alternativ, med bergmassestyrke knytt til anten Mohr-Coulomb- eller Hoek Brown brotkriterium (Rocscience, 2014).

Kapittel 6 forklarar vidare og detaljert korleis den numeriske modellen vart konstruert og analysert.



## 5. Resultat undersøkingar

### 5.1. Feltundersøkingar

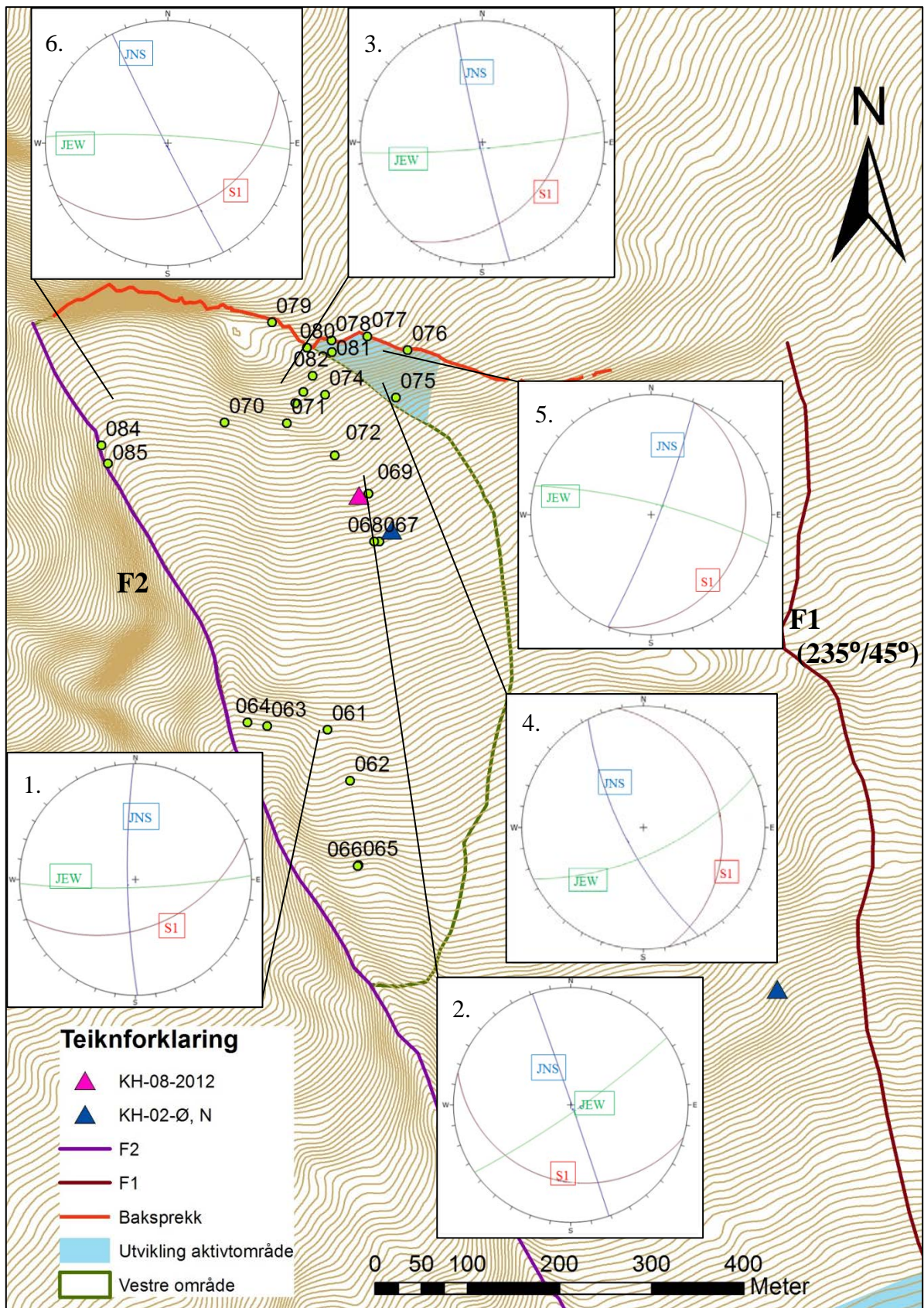
#### 5.1.1. Stereografisk projeksjon

Registrering av alle dei tre tidlegare nemnde hovudsprekkesetta ved Åknes vart gjennomført på dei lokalitetane der det var mogleg. Grunna vanskeleg og bratt terreng, vart det berre identifisert og registrert eitt eller to sprekkesett, ved nokre lokalitetar. Målet med registreringen var å vise korleis dei tre sprekkesetta opptrer ved ulike soner i skredområdet, og lokalitetane er derfor delt inn i seks seriar som representerer ulike soner i området. Figur 5.1 viser stereonett lokalisert på kart over området.

- Serie 1: Lokalitet 061-065, n= 61
- Serie 2: Lokalitet 067,068,069,072, n= 47
- Serie 3: Lokalitet 070,071,072,073,083, n= 49
- Serie 4: Lokalitet 074,075,082, n= 21
- Serie 5: Lokalitet 076-081, n= 72
- Serie 6: Lokalitet 084,085, n=35

Registreringane er presenterte i stereonett, Schmidt Net (Equal Area) med storsirkklar basert på polplott. Det vart definert eit vindaug for dei polane som forfattern tolka til å tilhøyra same sprekkesett. Storsirkelen i stereonetet er eit resultat av snittet av polane i kvart vindaug. For å gjera figur 5.1 mest mogleg oversiktleg vert kun storsirklane viste i stereonett på figur. Vedlegg 11.2.2 viser fullstendig stereonett med polplott og definerte vindaug. Data på fallretning og fall for forkasting, F1, samt lokalisering for F2, i figur 5.1 er henta frå Jaboyedoff et al. (2011). Forfattern har ikkje utført egne målingar på forkastingsstrukturane. Dei tre sprekkesetta er presentert ved:

- Rød, foliasjonsparallelt sprekkesett (S1)
- Blå, nord-sør sub-vertikale sprekkesett (JNS)
- Grøn, aust-vest sub-vertikale sprekkesett (JEW)



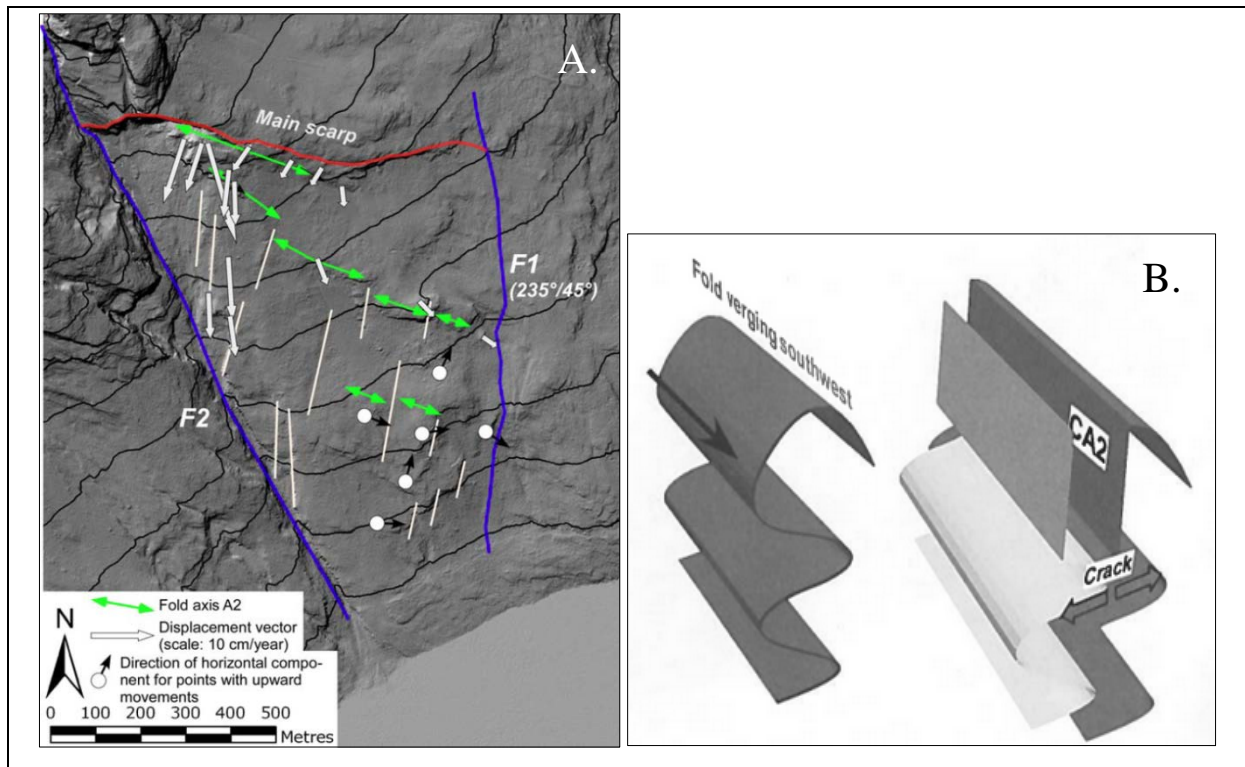
Figur 5.1. Stereonettplott integrert i kart, med dei to laterale forkastingane F1 og F2. Fargane på storsirklar i stereonett er representert ved raudt- S1, blå- JNS og grøn- JEW.

I alle seriar er det identifisert to subvertikale sprekkeseett, JNS og JEW (Fig. 5.1). JNS og JEW har forholdsvis konsekvent orientering ved alle lokalitetar, høvesvis nord-sør og aust-vest, og registrering av desse sprekkeseetta stemmer bra overeins med andre registreringar av tilsvarande sprekkeseett ved Åknes (Derron et al., 2005, Kveldsvik et al., 2006, Ganerød et al., 2008, Oppikofer et al., 2009, Jaboyedoff et al., 2011). Dei to sprekkeseetta JNS og JEW viser forholdsvis god kontinuitet i forhold til subvertikalt fall, mellom  $80^\circ$  og  $90^\circ$ .

For det foliasjonsparallelle sprekkeseettet (S1) er orienteringa av fallretninga i dei ulike seriane meir varierende, men fallvinkelen er forholdsvis lik, mellom  $25^\circ$  og  $40^\circ$ . Fallretning mot søraust er tydeleg i serie 1, 3, 5 og 6, noko også Ganerød et al. (2008) og Jaboyedoff et al. (2011) har registrert. Orienteringa av S1 presentert i serie 4 skil seg ut med ein markert austleg retning, noko også Ganerød et al. (2008) har registrert langs austre del av baksprekken (Fig. 5.1).

Registreringa av S1 i serie 4 viser endringar i S1 som ifølgje Jaboyedoff et al. (2011) er eit resultat av at S1 undulerer nedover i fjellsida i samband med foldingar, og dette kan forklare endringar i S1 over korte distansar. I serie 2 skil S1 seg og ut med sør-sørvestleg fallretning, og dette kan også vere med å underbygge at S1 er styrt av foldingar nedover i fjellsida. Dette skil seg likevel litt frå registreringar i same området av Ganerød et al. (2008) og Jaboyedoff et al. (2011) der dei registrerte ein meir sør sør-austleg fallretning. Retninga på forfattern sine målingar av S1 i serie 2 stemmer likevel godt med rørsleretninga registrert i borehol (Kap. 5.4.2).

På figur 5.2 viser Jaboyedoff et al. (2011) korleis foldar, med foldeakse (A2)  $120^\circ/20^\circ$ , dannar ryggar gjennom den ustabile fjellsida. Jaboyedoff et al. (2011) har ved desse ryggane registrert subvertikale og tette isoklinale folder, ettersom gneisen i området er utsett for fleire fasar av folding. Registreringen i serie 2 (Fig. 5.1) er truleg eit eksempel på ein foldeflanke, som har ført til ein endring av S1 og figur 5.2 A. viser at A2 førekjem hyppig nedover i fjellsida under baksprekken. Jaboyedoff et al. (2011) viser at i soner med A2 der orienteringa og fallet til S1 vert endra, oppstår det svakheiter i bergmassen som eit resultat av det subvertikale fallet til S1. Dette fører til at subvertikale ekstensjonssprekkar (CA2) vert danna parallelt med A2 (Fig. 5.2 B.). Strøket til A2 og CA2 er samanfallande med sprekkeseettet JEW, og registreringar av JEW i figur 5.1 kan i fleire tilfelle vere eksempel på CA2. Jaboyedoff et al. (2011) tolkar JEW til å vere anten nye utvikla ekstensjonssprekkar (CA2) eller eksisterande sprekkar som fungerer som ekstensjonssprekkar.



**Figur 5.2.A. Oversikt som viser målt rørsele, sprekkesettet JNS (kvite linjer) og lokalisering av tolka foldeaksar A2. B. Ekstensjonssprekkar (CA2) i soner med subvertikal S1. (Jaboyedoff et al., 2011).**

Avstanden mellom A2 i fjellsida er forholdsvis regelmessig, og Jaboyedoff et al. (2011) anslår at bølgjelengda til foldene er ~250 m. Utviklinga av ekstensjonssprekkar i soner med A2 gir med dette fleire trinndelte glideplan som delar fjellsida inn i fleire blokker. Denne trinndelte oppbygninga og endring av S1 over relativt små avstandar, meiner Jaboyedoff et al. (2011) viser at S1 aleine ikkje kan fungere som eit glideplan gjennom heile fjellsida. Ekstensjonssprekkar representert ved CA2 eller JEW avbryt S1 med jamne mellomrom. Jaboyedoff et al. (2011) foreslår at det ustabile området består av fleire blokker og at CA2 representerer baksprekken for blokka medan S1 representerer glideplanet. Denne prosessen kjem tydeleg til syne langs den vestre delen av hovudbaksprekken, og Jaboyedoff et al. (2011) meiner den også kan identifiserast gjennom fleire aust-vest orienterte skrentar lengre nede i den ustabile fjellsida.

Figur 5.2 A. viser også sprekkesettet JNS, som kvite linjer. Orienteringa på dette sprekkesettet varierer litt mellom nordnordøst-sørsvest, nord-sør og nordnordvest-sørøst, noko ein også kan sjå på resultatane i figur 5.1. I følgje Jaboyedoff et al. (2011) definerer JNS den vestre laterale områdeavgrensinga gjennom eit tett sprekkennettverk, og har gjort utrasing ned i

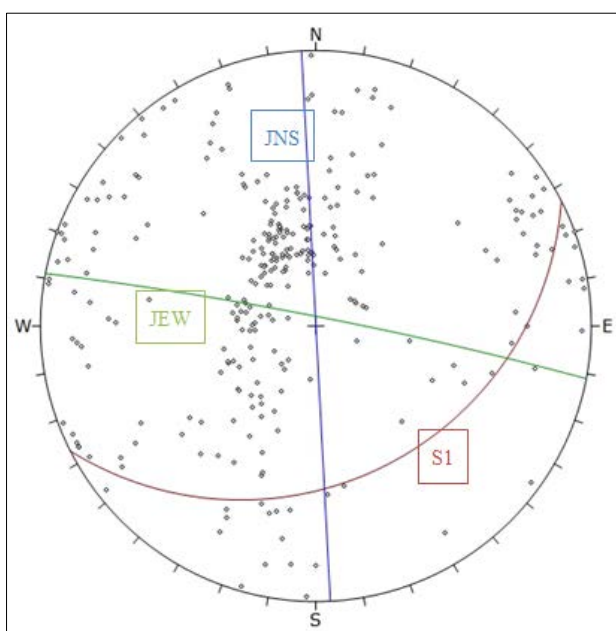


Åknesrenna mogleg, gjennom å dele opp det ustabile området i blokker. Tydelege eksempel på dette er skreda frå 1940 og 1960 (Fig. 1.2).

For å vise dei tre hovudsprekkesetta sine gjennomsnittlege orienteringar i bergmassen, vart alle målingar plotta i same stereonett (Fig. 5.3). Fall/fallretningar for sprekkesetta er vist i tabell 5-1, og samanlikna med andre undersøkingar (Kveldsvik et al., 2006, Ganerød et al., 2008, Oppikofer et al., 2009, Jaboyedoff et al., 2011), samsvarar orienteringane relativt bra. Ein detaljert analyse på sprekkar utført ved Rundefjellet, 2.5 km vest for Åknes, viser forholdsvis like fallvinklar for sprekkesett tilsvarende S1 og JEW (Oppikofer et al., 2011). Denne analysen er samanliknbar ettersom dei geologiske og geomorfologiske forholda er svært like, og denne analysen vart i utgangspunktet utført for å få meir informasjon rundt Åknes. Desse data vert og nytta for å uttrykke orienteringa til sprekkesetta i den numeriske analysen.

**Tabell 5-1. Oversikt over gjennomsnittleg orientering for hovudsprekkesetta.**

|                         | S1                                | JNS                               | JEW                               |
|-------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| <b>Fall/fallretning</b> | 31 <sup>0</sup> /153 <sup>0</sup> | 90 <sup>0</sup> /267 <sup>0</sup> | 86 <sup>0</sup> /011 <sup>0</sup> |



**Figur 5.3. Oversikt over alle strukturmålingar frå feltarbeid, n=284.**

### 5.1.2. Eigenskapar for diskontinuitetar

Tabell 5-2 presenterer snittet av dei 10 høgste Schmidhammermålingane ved kvar lokalitet, for r og R, og viser forholdsvis stor variasjon mellom lokalitetene. Ved 3 lokaliteter, 065, 070

og 077 er referanseplanverdiane lågare enn verdien på det foliasjonsparallelle planet. Dette representerer ei feilkilde ettersom styrken, teoretisk sett, skal vere større på eit plan som ikkje er utsett for forvitring. Ei årsak til denne feilmålinga kan vere at det ein tolka som eit referanseplan likevel ikkje var ferskt og at det hadde vore utsett for forvitring. Desse 3 lokalitetane vert derfor utelukka i utrekninga av den gjennomsnittlege JCS-verdien (Tab. 5-2). Schmidthammermålingane er konverterte til JCS-verdiar ved hjelp av figur i vedlegg 11.1.1, og tyngdetettleik brukt ved konvertering var  $27 \text{ KN/m}^3$ . Målingane er med å underbygge at styrken er større på eit plan som ikkje er utsett for forvitring.

Vidare viser tabell 5-2 også konverterte amplitudemålingar til JRC-verdiar i forhold til figur i vedlegg 11.1.2. JRC-verdiane for dei lokalitetane som er utelatt frå berekninga av JCS-snittet, er inkludert i JRC-snittet. Det er ikkje målt amplitude for alle lengder, ettersom det berre vart målt med kortare lengd på målestaven der anna ikkje var mogleg. JRC-verdiane er høge ved lokalitet 079 og 081. Noko av årsaka til at desse verdiane er høge kan vere at både lokalitet 079 og 081 ligg i den aktive graben (Fig. 1.2). Grunna mykje rørsle er blotningar i dette området er markert meir oppknust, og det kan difor vere vanskeleg å få gode målingar.

**Tabell 5-2. JCS- og JRC verdiar ved kvar lokalitet.**

| Lokalitet           | r     | JCS (r)<br>MPa | R     | JCS (R)<br>MPa | JRC   |       |       |
|---------------------|-------|----------------|-------|----------------|-------|-------|-------|
|                     |       |                |       |                | 0.2 m | 0.5 m | 1.0 m |
| 063                 | 36.4  | 74             | 36.5  | 75             |       | 3.5   | 9.3   |
| 064                 | 24.9  | 40             | 29.3  | 50             |       | 5.66  | 6.58  |
| 065*                | 30.3  | -              | 23.4  | -              |       | 7.16  | 6.78  |
| 069                 | 28.1  | 48             | 40.4  | 94             | 3.6   | 4.12  | 3.3   |
| 070*                | 38.2  | -              | 31.5  | -              | 9.5   | 9.4   | 10.82 |
| 073                 | 31.4  | 58             | 38.3  | 82             | 7.5   | 7.78  |       |
| 076                 | 37    | 78             | 48.4  | 140            | 10.2  |       |       |
| 077*                | 42.1  | -              | 40.7  | -              | 10.4  |       |       |
| 078                 | 36.1  | 73             | 39.7  | 89             |       | 7.46  | 12    |
| 079                 | 26    | 43             | 40.3  | 93             |       | 17.2  |       |
| 081                 | 24.4  | 39             | 40.8  | 93             | 17.2  |       |       |
| 083                 | 39    | 87             | 51.5  | 170            | 11    | 15.33 | 11.6  |
| 084                 | 38.3  | 83             | 49.4  | 155            | 4     | 4.87  | 5.75  |
| 085                 | 23.1  | 37             | 48.9  | 145            |       | 7.43  | 8.22  |
| <b>Gjennomsnitt</b> | 32.52 | 60             | 39.93 | 107.81         | 9.17  | 8.17  | 8.26  |

\* r-verdi større enn R-verdi, ikkje konvertert til JCS

JCS-verdiane i tabell 5-2 er betydeleg lågare i forhold til målingar gjort av Kveldsvik et al. (2008), som viser at gjennomsnittleg JCS målt på foliasjonssprekkar er 133 MPa og på referanseplanet er gjennomsnittleg JCS=183 MPa. Grøneng et al. (2009) har ved hjelp av målingar på 21 lokalitetar ved Åknes, bestemt  $r=45$  og  $R=55$ , noko som også gir høgre JCS-verdiar enn kva resultatet i tabell 5-2 viser.

JRC målingar frå Kveldsvik et al. (2008), i fallretninga på foliasjonssprekkar, er vist i tabell 5-3. Data frå Kveldsvik et al. (2008) viser det same som data presentert i tabell 5-2, at JRC-verdien vert høgare når målelengda vert mindre. Dette forklarar Kveldsvik et al. (2008) med at diagrammet for estimering av JRC (Vedlegg 11.1.2) ikkje er heilt tilpassa måledata for Åknes, fordi amplituden på ruheiten for 1 m skala er mindre enn den burde vore i forhold kva den er for 0.25 m skala (Kveldsvik et al., 2008).

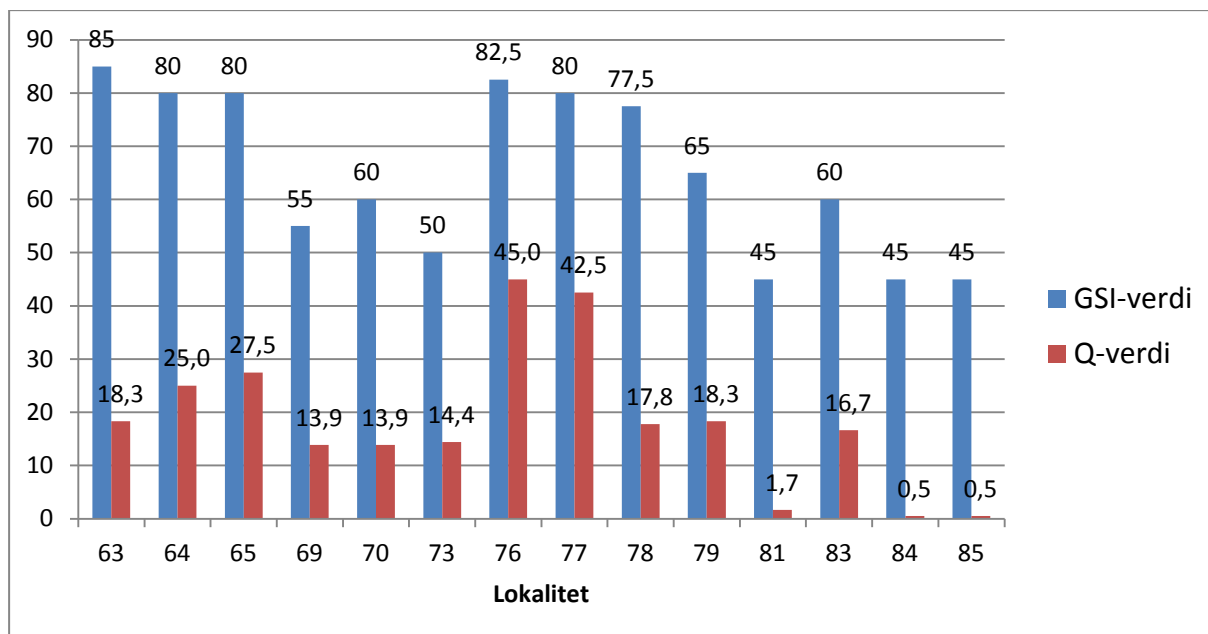
Undersøkingar på det foliasjonsparallelle sprekkeplanet av Grøneng et al. (2009) har gitt ein JRC gjennomsnittsverdi lik 8.5. Målingar vart då utført på 21 lokalitetar, der det for kvar lokalitet vart målt i tre retningar på sprekkeplanet, med 1 m profillengde. Verdiane presentert for 1 m skala i tabell 5-2, kan seiast å samsvara godt med målingar utført i 1 m skala (Tab. 5-3) av både Kveldsvik et al. (2008) og Grøneng et al. (2009). Også 0.2 m målingane i tabell 5-2 samsvarar bra med 0.25 m målingane til Kveldsvik et al. (2008).

**Tabell 5-3. Oversikt over JRC verdiar frå undersøkingar ved Åknes eller i nærleik til Åknes**

| <b>(Kveldsvik et al., 2008)</b>                               | <b>1 m skala</b> | <b>0.25 m skala</b> |
|---|------------------|---------------------|
| Foliasjonsparallelle sprekkar gj.snitt                        | 8.1              | 10.5                |
| Foliasjonsparallelle sprekkar 1960- skredet gj.snitt          | 7.9              | 8.6                 |
| <b>(Grøneng et al., 2009)</b>                                 |                  |                     |
| Gj.snitt JRC (målt i tre ulike retningar på foliasjonsplanet) | 8.5              |                     |

### 5.1.3. Bergmasseklassifisering

Ifølgje figur i vedlegg 11.1.4 og 11.1.6, vert bergmassen definert som dårlig (Poor), når GSI-verdien er mindre enn 45 (Hoek, 2007a) og når Q-verdien er mindre enn 4 (Barton et al., 1974). Samanliknar ein dette med resultatata i figur 5.4, kan ein sjå ein forholdsvis god korrelasjon mellom dei to metodane å klassifisere bergmasse på. Ein lokalitet, 73, skil seg kanskje litt ut med ein høg Q-verdi i forhold til låg GSI-verdi. Hoek (2007a) legg vekt på at det alltid er ein viss usikkerhet rundt validiteten i GSI vurderingane, ettersom det er ein deskriptiv og kvalitativ metode, der geologen sine eigne synspunkt kan influere resultatet i stor grad.



**Figur 5.4. GSI verdiar samanlikna med Q-verdiar for kvar lokalitet.**

Gjennomsnittsverdien frå alle lokalitetane viser at ein kan definere bergmassekvaliteten ved Åknes som god (Tab. 5-4). Grøneng et al. (2010) viser ein GSI på 62 i bergmasse definert som oppsprokke. Denne verdien var basert på vurdering av fleire blotningar over heile det ustabile området.

**Tabell 5-4. Gjennomsnitt verdi GSI og Q ved alle undersøkingslokalitetar.**

|  | GSI | Q-verdi |
|--|-----|---------|
| <b>Gj. snittverdi alle lokalitetar</b> | 65  | 18.28   |

## 5.2. Boreholsdata

Logging av borehol, med kjernelogging, og undersøkingar i forbindelse med televiver, gir god informasjon om tilhøva i nærleik av boreholet. Boreholsdata vert presentert generelt for heile boreholet, KH-08-2012, og meir detaljert for dei sonene der det er registrert rørsle frå DMS instrumenteringa. DMS instrumenteringa er presentert i kapittel 5.4.2.

Boreholsdata frå dei andre borehola, KH-02-Ø, KH-02-M og KH-02-N er presentert i NGU rapport (NGU, 2007b).

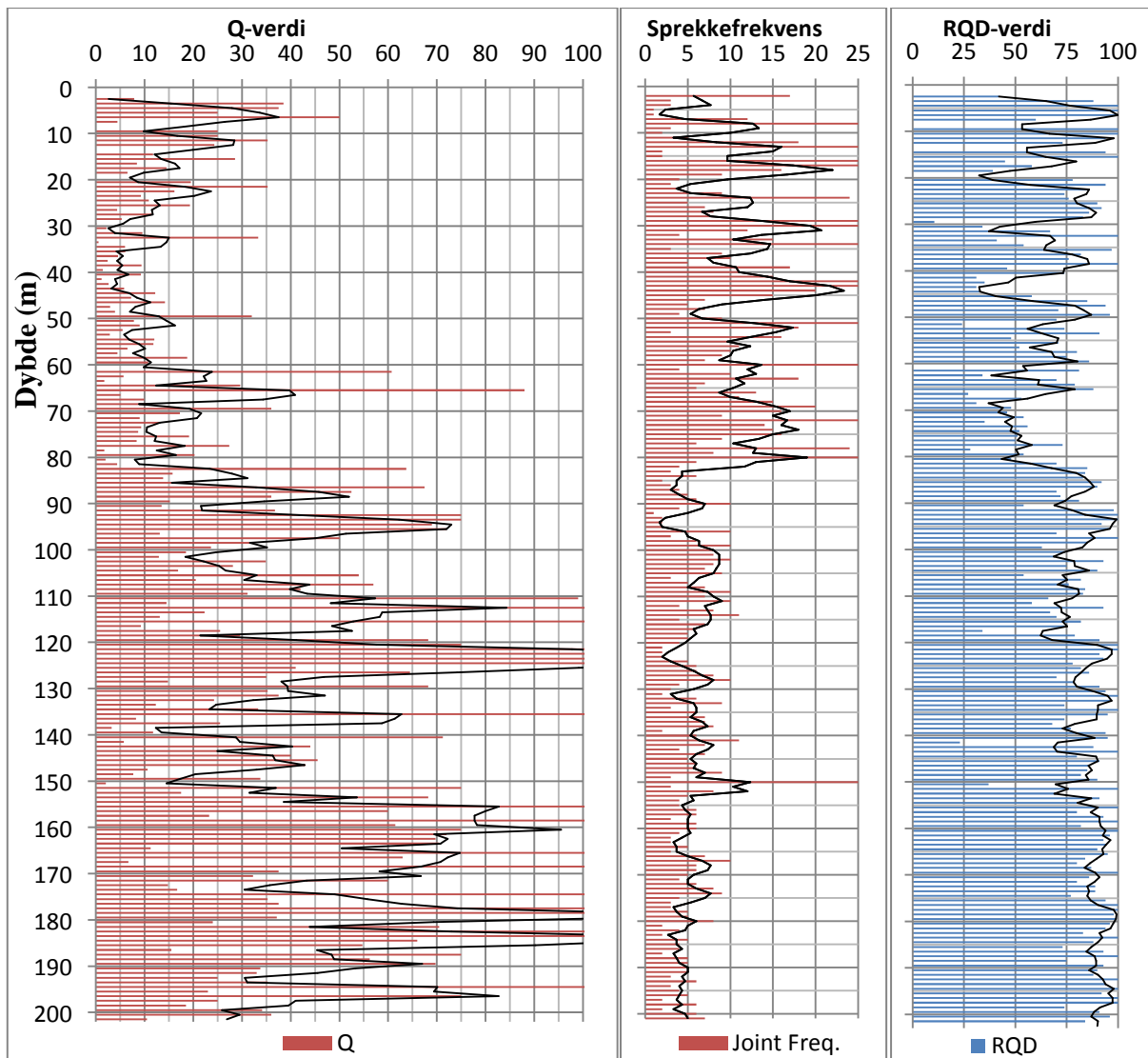
### 5.2.1. Kjernelogging

Kjernelogginga vart gjennomført i lokala til ÅTB på Stranda, i samarbeid med Guri Venvik Ganerød frå NGU, i tidsrommet 12-13 mars 2013. Fokuset for logginga var å registrere

ingeniørgeologiske parametrar for å kunne berekne ein Q-verdi, men også identifisere sprekkesoner og sprekkeintensitet langs borkjerna. Kjernelogginga er presentert i NGU rapport (Ganerød, 2013) og, heile kjerneloggen frå forfattaren er presentert i vedlegg 11.2.3.

Oversikt over heile borkjerna (Fig. 5.5) viser at det er bra samsvar mellom Q-verdi, sprekkfrekvens og RQD. Generelt sett ut frå trendlinjene, som viser gjennomsnittleg verdi for kvar tredje meter, er det eit skilje for alle diagramma rundt ~80 meter. Sprekkfrekvensen er i fleire lengder av borkjerna over 20 sprekkar/m og opp mot 25 sprekkar/m ned til ~80 meter, medan med aukande djup utover dette er sprekkfrekvensen markert mindre og sjeldan over 10 sprekkar/m. RQD diagrammet kan også antyda ein endring på rundt 70-80 m, noko som er naturleg ettersom låg RQD verdi symboliserer svært oppsprokke fjell.

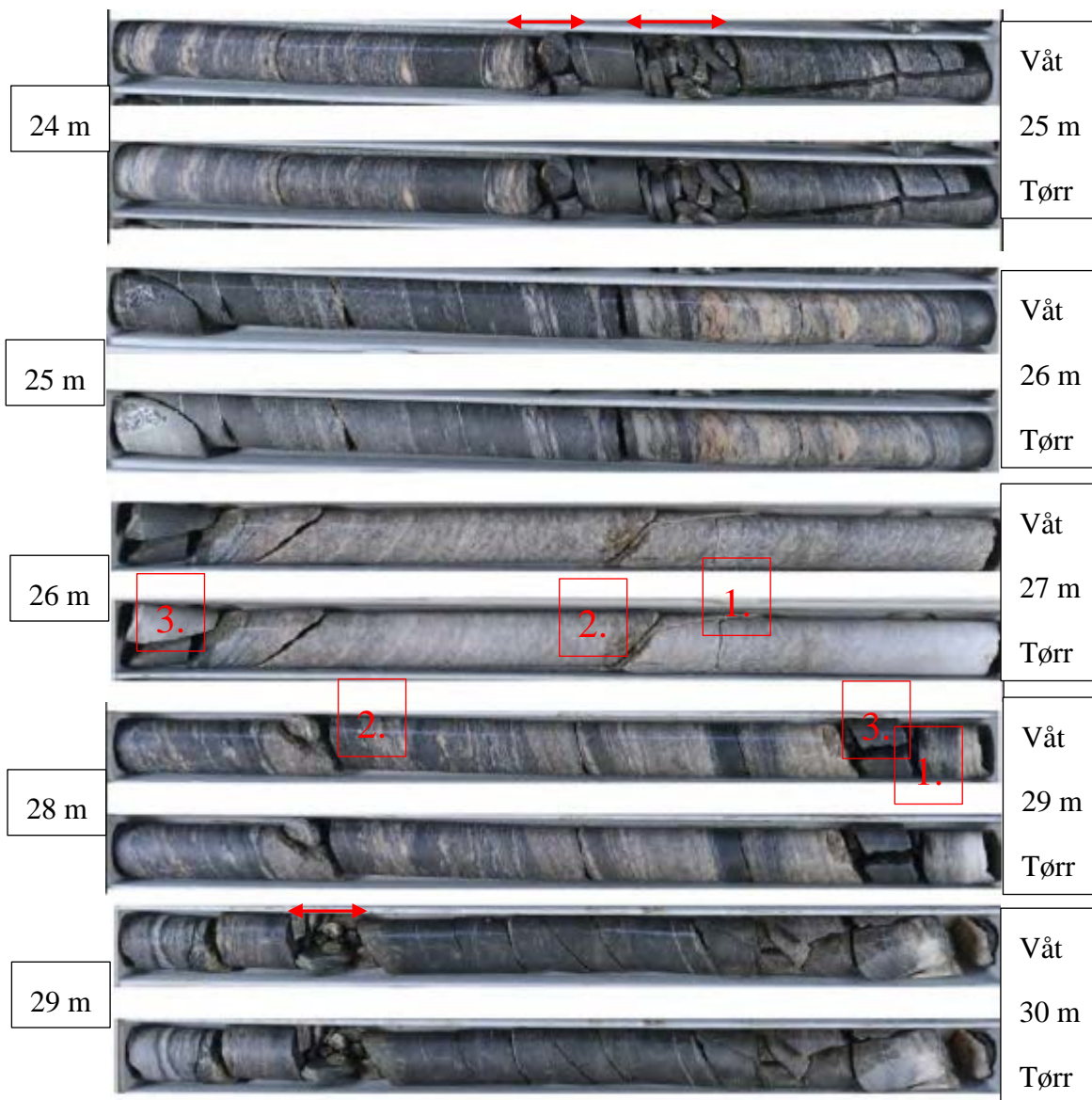
Q-verdien er ikkje basert på sprekkfrekvens, men på RQD og fleire andre parametrar som beskriv fjellkvaliteten. Barton et al. (1974) definerer bergmasse med ein Q-verdi på over 100 som ekstremt god kvalitet, medan Q-verdi under 4 som dårleg og Q-verdi under 1 som svært dårleg. På grunnlag av dette viser Q-verdi diagrammet (Fig. 5.5) verdiar under 100, ettersom verdiar over 100 kun gjeld for få kjernelengder. Diagrammet viser at ned til 80 m djupn finn ein svært få kjernelengder med Q-verdi over 40, og for mange av kjernelengdene ligg Q-verdien jamvel under 10. Dette er med å støtte indikasjonane ein ser frå sprekkfrekvens- og RQD-diagramma, som viser at bergmassekvaliteten generelt sett er dårlegare dei øvste 80 m i boreholet.



**Figur 5.5. Q-verdi, sprekkefrekvens og RQD i forhold til djupn i borehol KH-08-2012.**

Overvaking av rørsle i boreholet gjennom DMS instrumentering, har avdekket fleire soner der ein tydeleg registrerer rørsle (Tab. 5-16). Tabell 5-5 viser kjerneloggen for desse sonene i detalj. Kjernelengde 60-61 er også inkludert på grunn av leirsone på 60.77 m.

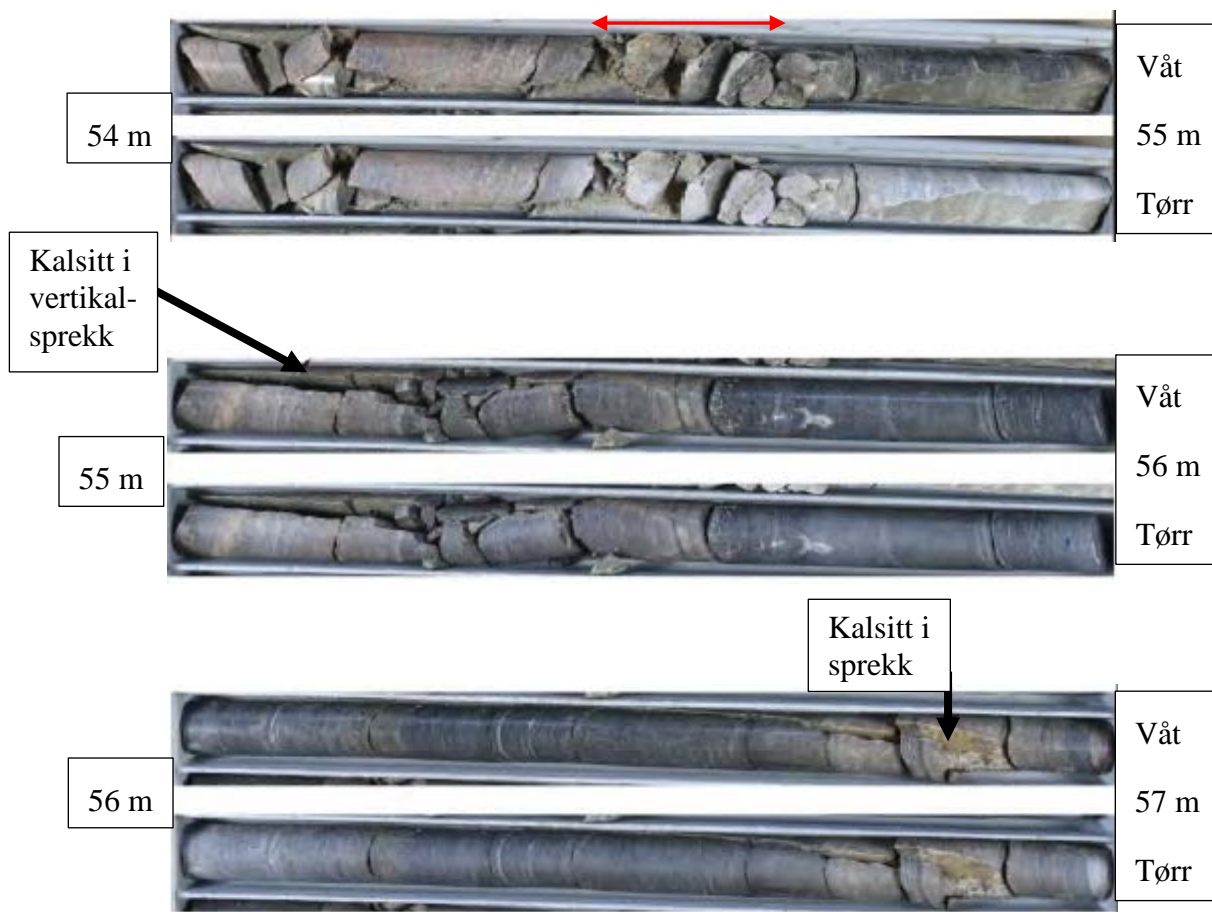
Kjernelengda frå 24-27 m er generelt god, med unntak av frå 26-27 m der Q verdien er markant lågare. Grunnen til dette er at det for denne lengda er registrert 3 sprekkesett (1. horisontalt, 2. foliasjonsparallelt, 3. vertikalt, Fig. 5.6) i staden for 2 slik som frå 24-26 m, og dette påverkar Q-verdien i stor grad. Oversikt over Q-parameterverdier i vedlegg 11.1.3.



**Figur 5.6. Borkjerner frå 24-27 m og frå 28-30 m (Ganerød, 2013). Kvar kjernelengd er vist eit vått (øvt) eksemplar og eit tørt (nedst) eksemplar. Tal viser sprekksett (1. horisontalt, 2. foliasjonsparellt, 3. vertikalt) og raude piler viser knust kjerne (Tab. 5-5).**

Frå 28-30 m ser ein også at det er 3 sprekksett, for kvar kjernelengd, men også svært låg RQD-verdi for kjernelengde 29-30 m. Kjernelengde 29-30 m har spesielt låg Q verdi, 0.117, og høg sprekkfrekvens, 25 sprekkar/m. I tillegg er det opne sprekkar utan bergkontakt, og med sprekkemateriale på sprekkplanane. Dette gir ein svært høg  $J_a$ -verdi, som trekk ned Q-verdien ytterlegare. Borkjerna er knust mellom 29.19-29.27m, og dette er med på å underbygge rørsle i denne lengda.

Q-verdien for kjernane mellom 54-57 m viser at bergmassekvaliteten er frå nokolunde god til god. Ei tynn fylling av sprekkemateriale i sprekkar mellom 56-57 m gir høgare  $J_a$ -verdi, og dermed lågare Q-verdi.

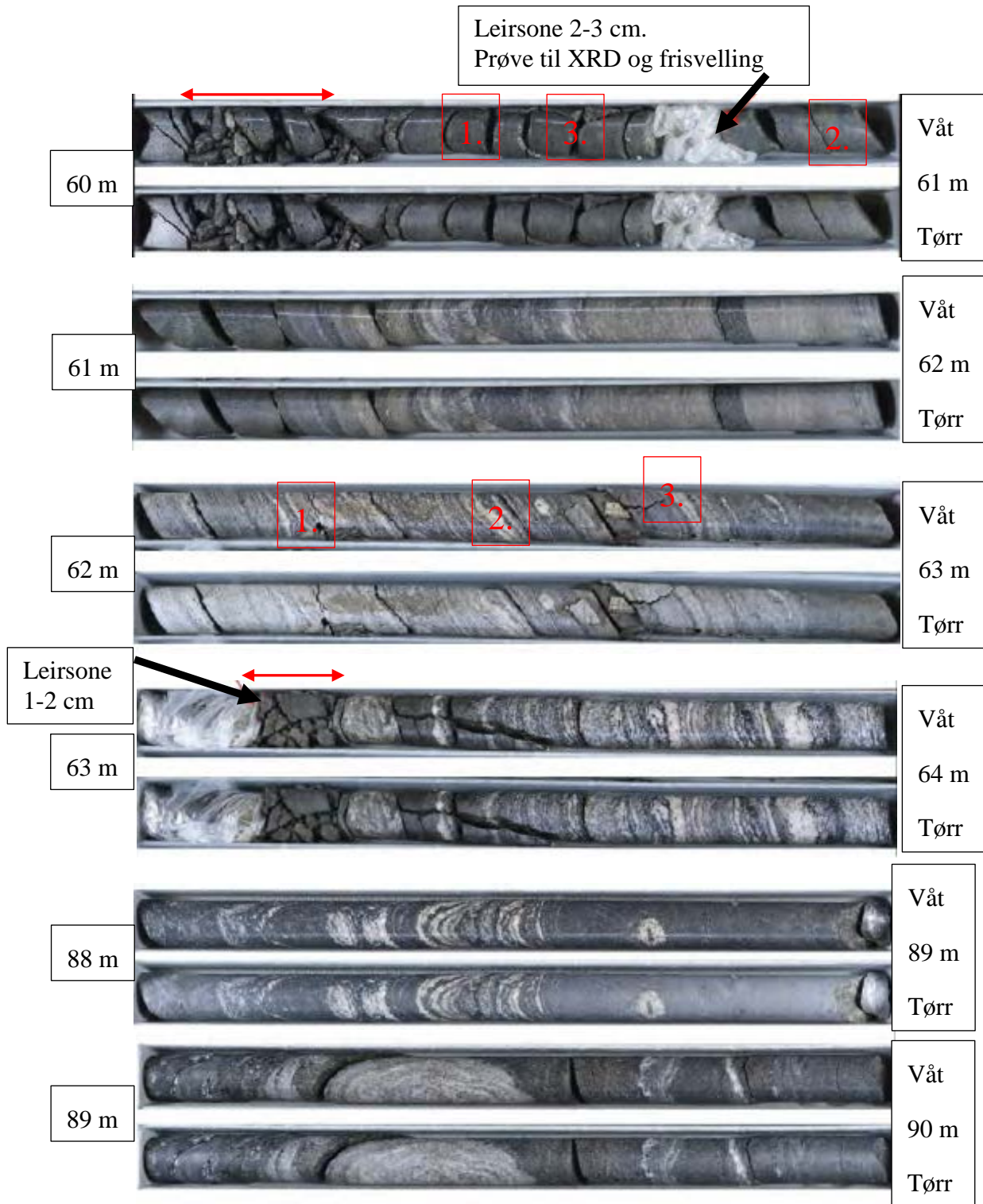


**Figur 5.7. Borkjerner frå 54-57 m (Ganerød, 2013). Kvar kjernelengd er vist eit vått (øvt) eksemplar og eit tørt (nedst) eksemplar. Raude piler viser knust kjerne (Tab. 5-5).**

Kjernelengda frå 60-61 m er svært oppsprokke og har ein RQD-verdi lik null. Dette fører også til at Q-verdien er lik null (Likning 3.1), og bergmassekvaliteten i denne lengda kan beskrivast som svært dårleg. I tillegg til at ein kan finne 3 sprekkesett i kjernelengda, inneheld lengda også 23 cm med knust kjernemateriale som kan antyde rørsle og glideplan. Ytterlegare bevis på mogleg rørsle er leirsona på ~60.77 m. Leira i denne sona vart også nytta for analyse i forbindelse med XRD og frisvelling (Kap. 5.3.3 og 5.3.4). Mellom 62-63 m er sprekkfrekvensen moderat, men identifisering av 3 sprekkesett, og lav RQD, reduserer Q-verdien for kjernelengda betydeleg.

Lav Q-verdi for lengda mellom 63-64 m er hovudsakleg knytt til leirsona på 1-2 cm, men også til ei 11 cm knusingssone i forbindelse med leirsona.





**Figur 5.8. Borkjerner frå 60-64 m og 88-90 m (Ganerød, 2013). Kvar kjernelengd er vist eit vått (øvt) eksemplar og eit tørt (nedst) eksemplar. Tal viser sprekkesett (1. horisontalt, 2. foliasjonsparellt, 3. vertikalt) og raude piler viser knust kjerne (Tab. 5-5).**

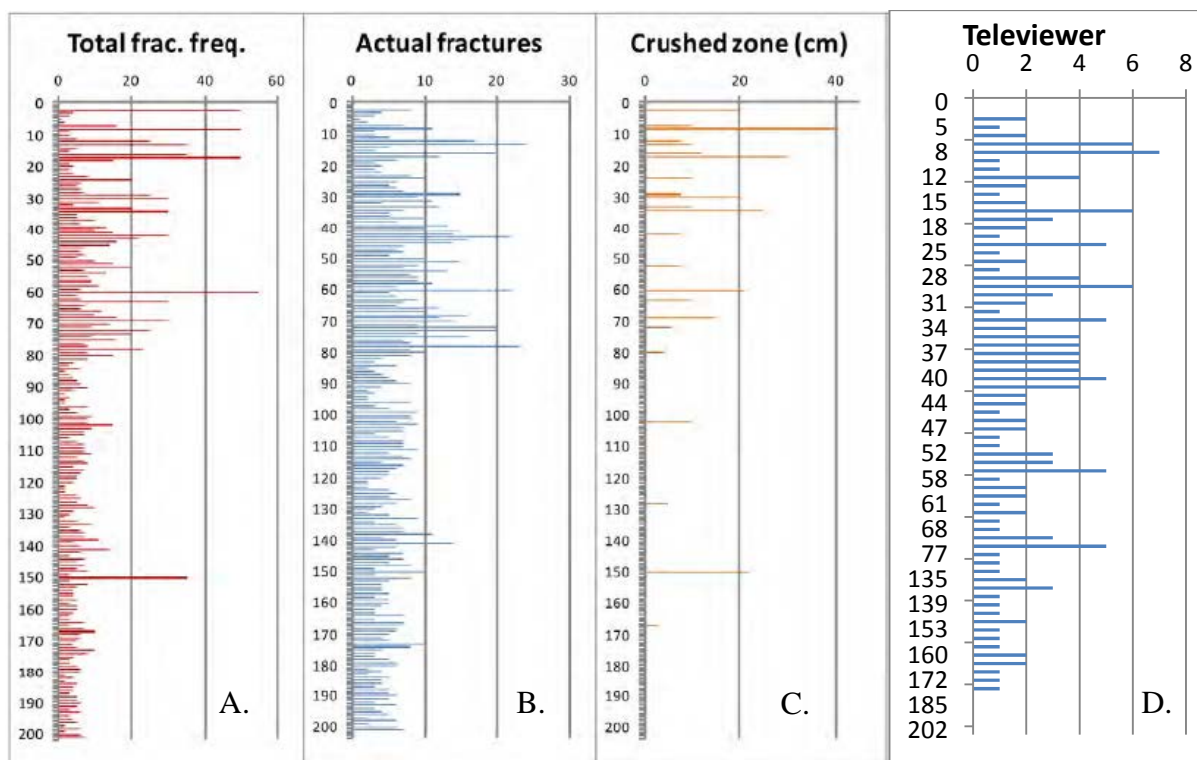
Borkjerna mellom 88-90 meter er av generelt god kvalitet, med høg Q-verdi. Lengda har låg sprekkfrekvens, høg RQD-verdi, og kun eitt til to sprekkesett.

**Tabell 5-5. Kjernelogg over soner som registrerer rørsle gjennom DMS instrumentering.**

| Dybde     |    | RQD  | J <sub>n</sub> | J <sub>r</sub> | J <sub>a</sub> | J <sub>w</sub> | SRF | Q    | Sprekke<br>frekv. | Knust<br>kjerne (cm) | Kommentarer     |
|-----------|----|------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----|------|-------------------|----------------------|-----------------|
| <b>24</b> | 25 | 76   | 4              | 2              | 3.5            | 1              | 1   | 10.8 | 24                | 47-53, 63-73         |                 |
| <b>25</b> | 26 | 90   | 4              | 3              | 3.5            | 1              | 1   | 19.2 | 5                 |                      |                 |
|           |    |      |                |                |                |                |     | 9    |                   |                      |                 |
| <b>26</b> | 27 | 92   | 9              | 1.5            | 3.5            | 1              | 1   | 4.38 | 7                 |                      | Vertikal sprekk |
| <b>28</b> | 29 | 83   | 9              | 2              | 3.5            | 1              | 1   | 5.27 | 8                 |                      |                 |
| <b>29</b> | 30 | 10.5 | 9              | 1              | 10             | 1              | 1   | 0.11 | 25                | 19-27                |                 |
| <b>54</b> | 55 | 48   | 4              | 3              | 3              | 1              | 1   | 12   | 16                | 45-65                |                 |
| <b>55</b> | 56 | 71   | 4              | 2              | 3              | 1              | 1   | 11.8 | 10                |                      |                 |
| <b>56</b> | 57 | 52   | 4              | 2              | 4              | 1              | 1   | 6.5  | 11                |                      |                 |
| <b>60</b> | 61 | 0    | 9              | 1              | 13             | 1              | 1   | 0    | 25                | 7-30                 | Leirsone 3cm    |
| <b>61</b> | 62 | 81   | 2              | 3              | 2              | 1              | 1   | 60.7 | 4                 |                      |                 |
| <b>62</b> | 63 | 34   | 9              | 3              | 2              | 1              | 1   | 5.66 | 10                |                      | Vertikal sprekk |
| <b>63</b> | 64 | 70   | 4              | 1              | 10             | 1              | 1   | 1.75 | 18                | 16-27                | Leirsone 2cm    |
| <b>88</b> | 89 | 72   | 2              | 3              | 3              | 1              | 1   | 36   | 5                 |                      | Foldingar       |
| <b>89</b> | 90 | 81   | 4              | 3              | 4              | 1              | 1   | 15.1 | 6                 |                      | Foldingar       |

Registreiring av sprekkfrekvens i ein borkjerne, kan gi noko misvisande inntrykk av talet sprekkar/m. Utgangspunktet for kjernelogging er ein skjønsmessig vurdering av borkjerna av geologen som utfører logginga, og det er derfor vanleg at fleire sprekkar enn det som faktisk er tilfellet vert registrert. Årsaker til dette er at boreinduserte sprekkar er vanleg, samt at når borkjerna tas opp og fordeles i kjerne-kasser, kan nye sprekkar oppstå som eit resultat av behandlinga av borkjernane. Det er ofte vanskeleg å skilje «nye» sprekkar frå eldre og faktiske sprekkar, og i tillegg er det vanskeleg å gi eit eksakt sprekketal for knusingssoner i borkjerna.

Televiewer logging (Kap. 5.2.2) er derfor eit nyttig verkemiddel for å samanlikne registrert sprekkfrekvens under kjernelogging, med sprekkfrekvens registrert under televiewer logging. Figur 5.9 viser ein samanlikning av sprekkfrekvens frå borkjernelogging og televiewer logging. Samanlikninga viser at det er betydeleg fleire registrerte sprekkar i borkjerneloggen enn det er registrert på televiewer. Det er jamvel også sprekkar som er vanskeleg å registrera på televiewer, og det gjeld spesielt svært tynne sprekkar og foliasjonsparallelle sprekkar. Dette fører til at sprekkfrekvensen frå televiewer blir endå lågare.



**Figur 5.9. Samanlikning av sprekkefrekvens/meter registrert under kjernelogging, og frå televiwer logging. A. viser total sprekkefrekvens/m for kjernelogging som inkluderer, B. faktiske sprekkar og C. knust kjerne (Ganerød, 2013). D. viser registrert sprekkefrekvens/m logga frå televiwer, data henta frå NGU (2013).**

### 5.2.2. Televiwer

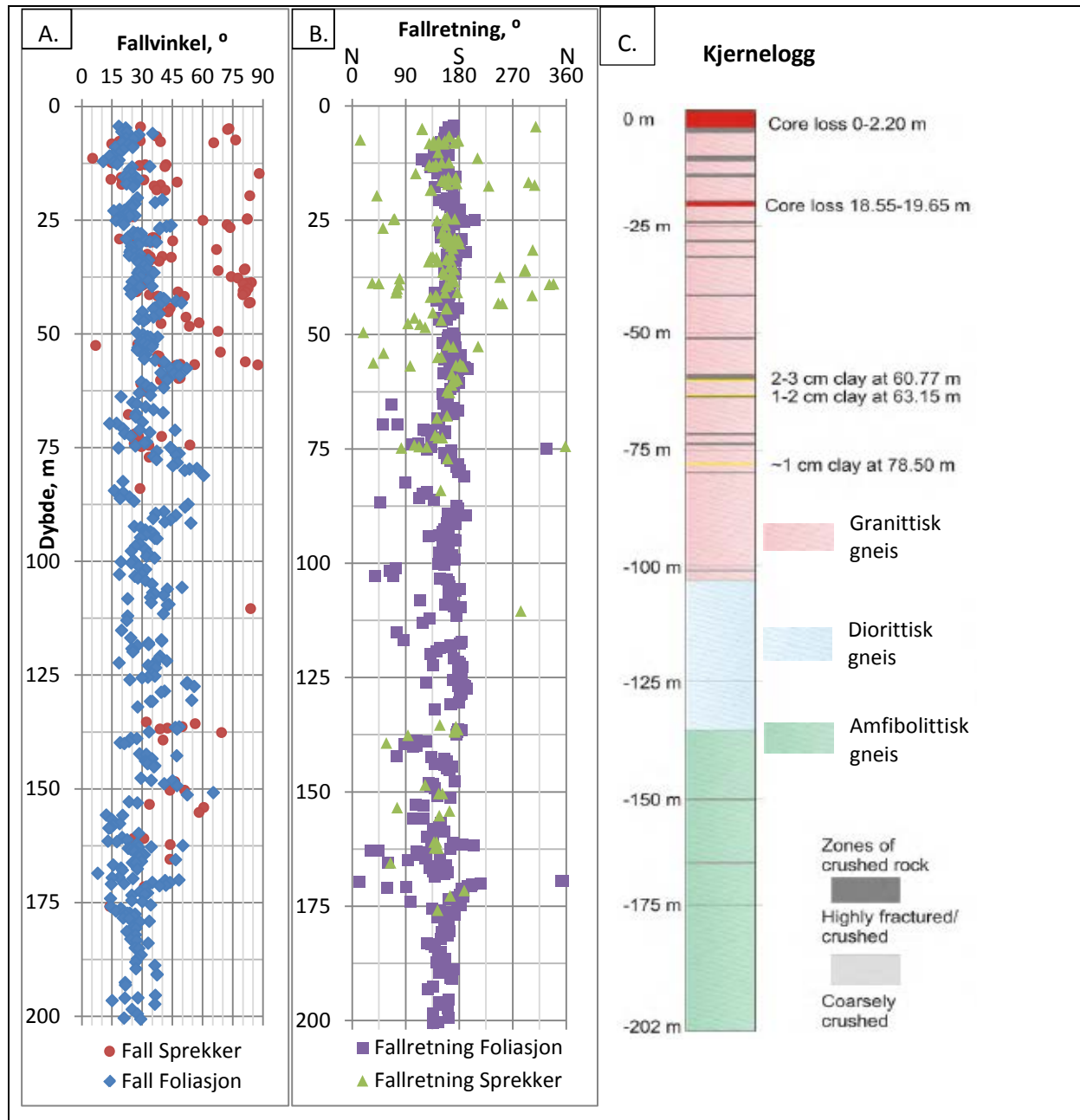
Televiwer gir eit unikt bilde av in situ forhold i boreholet, dette gir meir informasjon om faktiske sprekkar, sprekketilhøva i sonene, og kan hjelpa og lokalisera rørsla til ein spesifikk sprekke, eller til ei lengre knusingssone.

Figur 5.10 viser fall og fallretning registrert for sprekkar og foliasjon i televiwer logg (NGU, 2013), samt ein litologisk logg av boreholet (Ganerød, 2013). Registrering av foliasjonen viser ein forholdsvis konsekvent fallretning, mellom  $135^{\circ}$  og  $180^{\circ}$ , gjennom heile boreholet. Fallvinkelen til foliasjonen varierer frå  $10^{\circ}$  til  $65^{\circ}$ , med hovudtyngda av registreringar rundt  $30^{\circ}$ , gjennom boreholet. I øvre del av boreholet, ned mot  $\sim 60$  m, kan ein identifisere ein trend der fallvinkelen aukar gradvis mot djupet.

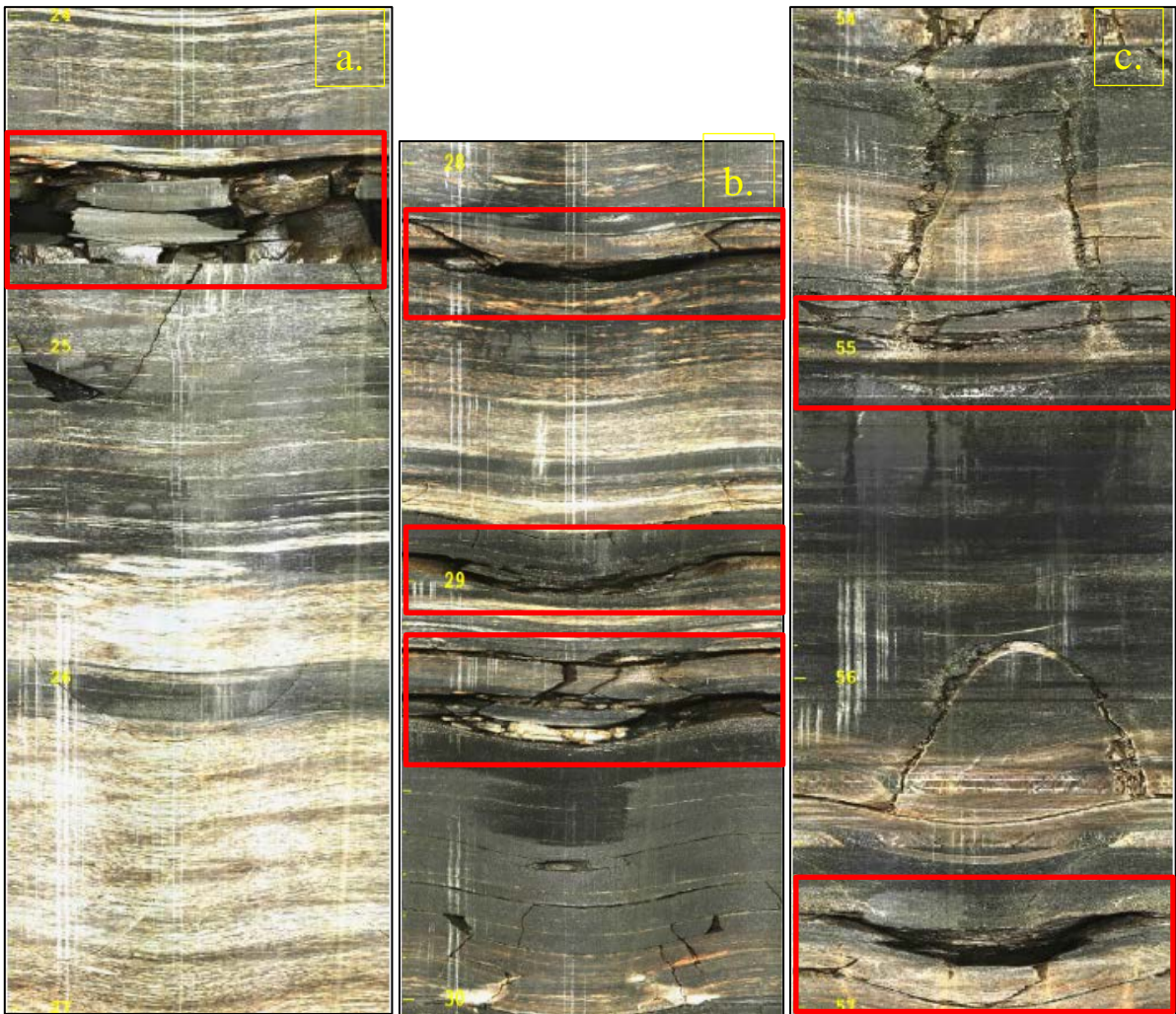
Registrering av sprekkar viser at det oppsprokke området truleg er avgrensa ved  $\sim 75$  m, ettersom talet registrerte sprekkar er betydeleg lågare under  $\sim 75$  m. Ein kan også identifisere ei sone på mellom  $\sim 130$  m til  $\sim 160$  m med større oppsprekking enn resten av boreholet under  $\sim 75$  m. Fallvinkelen på registrerte sprekkar varierer mellom subhorisontalt, foliasjonsparallelt

til subvertikalt, og støtter såleis registreringar frå borkjerna (Fig. 5.6 og 5.8) og registreringar i felt (Fig. 5.1). Fallretninga til registrerte sprekkar varierer også i stor grad.

Det kan sjå ut som om den diorittiske gneisen har større materialstyrke enn dei andre bergartane, ettersom det er registrert lite sprekkar i denne bergmassen. Det er likevel nokre feilkjelder knytt til dette, som at det er vanskeleg å oppdage alle sprekkar på televiwer, samt at borkjerne logginga registrerer sprekkar i den diorittiske gneisen (Fig. 5.5 og 5.9). Den nedste delen av den granittiske gneisen inneheld også lite registrerte sprekkar.



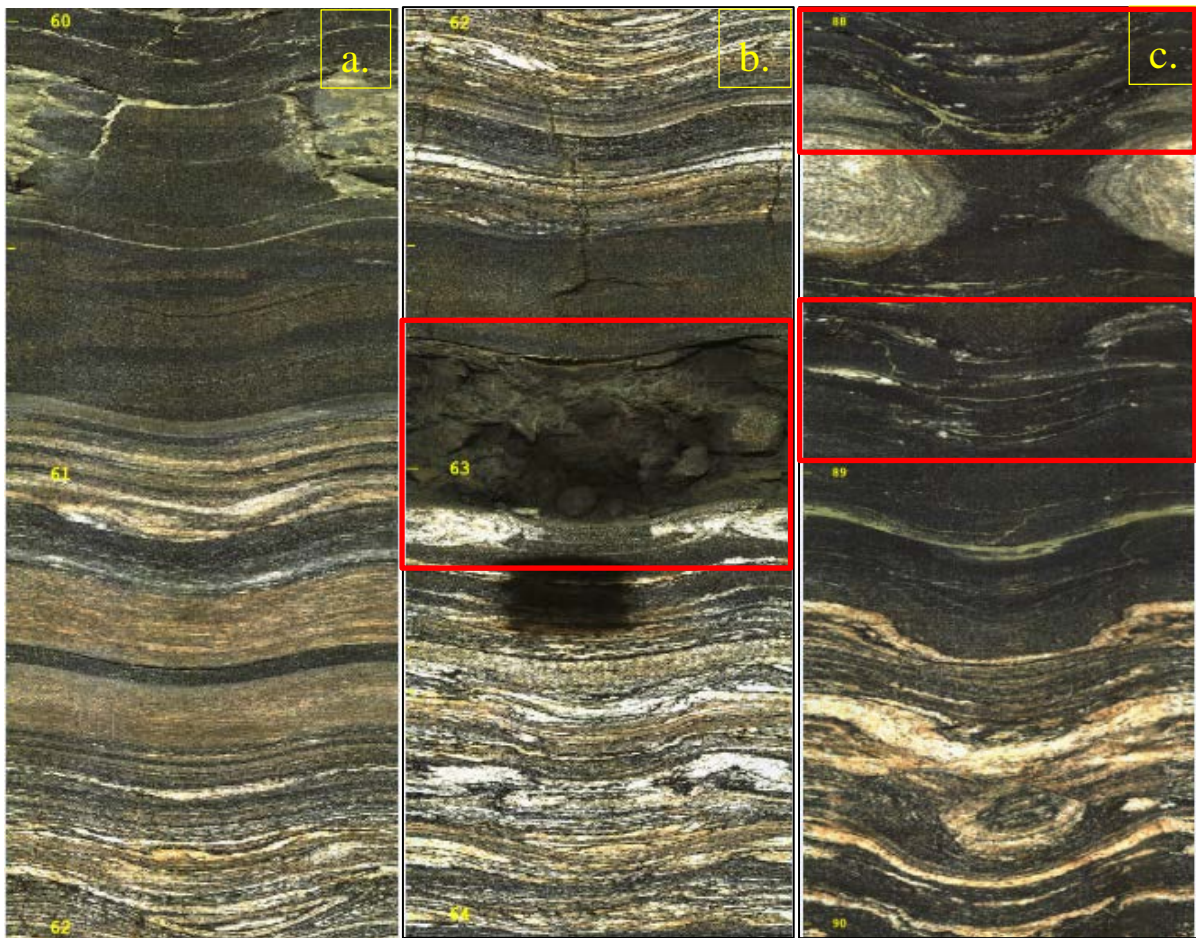
**Figur 5.10. A. Fallvinkel sprekkar og foliasjon, B. fallretning sprekkar og foliasjon og C. litologisk logg. Data for A. og B. er henta frå (NGU, 2013) og C. er modifisert frå (Ganerød, 2013).**



**Figur 5.11. Televiewer bilde frå borehol, a. 24-27 m b. 28-29 m og c. 54-57 m (ÅTB, 2012). Raud innramming syner soner som kan vera viktige for rørsler.**

Figur 5.11 og 5.12 viser sonene det er registrert rørsle med nærbilde frå televiewer, der strukturar som kan vere relevante for rørsle er markert med rødt innramming. I nokre soner er det enkelt å knyta rørsle til ein enkelt struktur, som til dømes mellom 24-27 m, men i nokre av dei andre sonene er det fleire strukturar som kan bidra til rørsle. Der dette er tilfelle kan ein registrera dei ulike strukturane, og anta at alle bidreg til rørsle.

Sona mellom 61-63 m viser den største rørsle, 5 mm (Tab. 5-16), og her er det tydeleg at den 40 cm mektige knusingsona mellom 62.70-63.10 m er ein del av glidesona (Fig. 5.12). Grunnvassnivået i KH-08-2012 ligg på ~61.4 m, så dette indikerer at glidesona ligg i nærleiken av og i nokre tilfelle under grunnvassnivået i boreholet.

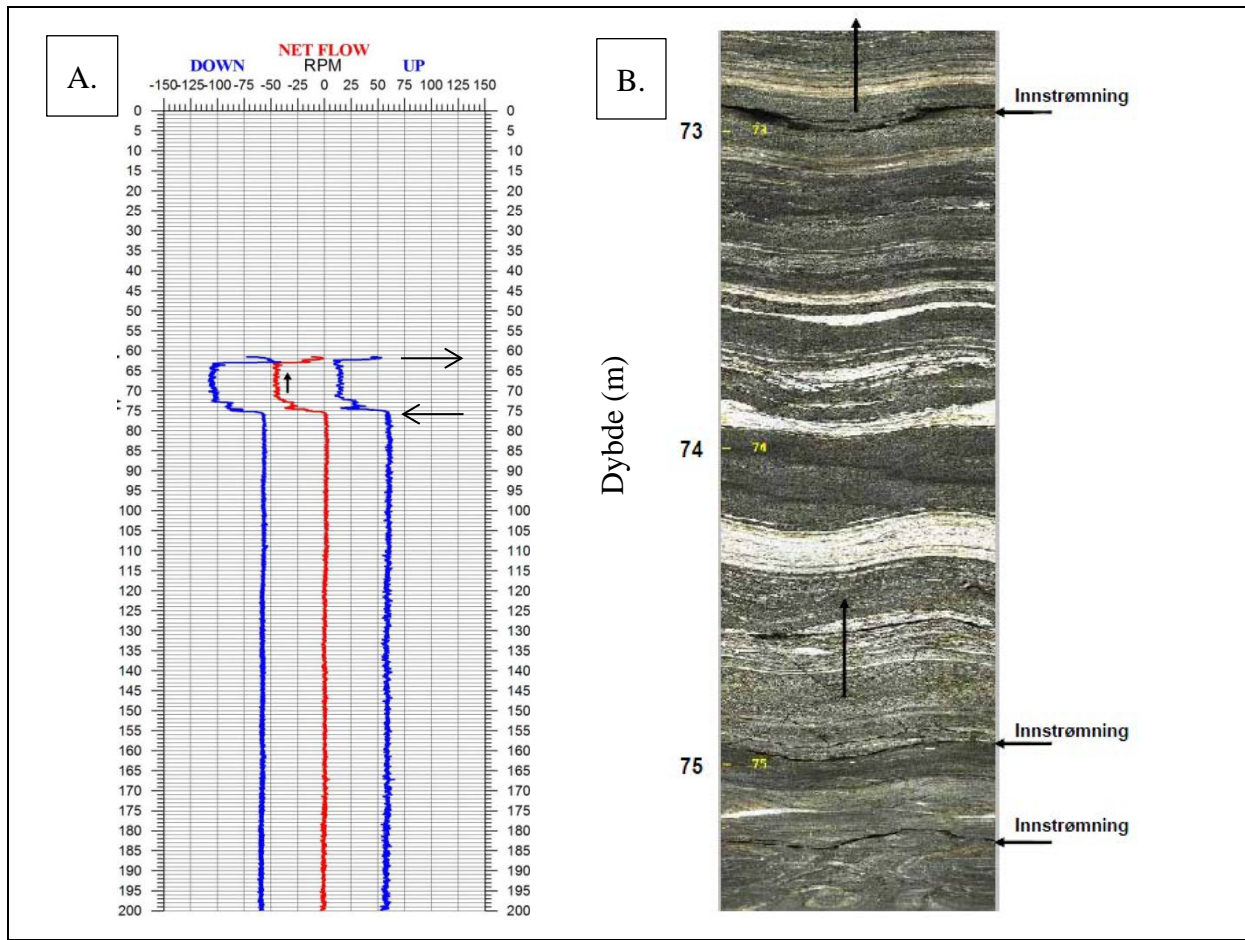


**Figur 5.12. Televueer bilde frå borehol, a. 60-62 m b. 62-64 m og c. 88-90 m (ÅTB, 2012). Raud innramming syner soner som kan vera viktige for rørsler.**

### 5.2.3. Vasstrøyming i borehol

I samanheng med at NGU (2013) logga det nye boreholet, KH-08-2012, gjennomførte dei strøymingsmåling. Strøymingsmålararen har ein propell som viser eit vist turtal basert på loggehastigheita i vatnet, og ved å summera turtal frå logging opp og ned finn ein netto turtal (rpm) (NGU, 2013). Negativt netto turtal indikerar vasstraum oppover, og positivt netto turtal indikerar vasstraum nedover i boreholet.

Resultata viser innstrøyming av grunnvatn i boreholet mellom ~73-75 m, vatnet strøymar oppover i holet og ut like under 60 m djupn (Fig. 5.13. A.). Figur 5.13. B. viser fleire opne foliasjonsparallele sprekkar som vatnet kjem inn gjennom, og vatnet strøymar truleg ut i samanheng med glideplanet mellom 60-63 m (Fig. 5.12 b.). Denne vassirkulasjonen vart også observert ved videoopptak i boreholet.



Figur 5.13. Strømingsoversikt i KH-08-2012 (NGU, 2013)

### 5.3. Laboratorieanalyser

#### 5.3.1. Young's modul (E), Poisson's forhold ( $\nu$ ), Tyngdetettleik ( $\gamma$ ) og UCS

Tabell 5-6 viser ein oversikt over laboratorieresultat for kjerneprøvane. Verdier med merknad (\*) vert ikkje rekna med i snittet for den spesifikke testen.

Tyngdetettleik ( $\gamma$ ) for alle prøvane viser liten variasjon og ligg i snitt på  $27.18 \text{ KN/m}^3$ . Til samanlikning målte Kveldsvik et al. (2008) ein gjennomsnittleg  $\gamma$  på  $26.86 \text{ KN/m}^3$ , frå 60 testar i laboratoriet. Dette samsvarar godt med empiriske verdier presentert av Musset og Khan (2000) der tettleiken for gneis ligg mellom  $25.5 - 29.43 \text{ KN/m}^3$ .

Young's modul (E) viser variasjon mellom  $31.72-42.98 \text{ GPa}$ , med eit snitt på  $39.89 \text{ GPa}$  (Tab. 5-6). Denne verdien samsvarar bra med 45 målingar utført av Kveldsvik et al. (2008) som ga gjennomsnittleg  $E=40 \text{ GPa}$ . Testar utført ved bergmekanikklaboratoriet, NTNU/SINTEF viser at for bergartsgruppa gneis kan E variere mellom  $15- 75 \text{ GPa}$  (Myrvang, 2001). Nilsen og Palmstrøm (2000) viser at for gneis generelt ligg den gjennomsnittlege E verdien på  $50 \text{ GPa}$ ,

basert på 107 testar ved NTNU/SINTEF. Dette samsvarer bra med resultat frå laboratoriet presentert i tabell 5-6.

**Tabell 5-6. Resultat Young's modul, Poisson's forhold, Tyngdetettleik og UCS**

| Kjerneprøve                                   | 1-1             | 1-3             | 1-4     | 1-5     | 1-6     | 1-7             | 1-8     | 1-9     | Snitt   |
|---|-----------------|-----------------|---------|---------|---------|-----------------|---------|---------|---------|
| <b>Diameter(mm)</b>                           | 62.7            | 63.1            | 63.1    | 63.25   | 63.45   | 63.45           | 63.4    | 63.4    | 63.2    |
| <b>Lengde(mm)</b>                             | 167.7           | 167.5           | 167.5   | 167.6   | 167.4   | 167.4           | 167.8   | 167.9   | 167.6   |
| <b>Areal (mm<sup>2</sup>)</b>                 | 3087.62         | 3127.14         | 3127.14 | 3142.03 | 3161.93 | 3161.93         | 3156.95 | 3156.95 | 3140.2  |
| <b>Volum (m<sup>3</sup>)</b>                  | 0.00051         | 0.00052         | 0.00052 | 0.00052 | 0.00052 | 0.00052         | 0.00052 | 0.00053 | 0.00052 |
| <b>Vekt (kg)</b>                              | 1.44            | 1.40            | 1.39    | 1.46    | 1.51    | 1.43            | 1.45    | 1.45    | 1.44    |
| <b><math>\gamma</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b> | 27.69           | 26.41           | 26.22   | 27.54   | 28.48   | 26.97           | 27.35   | 26.83   | 27.18   |
| <b>E (GPa)</b>                                | 31.72           | 39.71           | 42.98   | 41.68   | 41.5    | 42.98           | 38.67   | 45.71*  | 39.89   |
| <b><math>\nu</math></b>                       | 0.15            | 0.11            | 0.12    | 0.1     | 0.09    | 0.09            | 0.08    | 0.68*   | 0.11    |
| <b>UCS (MPa)</b>                              | 119.54          | 150.07          | 143.80  | 165.91  | 191.3   | 165.05          | **      | **      | 155.94  |
| <b>UCS vinkel</b>                             | 68 <sup>0</sup> | 70 <sup>0</sup> | ***     | ***     | ***     | 63 <sup>0</sup> |         |         | 67      |

\* Prøvestykket var ikkje inntakt så E-modul og Poisson's forhold er ikkje gyldig

\*\* Feil i forsøket, pga. øydelagt apparat

\*\*\* Ikkje mogleg å måle vinkel

Poisson's forhold ( $\nu$ ) varierer lite mellom 0.08- 0.12 (Tab. 5-6), og gjennomsnittet for alle prøvane er 0.11. Kveldsvik et al. (2008) målte gjennom 45 forsøk ein gjennomsnittleg  $\nu=0.13$ , med  $\nu_{\min}=0.08$  og  $\nu_{\max}=0.19$ , Tester ved NTNU/SINTEF viser at  $\nu$  ligg mellom 0.05- 0.27 for gneis. Tre målingar på gneis frå Tafjord, som ligg i nærleiken av Åknes viser  $\nu$ -verdiar på 0.26, 0.14 og 0.11 (Myrvang, 2001), med eit snitt på 0.17. Snittet i tabell 5-6 er ligg då litt lågt i forhold til målingar på gneis i området rundt Åknes, men samsvarar relativt bra med målingar frå Kveldsvik et al. (2008).

UCS undersøkingane viser forholdsvis stor variasjon, frå 119.54-191.3 MPa, med eit gjennomsnitt på 155.94 MPa (Tab. 5-6). Etersom alle prøvane ligg mellom 100-250 MPa kan bergarten karakteriserast som svært sterk ut frå ISRM (1978b) sin klassifisering (Tab. 5-7). UCS undersøkingar utført av Kveldsvik et al. (2008) på intakt berg frå Åknes ga ein gjennomsnittsverdi på 146 MPa. Dette var eit resultat av 54 prøvestykker, så gjennomsnittsverdien i tabell 4-6, ut frå 6 prøvestykker verkar fornuftig. 107 UCS-testar utført ved NTNU/SINTEF viser ein gjennomsnittleg UCS-verdi for gneis på 130 MPa (Nilsen and Palmstrøm, 2000).



**Tabell 5-7. Klassifisering av UCS (ISRM, 1978b).**

| Description           | Approx. UCS range (MPa) |
|-----------------------|-------------------------|
| Extremely strong rock | > 250                   |
| Very strong rock      | 100-250                 |
| Strong rock           | 50-100                  |
| Medium strong rock    | 25-50                   |
| Weak rock             | 5.0-25                  |
| Very weak rock        | 1.0-5.0                 |
| Extremely weak rock   | 0.25-1.0                |
| Cohesive soil         | < 0.50                  |

Den gjennomsnittlege UCS styrken på laboratorieprøvane og på Schmidhammerprøvane av intakt berg (referanseplan) er det stor forskjell på, høvesvis 155.94 MPa og 107.81 MPa. Kveldsvik et al. (2008) finn også forskjellige verdiar mellom desse to undersøkingane, men trykkstyrken er lågare for laboratorieprøvane i det tilfellet. Ulike resultat kan forklarast med at prøvemethodane er ulike (Kveldsvik et al., 2008). Den store skilnaden kan forklarast med at for å få lange nok laboratorieprøvar, må ein velje prøvestykker av god kvalitet, borkjernelengdene med låg kvalitet er for oppsprokke til å innfri prøvestørrelse etter standard (ISRM, 1979).

### 5.3.2. Residual friksjonsvinkel, $\varphi_r$

For kjerneprøve 1-2, 2-10 og 2-11 vart basic friksjonsvinkel,  $\varphi_b$ , bestemt ut frå tilttesting i laboratoriet (Vedlegg 11.2.4). Likning 2.4 gir  $\varphi_r$ , og gjennomsnittleg  $\varphi_b$  for kvar kjerneprøve blir nytta i likninga. For verdiane  $r$  og  $R$ , vart den gjennomsnittlege verdien for alle prøvelokaliteter nytta, slik at desse to verdiane var like for alle  $\varphi_r$  utrekningane.

Gjennom 216 forsøk på 18 ulike prøvestykker oppnådde Kveldsvik et al. (2008) ein gjennomsnittleg  $\varphi_b$  på 27.6°. Grøneng et al. (2009) målte  $\varphi_b$  på 12 prøvestykker og med 144 forsøk var resultatet 28°. Tabell 5-8 viser forsøk på 3 prøvestykker og totalt 36 forsøk. Den gjennomsnittlege  $\varphi_b$  verdien på 29.65° i tabell 5-8 avviker lite frå resultatata til Kveldsvik et al. (2008) og Grøneng et al. (2009).

**Tabell 5-8. Utrekna  $\varphi_r$  verdiar**

| Prøve    | $\varphi_b$ | $\varphi_r$ | Kommentar  |
|----------|-------------|-------------|------------|
| 1-2      | 27.02°      | 23.30°      | Ved:       |
| 2-10     | 30.64°      | 26.92°      | $r= 32.52$ |
| 2-11     | 31.29°      | 27.57°      | $R= 39.93$ |
| Gj.snitt | 29.65       | 25.93       |            |

### 5.3.3. XRD-analyse

XRD-analyse frå dei tre ulike materialprøvane viser forholdsvis lik mineralsamansetjing. Kvantiteten av minerala i dei ulike prøvane er også relativt lik (Tab. 5-9). Undersøkingar utført på materiale frå noko som vart tolka som skjærsoner ved Åknes, viste at eit lågt innhald av kvarts og høgt innhald av glimmer gav lågare skjærstyrke enn dersom forholdet var motsett (Grøneng et al., 2009). I prøve 1 og 2 er glimmerinnhaldet høgare eller tilnærma likt kvartsinnhaldet (Tab. 5-9), og det er også i desse prøvane ein finn innslag av svelleleire, montmorillonitt. Innhaldet i prøve 1 og 2 viser forholdsvis lik mineralsamansetning som prøve 3, som vart henta frå borkjerna.

**Tabell 5-9. Kvantitativ oversikt av mineral i prøvane som vart XRD-analysert.**

| Mineral (%)               | Prøve 1(084) | Prøve 2(085) | Prøve 3(KH-08-2012) |
|---------------------------|--------------|--------------|---------------------|
| <b>Kvarts</b>             | 18.25        | 16.66        | 17.24               |
| <b>Albitt</b>             | 24.91        | 18.96        | 37.15               |
| <b>Sideritt</b>           | 0.12         | 0.22         |                     |
| <b>Biotitt</b>            | 17.5         | 20.47        | 11.12               |
| <b>Magnesiohornblende</b> | 8.83         | 4.31         | 11.7                |
| <b>Mikroklin</b>          | 8.22         | 9.97         | 4.23                |
| <b>Kloritt</b>            | 13.24        | 18.71        | 13.64               |
| <b>Diopsid</b>            | 2.38         | 3.34         | 3.38                |
| <b>Montmorillonitt</b>    | 0.5          | 0.51         |                     |
| <b>Stilbitt</b>           | 6.05         | 6.16         | 1.55                |
| <b>Kalsitt</b>            |              | 0.71         |                     |

### 5.3.4. Fri svelling

Testen viste at materialet ekspanderte med 1 ml på 24 timer. Fri svelling er då lik 110 % (Tab. 5-10). Tabell 5-10 viser også mengda prøvemateriale under 20 µm i prosent.

**Tabell 5-10. Resultat fri svelling for ein samla prøve av 084 og 085.**

| Prøve             | Prøvemateriale < 20 µm (%) | Fri svelling (%)  |
|-------------------|----------------------------|-------------------|
| <b>084 og 085</b> | 8.873                      | 110 (Likning 2.6) |

Frisvelling utført av Grøneng et al. (2009) på gouge material frå ei utgåande skjærsoner ved Åknes, viste frisvelling på mellom 89-103%, og dette vart definert som inaktivt materiale. SVV (2005) klassifiserer kor aktiv materialet er etter tabell 5-11. Etter denne klassifiseringa vil materialet frå ei samla prøve av 084 og 085 kunne klassifiserast som lite aktivt. I følge klassifiseringa til Nilsen og Broch (2011) vert normale norske svelleleirer definert til å ha frisvelling mellom 100-200%. Materialet frå prøve 084 og 085 ligg lågt på begge

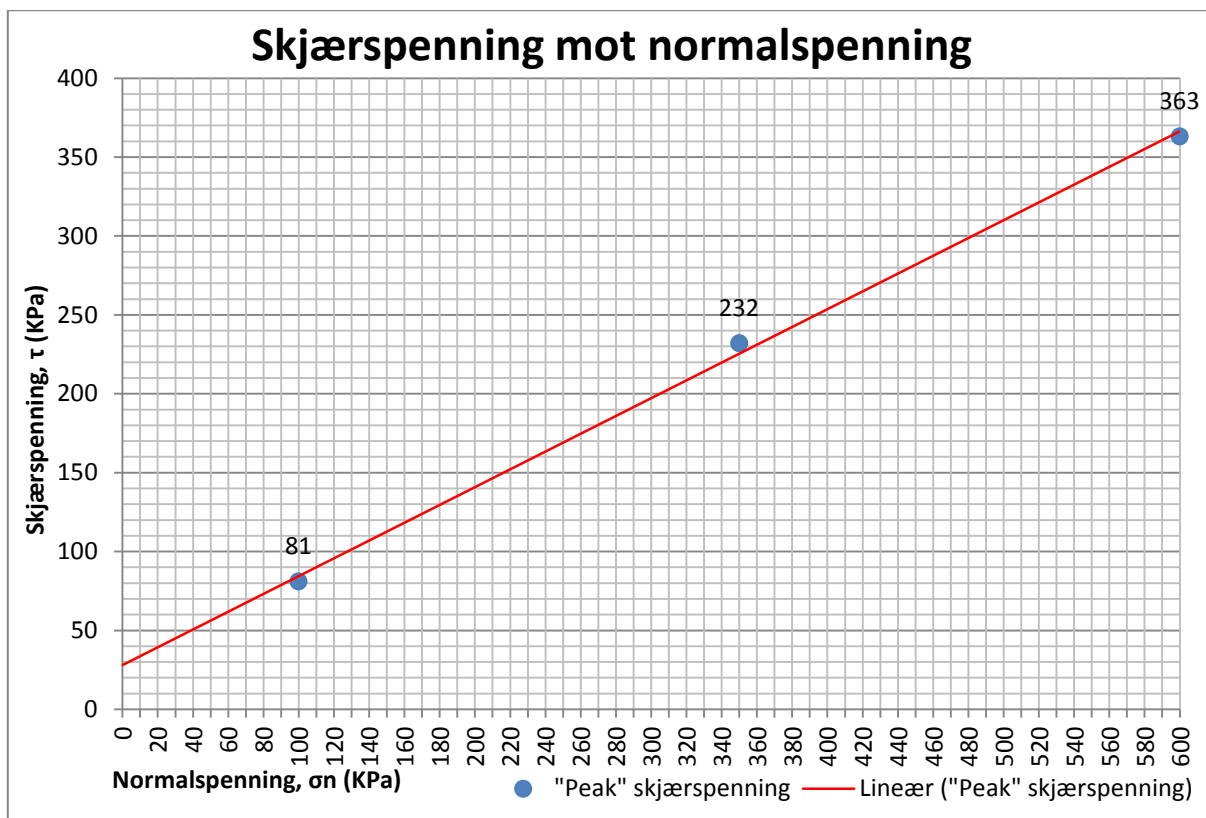
klassifiseringane, og er derfor truleg lite aktivt. På dette grunnlaget vart det ikkje gjort vidare målingar av svelletrykk for materialet.

**Tabell 5-11. Klassifisering av fri svelling (SVV, 2005).**

|                      |                        |
|----------------------|------------------------|
| <b>FS &gt; 150 %</b> | <b>er meget aktivt</b> |
| <b>FS 120-150 %</b>  | er middels aktivt      |
| <b>FS 80-120 %</b>   | er lite aktivt         |
| <b>FS &lt; 80 %</b>  | er ikke aktivt         |

### 5.3.5. Skjærbokstest

Resultata frå skjærbokstesten er presentert i vedlegg 11.2.1 som viser deformasjonen i forhold til skjærspenning ved tre ulike normalspenningar. Toppunktet på denne kurven gir «peak» skjærstyrke. «Peak»-verdien vert vidare nytta til å plote skjærspenning mot normalspenning (Fig. 5.14), som gir materialeegenskapane friksjonsvinkel,  $\varphi$  og kohesjon,  $c$ . Dei tre «peak» datapunkta viser god lineær tilpassing, og indikerer at skjærtesten ga gode resultat.



**Figur 5.14. Skjærspenning plotta mot normalspenning, som gir materialets kohesjon og friksjonsvinkel.**

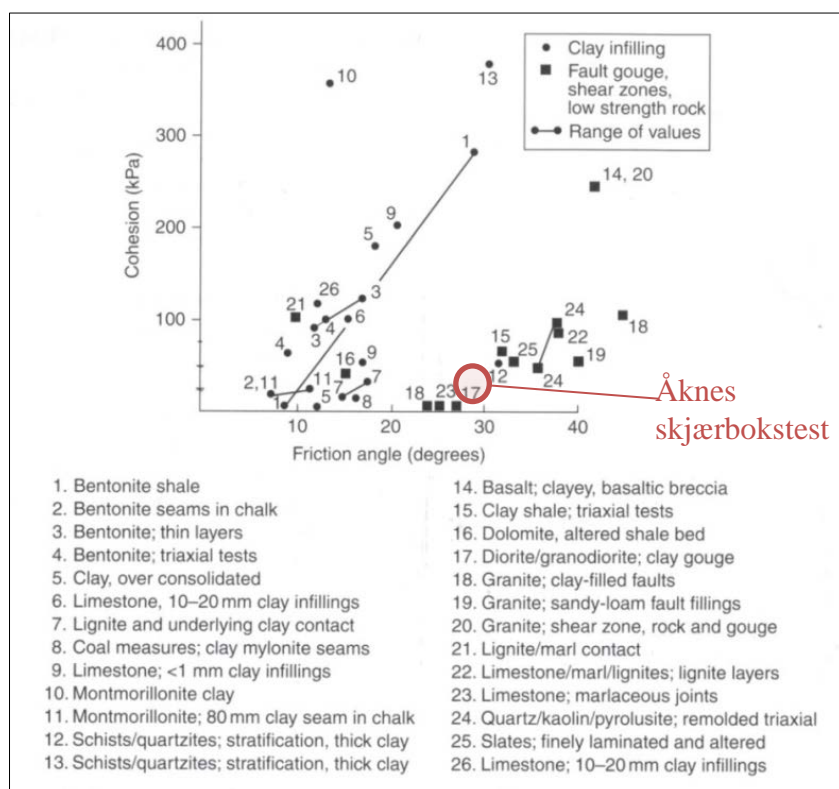
Vinkelen til den lineære linja uttrykker friksjonsvinkelen til materialet,  $\varphi = 29.42^\circ$ . Der den lineære linja kryssar aksa for skjærspenning, finn ein kohesjonen til materialet,  $c = 27$  KPa.

Triaksial testing på gougemateriale frå Åknes utført av Grøneng et al. (2009) er vist i tabell 5-12, og samanlikna med utrekna verdiar ved hjelp av likning 3.7, frå resultatata av skjærbokstesten (Fig. 5.14). Resultata frå Grøneng et al. (2009) viser skjærstyrke ved ingen bergartskontakt, altså 100 % gouge, ved friksjonsvinkel lik  $25^\circ$ , og kohesjon lik 0 KPa. Lågare verdiar for  $\phi$  og  $c$  er grunnen til at skjærstyrke er lågare for resultatata til Grøneng et al. (2009) enn resultatata frå skjærbokstesten i denne oppgåva.

**Tabell 5-12. Skjærstyrke ved  $\sigma_n=0.5$  MPa og 1.3 MPa.**

| Material       | $\tau$ ved $\sigma_n=0.5$ MPa | $\tau$ ved $\sigma_n=1,3$ MPa | Kommentar                 |
|----------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| Gouge          | 0.23                          | 0.61                          | (Grøneng et al., 2009)    |
| Skjærmateriale | 0.31                          | 0.76                          | Skjærbokstest (Fig. 5.14) |

Figur 5.15 viser korleis materialet frå Åknes ligg i forhold til empiriske data frå testar av anna materiale (Wyllie and Mah, 2004). Materialet klassifiserer i gruppa for «fault gouge, shear zones, low strength rock».



**Figur 5.15. Oversikt over skjærstyrke for diskontinuitetar med sprekkemateriale. Modifisert etter Wyllie og Mah (2004).**

Materialet nytta i skjærbokstesten har forholdsvis likt mineralinnhald (Tab. 5-9) som materiale henta frå borkjerna, og frå den sona som viser størst rørsle på DMS (Tab. 5-16).

Svelletest av skjærboksmaterialet viste også tilnærma like verdiar som svelletestar utført av Grøneng et al. (2009) på materiale som truleg representerer ein utgåande skjærsone ved Åknes. Styrkeegenskapane til skjærsonematerialet i denne testen vil derfor verte brukt vidare i den numeriske modellen, som materialparameter for skjærsona.

## **5.4. Rørsle registrert ved Åknes**

Ettersom Åknes er svært godt instrumentert, har ein moglegheit til å overvaka rørsle både over og under overflata. Eit grunnlag for samanlikning av rørsler gir ein moglegheit til å i større grad tolke mekanismane og forstå kinematikken som pregar det ustabile området.

### **5.4.1. Rørsle i overflata**

Rørsledata frå satellitt InSAR, bakkebasert (GB) InSAR og GPS er moglege å samanlikne med resultatata frå analysen i den numeriske modellen (Kap. 7.2), for å verifisere og validere modellen. GPS gir reell 3D vektor, medan resultatata frå GB-InSAR og satellittbasert InSAR er avhengige av LOS (Line Of Sight).

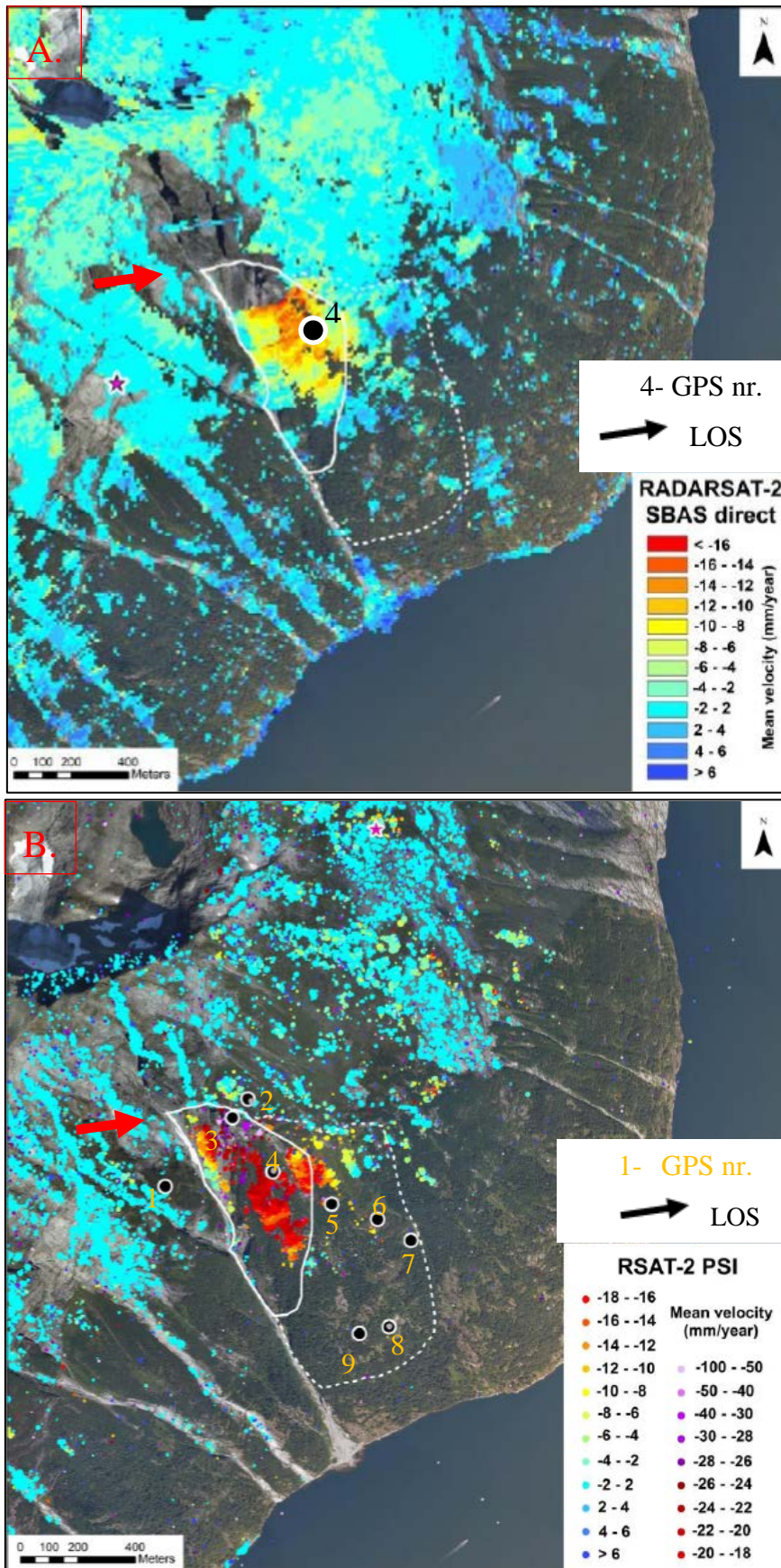
InSAR systema, satellitt og GB, måler endring i distanse til eit område gjennom fri sikt til målet, LOS. Endringa i distanse til målet er oftast mindre enn den verkelege rørslevektoren, som GPS kan gi, fordi InSAR systema kun er sensitive for rørsle som har ein komponent i LOS retninga (NORUT, 2013). Det er derfor ikkje mogleg å registrere endring, og dermed rørsle, dersom rørslevektoren er perpendikulær til LOS. Ein detaljert beskriving av metoden rundt satellitt InSAR og GB-InSAR er gitt av høvesvis NORUT (2013) og Kristensen et al. (2013).

#### **5.4.1.1. Satellitt InSAR**

Ved Åknes har det vore tilgjengeleg to satellittar som har historiske data for rørsle. Av desse to satellittane er det RADARSAT-2 som har gjennomført lengst måleperiode, frå oktober 2008- august 2013, og for behandling av datasettet har det vore enklast å fjerna støy knytt til resultatet frå denne satellitten (NORUT, 2013). NORUT har nytta to ulike metodar for å behandla datagrunnlaget frå RADARSAT-2, SBAS (Small Baseline Subset)-metode og PSI (Persistent Scatterer Interferometry)-metode. I følge NORUT (2013) gir begge behandlingsmetodane godt samanliknbare resultat med reelle GPS data, men PSI-metoden overestimerar rørsle og SBAS underestimerar rørsle.

Begge rørslekarta er likevel inkludert her, ettersom PSI-metoden gav informasjon om rørslehastigheit i områder der SBAS-metoden ikkje ga noko informasjon. Tidsintervallet mellom målingar for RADARSAT-2 var 24 dagar, og LOS har retning mot aust-nordaust, og vinkel frå horisontalen til LOS er  $62^\circ$  (Fig. 5.16). Retninga til LOS er lite optimal for måling av horisontal rørsle i det ustabile området ettersom den generelle retninga til rørsla i området er sørleg.

Figur 5.16 A. viser stor rørsle i det som er definert som det vestre mest aktive området. Den største hastigheita ser ein i området rundt og på ryggen som dei øvre borehola og GPS 4 er lokalisert på, og rørsla ligg på mellom 10-16 mm/år. For det øvste området rundt GPS 3 gir ikkje SBAS-behandlinga nokre resultat, men PSI-behandling gir resultat for dette området. Som figur 5.16 B. viser gir PSI-behandling betydeleg høgre rørslehastigheit enn SBAS, og i områder som er samanliknbare (ved GPS 4), er hastigheita større med omlag 10 mm/år. PSI-behandlinga viser også stor rørsle i området rundt GPS 3, opp mot 100 mm/år.

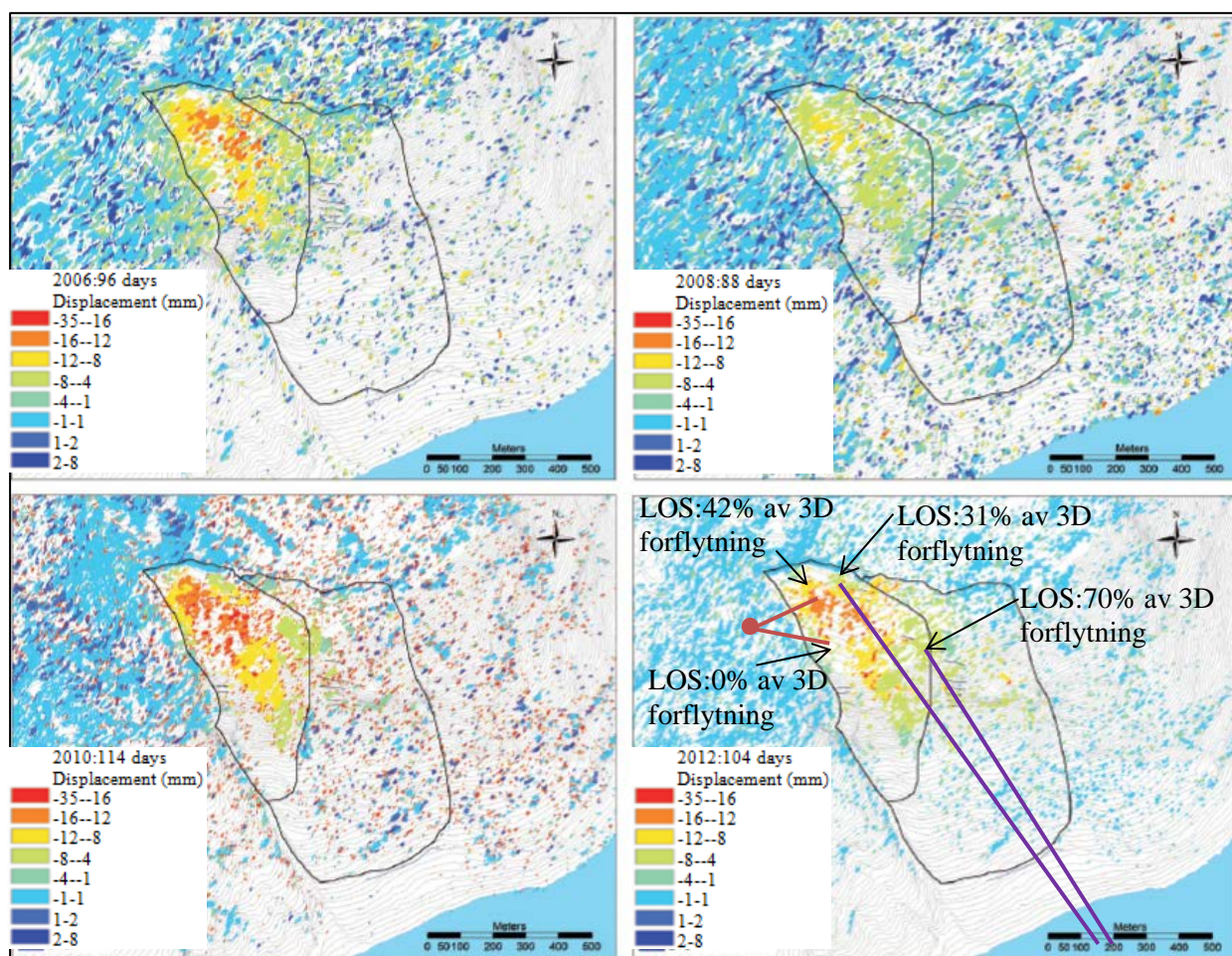


Figur 5.16. Oversikt over gjennomsnittleg rørsle (mm/år) målt av RADARSAT-2 og behandla med A. SBAS-metode og B. PSI-metode (NORUT, 2013) Linjene (kvit og stipla kvit) avgrensar scenario.

### 5.4.1.2. GB-InSAR

Ved Åknes var det i ein periode, i 2012, nytta to radarsystem, men grunna ulik LOS, var det likevel vanskeleg å kalkulere den verkelege forflytningsvektoren på grunna av mykje støy i resultatata (Kristensen et al., 2013). Resultata frå målingane er vist i figur 5.17.

GB-InSAR målingane vart gjennomførte som kampanjar, med ulik lengde, mellom juli og oktober i 2006, 2008, 2010 og 2012. Under kampanjeperioden i 2012 vart det installert eit ekstra GB-InSAR system ved Fjellvåken (Fig. 1.1 og 5.17). Datagrunnlaget frå GB-InSAR vart behandla med LiSALab programvare, og tilbyr høg oppløysing på grunn av at tidsintervallet mellom målingane berre er på minuttar (Kristensen et al., 2013).



**Figur 5.17. Rørsle gjennom kampanjeperiodane for dei fire åra med målingar (Kristensen et al., 2013). Svarte linjer viser scenario. LOS frå Fjellvåken (raude linjer) og frå Odalsbygda (lilla linjer) er kun viste for 2012, men Odalsbygda har også vært lokalisering for GB-InSAR dei andre åra.**

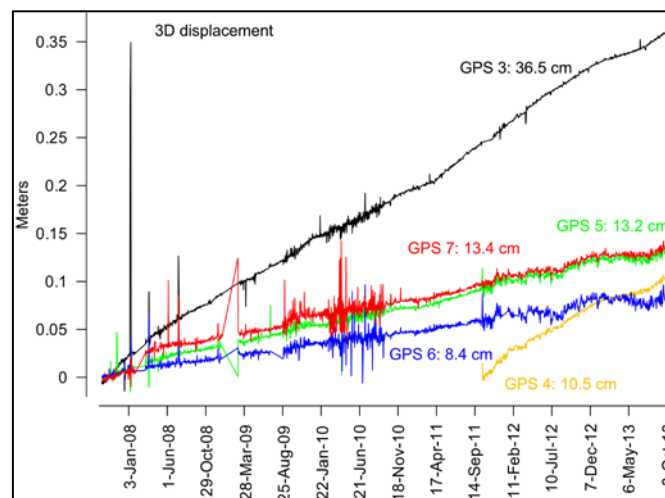
Gjennom målekampanjane over dei fire åra kan ein sjå at rørsle er forholdsvis lik, og den største rørsle er i det vestre området, spesielt i øvre del i underkant av grabenstrukturen. Noko



av forskjellane, spesielt 2008 skil seg ut med mindre rørsle, kan forklarast med ulik kampanjelengd ifølgje Kristensen et al. (2013).

### 5.4.1.3. GPS

Rørsle ved GPS antennene, er vist på figur 5.18 og som 3D rørsle på figur 5.20. Rørslehartigheita er tydeleg størst ved GPS 3 og 4, der GPS 4 har kortare måletidsrom (Tab. 5-13). Rørslehartigheita er også forholdsviss lik for dei tre GPS antennene lengst aust i området (GPS 5, 6 og 7), og hartigheita er betydeleg mindre enn for GPS 3 og 4 (Fig. 5.18 og Tab. 5-13).



**Figur 5.18. Rørsle ved GPS antennene frå 03.01.2008-03.10.2013 (Kristensen, 2014). GPS 4 har mindre måletidsrom frå 03.11.2011-03.10.2013.**

Rørsleretninga for GPS 5, 6 og 7 er forholdsviss lik (Tab. 5-13), og kan seiast å ha relativt lik retning som fallretninga til foliasjonsplanet, S1 (Tab. 5-1 og Fig. 5.3). I området ved grabenstrukturen, viser GPS 3 ein sør-sørvestleg rørsleretning, 199<sup>0</sup> (Tab. 5-13 og 5.20). Denne retninga er ikkje lik fallretninga på S1 målt i dette området (Fig. 5.1), som er meir søraustleg. GPS 4 viser nesten rett sørleg rørsleretning (Tab. 5-13 og 5.20), noko som også avvikar med strukturmålingar frå dette området (Fig. 5.1).

**Tabell 5-13. 3D rørsle med og fall for kvar GPS i same tidsrom som på figur 4.13 (Kristensen, 2014).**

|   | GPS 3  | GPS 4  | GPS 5  | GPS 6  | GPS 7  |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|
| <b>Rørslehartigheit (cm/år)</b>                 | 6.1    | 5.4    | 2.2    | 1.4    | 2.3    |
| <b>Fall<sup>0</sup>/Fallretning<sup>0</sup></b> | 62/199 | 23/170 | 27/153 | 33/142 | 13/143 |

Oppdaterte GPS 4 data for tidsrommet 01.09.13-01.02.14 viser at den sørlege rørsla held fram, med ein gjennomsnittleg hastigheit på 0.68 cm/mnd. (Tab. 5-14 og Fig. 5.19). Rørsleretninga i dette tidsrommet, 168°, samsvarar med målingar av retning over lengre tid, 170° (Tab. 5-13).

**Tabell 5-14. Data frå GPS 4 (Fig. 4.17) i tidsrommet 01.09.13-01.02.14.**

|              | Rørslehastigheit | Fall <sup>o</sup> /Fallretning <sup>o</sup> |
|--------------|------------------|---|
| <b>GPS 4</b> | 0.0341 m/ 5 mnd  | 43/168                                      |



**Figur 5.19. GPS 4 rørsle frå 01.09.13-01.02.14.  $\Delta$  Nord= -0.02419 m,  $\Delta$  Aust= 0.00522 m og  $\Delta$  Vertikal= -0.02325 m. Figur frå ÅTB software ved Lars Harald Blikra.**

#### **5.4.1.4. Totalstasjon**

Rørsle data frå 16 totalstasjonar i tidsrommet 29.04.12-29.04.2014 er vist i tabell 5-15 og som 3D rørsle på figur 5.20. Rådata er vist i vedlegg 10.2.5 (Henta frå ÅTB software ved Lars Harald Blikra).

Den største rørsla er registrert ved totalstasjonane som er lokalisert i det vestre mest aktive området. Alle totalstasjonane i dette området, utanom nr.14, viser rørsle over 5 cm/år. I det vestre mest aktive området er det totalstasjon nr. 3 og 4 som viser størst rørsle, høvesvis 6.8 cm/år og 7.5 cm/år. Totalstasjonar lenger aust langs grabenstrukturen, nr. 5 og 8, samt ved ryggen ved øvre borehol, nr. 16, og ved ryggen ned mot Åknesrenna, nr. 15 og 14, viser alle stor rørsle. Og ut frå desse registreringane kan ein tydeleg sjå at den største rørsla er lokalisert til den øvre delen av det vestre området. Rørsleretninga for totalstasjonane i det vestre området er forholdsvis konsekvent, mot sør, mellom 166° og 192°. Totalstasjon nr. 4, og 13, skil seg ut i forhold til ein sørvestleg rørsleretning lik høvesvis, 219° og 220°. Denne retninga

kan også samanliknast med retninga til GPS 3, 199<sup>o</sup>, men retninga er ulik andre registreringar i nærleiken. Rørsle ved nr. 13 kan kanskje forklarast ved at den nye grabenstrukturen utviklar seg uavhengig av den største rørsla lengst vest.

**Tabell 5-15. Data frå totalstasjon (Vedlegg 11.2.5) i tidsrommet 29.04.12-29.04.14.**

| Totalstasjon | Rørslehastigheit<br>(cm/år) | Fall <sup>o</sup> /Fallretning <sup>o</sup> |
|--------------|-----------------------------|---|
| 1            | 2.0                         | 18/157                                      |
| 2            | 5.17                        | 60/191                                      |
| 3            | 6.8                         | 59/192                                      |
| 4            | 7.5                         | 56/219                                      |
| 5            | 5.0                         | 32/178                                      |
| 6            | 1.3                         | 32/137                                      |
| 7            | 4.6                         | 28/171                                      |
| 8            | 5.1                         | 61/166                                      |
| 9            | 1.3                         | 26/143                                      |
| 10           | 2.17                        | 21/150                                      |
| 11           | 2.3                         | 30/150                                      |
| 12           | 2.49                        | 7/164                                       |
| 13           | 2.73                        | 72/220                                      |
| 14           | 4.8                         | 28/179                                      |
| 15           | 5.7                         | 23/183                                      |
| 16           | 5.39                        | 28/175                                      |

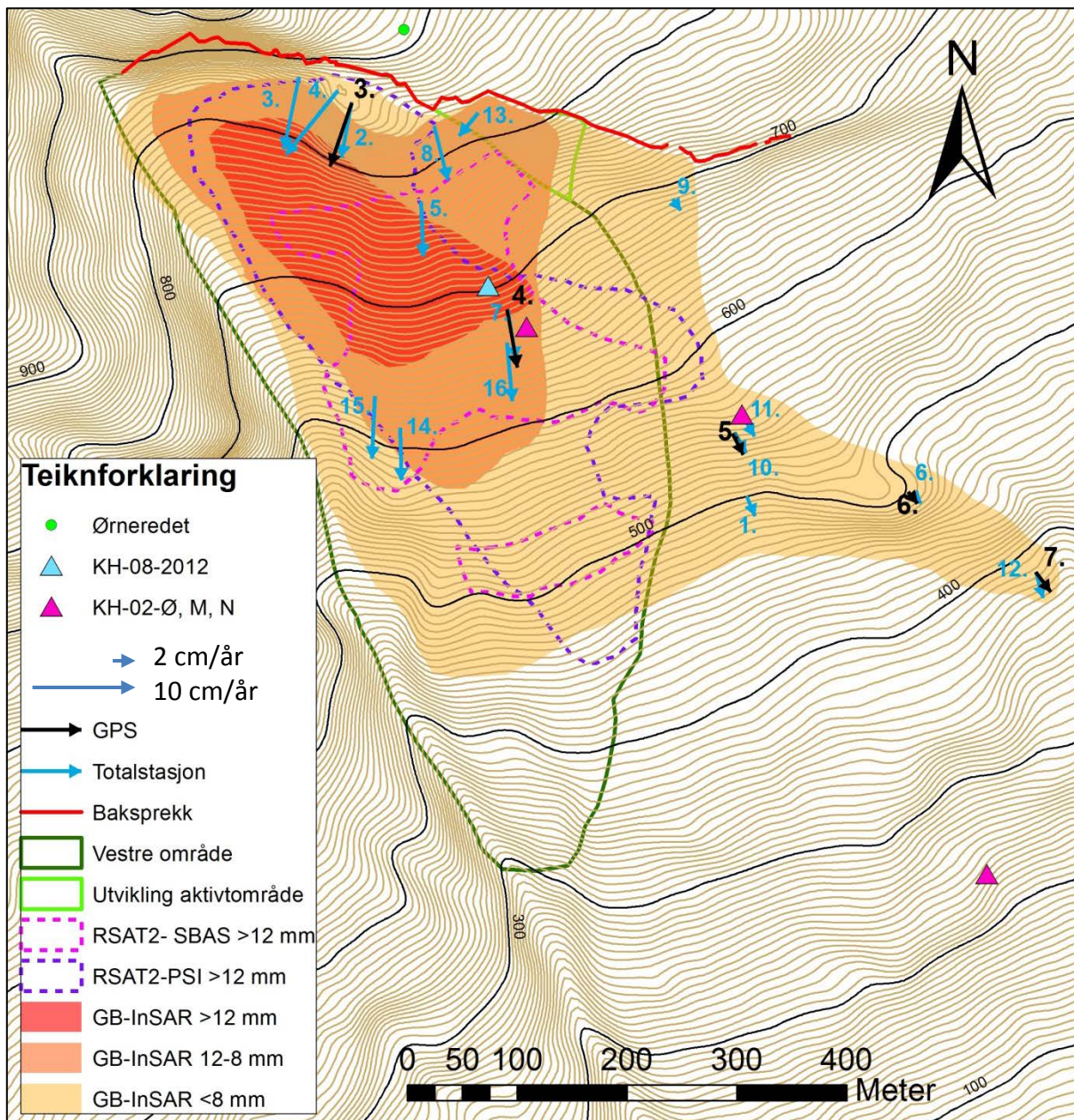
#### 5.4.1.5. *Samanlikning måleinstrument i overflata*

Samanliknar ein måledata frå satellitt InSAR med GB-InSAR kan ein sjå at områda som er prega av rørsle i stor grad er dei same (Fig. 5.20). Den største rørsla finn stad innanfor det minste, men mest aktive scenarior (forklaring scenarior kap. 1.3.1). Og rørsle registrert av både satellitt- og GB-InSAR er størst i områda rundt GPS 3, langs ryggen ned mot GPS 4 og vest mot Åknesrenna. Dei tre InSAR resultat viser godt samsvar i kvar rørsle er størst, men viser ulike resultat i forhold til rørslehastigheita (Fig. 5.20).

Samanliknar ein rørsler registrert av satellitt InSAR og GPS antenner, som har forholdsvis lik måleperiode, kan ein også sjå eit forholdsvis godt samsvar i rørsle. Rørslehastigheita samsvarar ikkje nøyaktig, men satellitten viser større rørsle rundt GPS 3 og 4 enn ved GPS 5,6 og 7, noko GPS- og totalstasjonmålingane støttar (Fig. 5.20). GPS- og totalstasjonmålingane er også større enn satellittmålingane, noko som er naturleg sidan dei gir den reelle vektoren, og satellitten er avhengig av LOS. Etersom LOS retninga til satellitten er tilnærma vinkelrett på den hovudsaklege rørsleretninga til det ustabile området, blir det vanskeleg for satellitten å måle den horisontale komponenten til rørsle. At satellittmålingane er mindre enn GPS- og totalstasjonmålingane kan då også derfor forklarast med LOS. PSI-

behandlinga av satellitt registreringane viser rørsle også for området rundt GPS 3 og totalstasjon nr. 3, 4 og 2, og då større rørsle enn det GPS og totalstasjonane måler. Både GPS 3 og totalstasjon nr. 4 viser ein meir sørvestleg retta rørsle, som også kan vere lettare for satellitten å registrera i forhold til betre LOS, men i følge NORUT (2013) vert rørslehastigheita gjerne overvurdert med PSI-behandling.

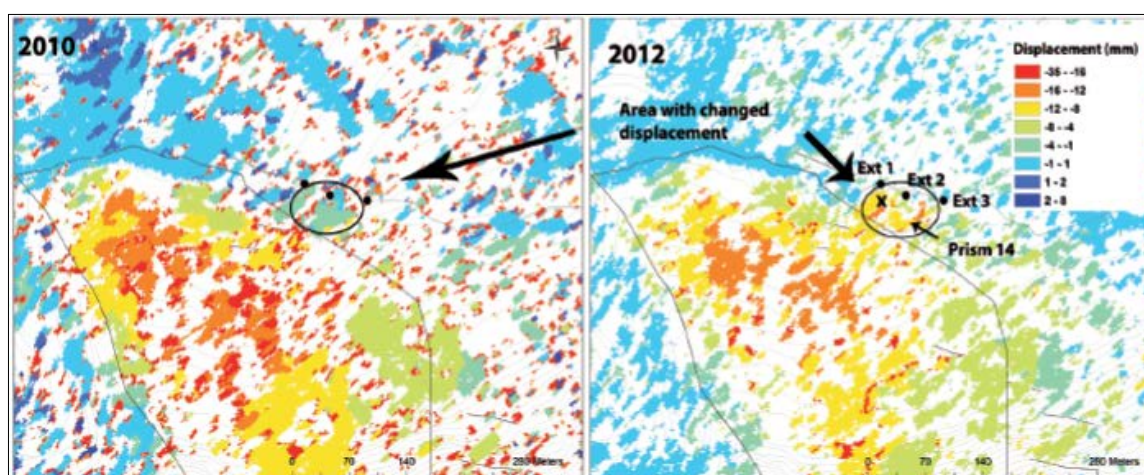
Ser ein på GB-InSAR med støtte av GPS data, er det den same trenden, rørsla er størst i øvre del av det vestre området og dette kjem klart fram på GB-InSAR resultatet.



**Figur 5.20. Rørslekart som inkluderer GPS ( 3D rørsle svarte piler), Totalstasjon (3D rørsle blå piler), GB-InSAR og Satellitt InSAR målingar. Rørsle data henta frå: ÅTB software ved Lars Harald Blikra, Kristensen et al. (2013), Kristensen (2014) og NORUT (2013).**

GB InSAR kampanjane har frå 2010 til 2012 avdekkja at det vestre aktive området utviklar seg austover langs baksprekken. Dette kom tydeleg fram 22.09.12 då ei blokk på  $\sim 30 \text{ m}^3$  kollapsa ned i baksprekken mellom ekstensometer 1 og 2 (Fig. 5.21). Forfattaren og rettleiar Lars Harald Blikra var tilstade på Åknes under hendinga og observerte blokka frå helikopter. Det er tydeleg at grabenstrukturen utviklar seg austover ved ekstensjonsprosessar langs baksprekken, noko også Kristensen et al. (2013) viser med GB InSAR data (Fig. 5.21)

Totalstasjon 13 viser også svært bratt fallvinkel for rørsla ved installasjonen (Tab. 5-15 og Fig. 5.20). Det er tydeleg at vertikalrørsla i dette området då er stor, noko som også støtter at det er innsynking, og utvikling av ein ny grabenstruktur.



**Figur 5.21. Utvikling av vestre aktive område frå 2010- 2012 (Kristensen et al., 2013).**

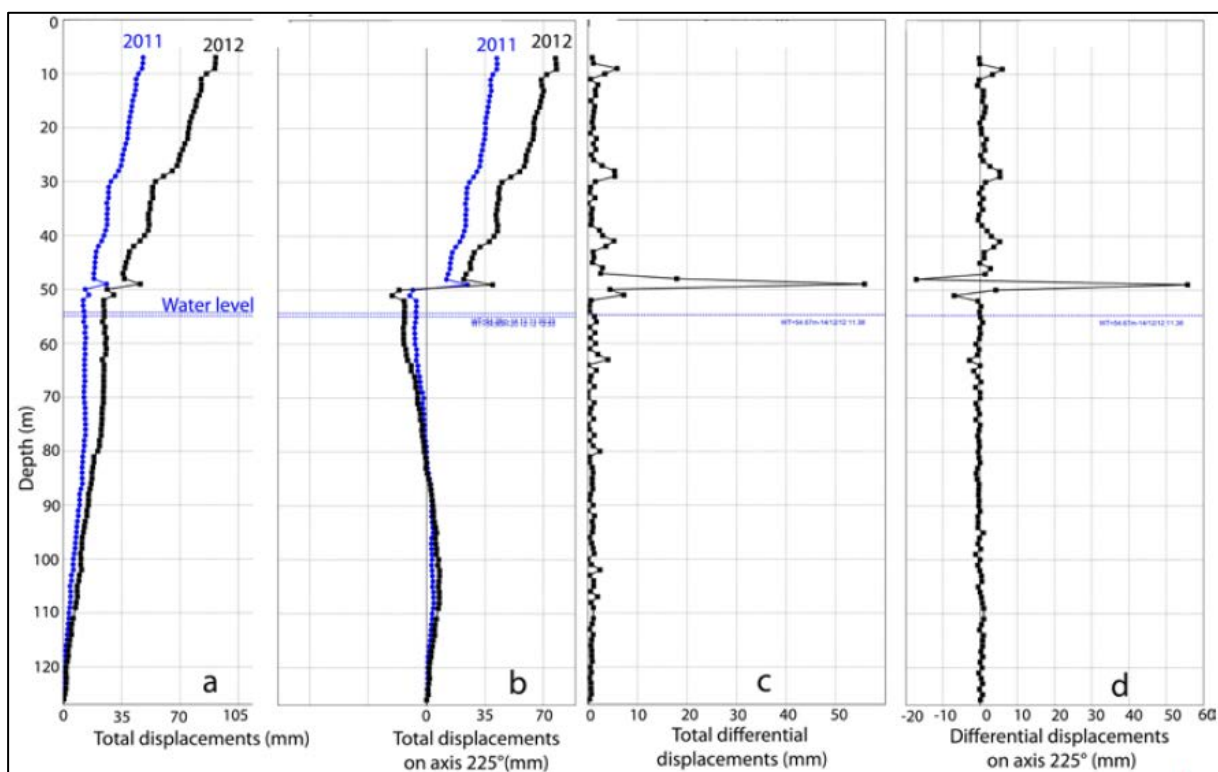
#### 5.4.2. Rørsle i borehol

Bevegelsane under overflata vert ved Åknes registrerte av DMS-kolonnar (Differential Monitoring of Stability). Det er utvikla software som visualiserer deformasjon i grunnen, og ein kan til dømes registrere utvikling langs identifiserte glideplan, noko som gjer DMS til eit nyttig verktøy for rørsle-overvaking i sanntid. DMS-kolonnane er frå 100-150 m lange, og består av meterlange målemodular som er festa saman av spesielt sterke ledd. Modulane inneheld inclinometer og piezometer og måler høvesvis 2D-rørsle, vasstrykk og temperatur i borehola. Dette er eit svært robust system og Lovisolato et al. (2003) presenterer ein teknisk karakteristikk av DMS-systemet.

DMS-systemet er installert i fire borehol ved Åknes. I det vestre mest aktive området er DMS-systemet installert i det øvre gamle boreholet KH-02-Ø og i det nye boreholet KH-08-

2012. Disse to DMS-systema gjer at ein kan samanlikna både rørsle og rørsleretning i grunnen med data frå overflata.

I boreholet KH-02-Ø er rørsla størst mellom 49-50 m, og det vert i denne sona registrert ein total rørsle på nesten 6 cm mellom 22.11.10-14.12.12 (Fig. 5.22). Data frå DMS viser at det er mindre tydelege glideplan som påverkar DMS-systemet grunnare enn hovudsona på 49-50 m. Mindre glidesoner kan identifiserast på 9-10 m, 28-30 m og 40-42 m, sjølv om rørsla er svært liten pr. år. Rørsleretninga i sona mellom 49-50 m, samt også langs dei mindre sonene, er hovudsakleg sørvestleg mot  $225^\circ$ . Retninga registrert av DMS-kolonna står derfor i kontrast til rørsleretninga i overflata uttrykt ved GPS 4. Målinga ved GPS 4 er over eit lengre tidsrom og viser retning  $170^\circ$  (Tab. 5-13).



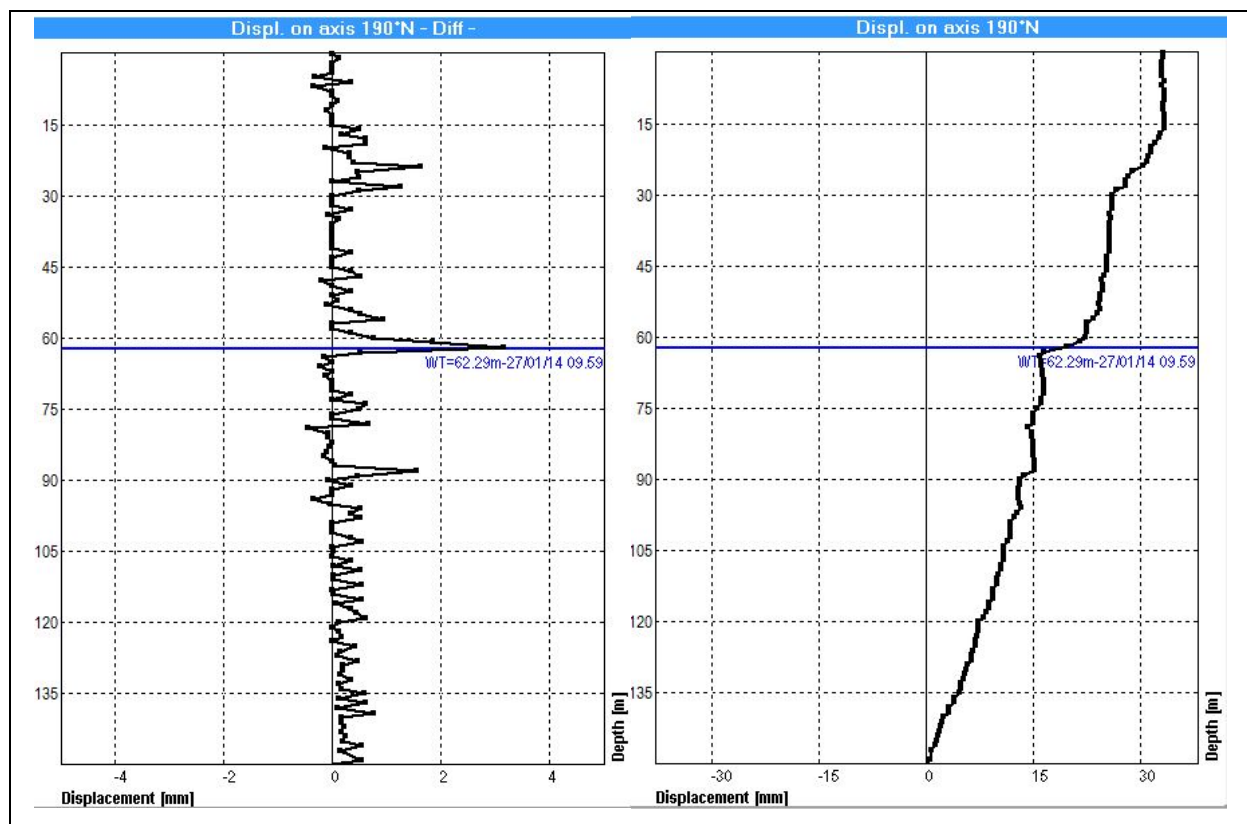
**Figur 5.22. DMS oversikt rørsle i KH02-Ø i tidsrommet 22.11.10- 14.12.12. Total akkumulert forflytning i diagramma til venstre differensiell forflytning for kvar enkeltsensor til høgre. Blå linje viser grunnvassnivået (Blikra et al., 2013).**

I det nye øvre boreholet KH-08-2012, er datagrunnlaget vesentleg mindre enn ved KH-02-Ø, ettersom DMS-kolonna først var operativ frå hausten 2013. Figur 5.23 viser forflytning langs DMS-kolonna i retning  $190^\circ$ , som er hovudretninga for rørsle. På figuren differensial forflytning kan me identifisera rørsle i fleire soner (Fig. 5.23). Djupn til sonene,

gjennomsnittleg rørsleretning og forflytning for desse sonene mellom 08.11.13-06.02.14, er vist i tabell 5-16.

**Tabell 5-16. Sonene som kan identifiserast langs DMS i KH-08-2012 frå figur 5.23. Data i tidsrommet mellom 08.11.13-06.02.14 (Lovisolø, 2014).**

| Sone | Djupn (m) | Gjennomsnittleg retning | Forflytning (mm) |
|------|-----------|-------------------------|------------------|
| 1    | 24-27     | 180 <sup>0</sup>        | 2.5              |
| 2    | 28-30     | 180 <sup>0</sup>        | 2                |
| 3    | 54-57     | 200 <sup>0</sup>        | 2                |
| 4    | 61-63     | 190 <sup>0</sup>        | 5                |
| 5    | 88-90     | 220 <sup>0</sup>        | 2                |



**Figur 5.23. Rørsle langs DMS i KH-08-2012 frå 07.11.13-27.01.14. Rørsla er vist som differensiell forflytning for kvar sensor retning 190° til venstre og total kumulativ forflytning retning 190° til høgre. Blå linje viser grunnvassnivå på ~61.4 m. Data henta frå ÅTB software ved Lars Harald Blikra.**

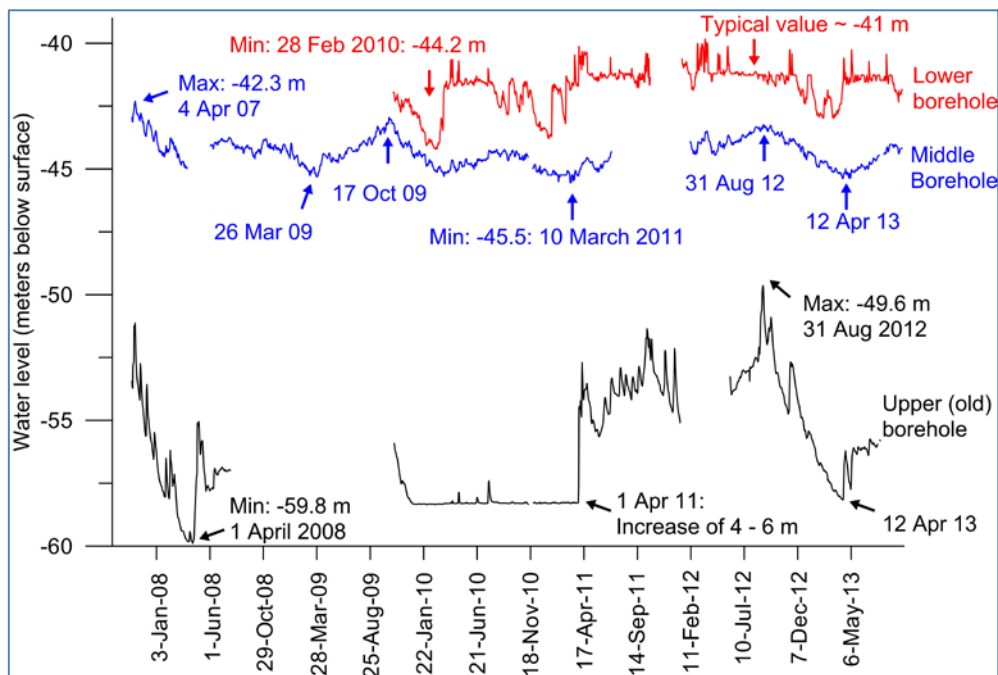
Sone 4, mellom 61-63 m viser størst rørsle med 5 mm forflytning på desse ~3 månadane. Rørsleretninga på denne sona er 190°, noko som er relativt forskjellig i forhold til rørsleretninga i det gamle boreholet, KH-02-Ø. Retninga på 190° samsvarar betre med retninga på GPS4. Kumulativ forflytning langs heile DMS-kolonna (Fig. 5.23) viser ein rørsle på ~33 mm mellom 07.11.13-27.01.14, og total forflytning langs alle dei identifiserte sonene

er på 13.5 mm (Tab. 5-16). Over tilnærma same tidsrom, 01.11.13-01.02.14, viser GPS 4 ein total rørslevektor på ~16.5 mm (Fig. 5.19).

Rørsla langs dei identifiserte glideplana i KH-08-2012 viser ein meir sørleg retning, enn rørsla i KH-02-Ø. Rørsla i sørleg retning, samsvarar bra med registreringar ved GPS 4 i tidsrommet 2008-2013. Nyare data frå GPS 4 i tidsrommet 01.09.13-01.02.14 viser fortsatt rørsle i sørleg retning (Tab. 5-14 og Fig. 5.19). Den totale kumulative rørsla langs DMS frå glidesona på mellom 61-63 m er ~15 mm.

### 5.4.3. Grunnvassnivå

Det er ein kjent sak at vasstrykk i ei skråning fungerer som ein viktig bidragsytande faktor for ustabilitet. Vasstrykk langs diskontinuitetar vil redusere den effektive normalspenninga, og på denne måten redusere friksjonskomponenten langs planet (Giraud et al., 1990).



**Figur 5.24. Oversikt grunnvassnivå i dei tre eldre borehola frå 2007-2013 (Blikra, 2013). «Upper (old) borehole» er KH-02-Ø.**

Ved Åknes er det gjort fleire undersøkingar som viser at kjeldene til grunnvass-systemet i det ustabile området i hovudsak er nedbør og snøsmelting (Ganerød et al., 2008) og (Frei, 2008). Nedbør i tilsigsområdet er kjelde for fleire bekkar som forsvinn ned i baksprekken. I tillegg fører snøsmelting om våren til at grunnvass-systemet ytterlegare vert fylt opp. Grunnvassnivået blir overvaka i totalt fire borehol (Fig. 1.1). For dei tre eldre borehola, viser



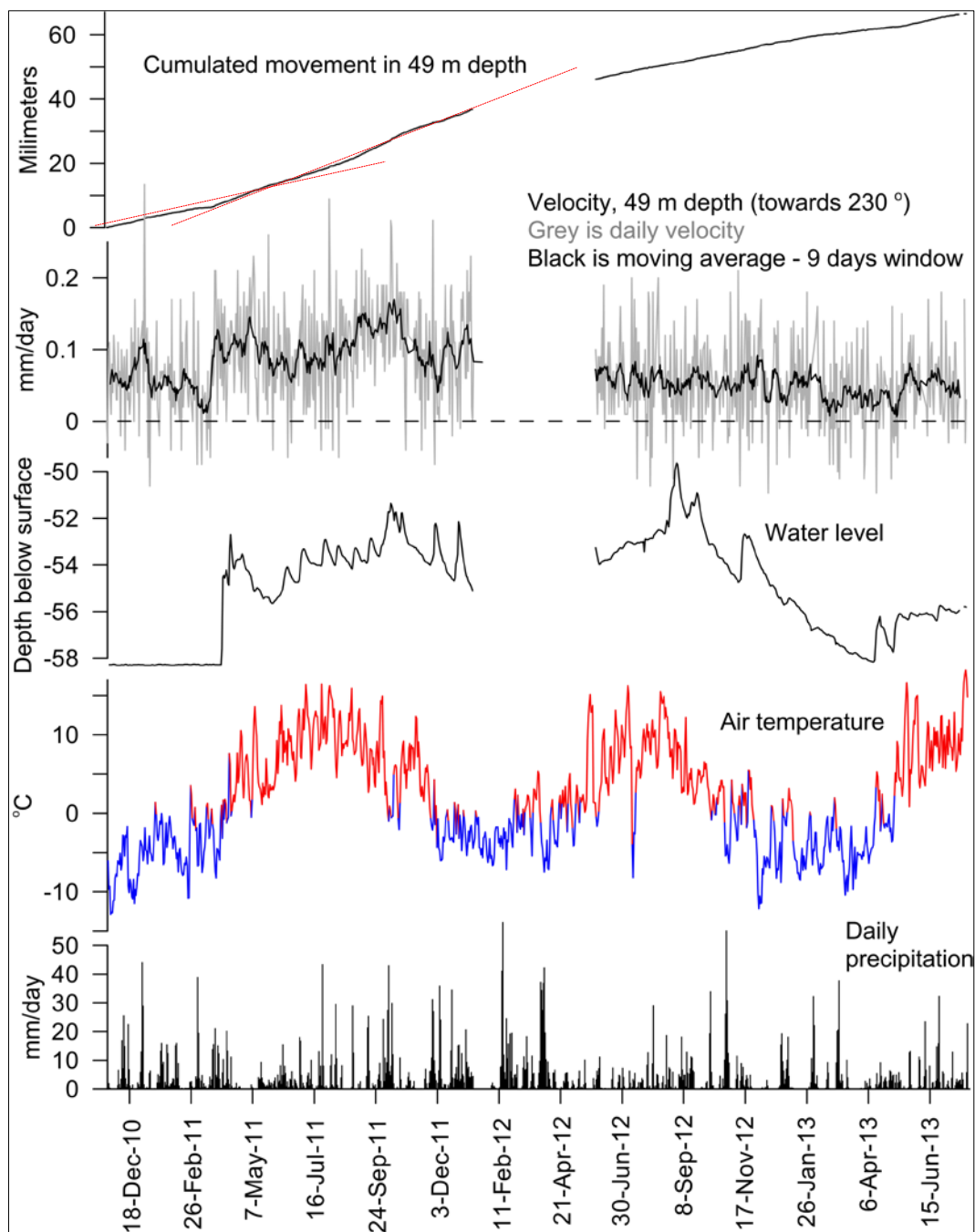
figur 5.24 dei sesongmessige endringane i grunnvassnivå frå 03.01.08 til 06.05.13. Det siste boreholet som målar grunnvassnivå vart først instrumentert for måling 01.09.13.

Felles for alle borehola er den sesongmessige variasjonen, sjølv om både størrelsen på endringa i vassnivå og tida nivået brukar på å endra seg er ulikt. Nivået er på det lågaste seint på vinteren, i mars eller april, og aukar jamt utover våren med aukande snøsmelting. Toppunktet er som regel seint på sommaren. Det midtre boreholet viser den beste systematisk og jamne endringa i grunnvassnivå, medan øvre og nedre borehol er prega av lengre stabile periodar før grunnvatnet plutselig stig raskt.

Dei store endringane i vasstrykk på grunnlag av dei meteorologiske syklusane påverkar rørslemekanismane i bergmassen og fører til ein aukande ustabil tilstand (Giraud et al., 1990). Ved Åknes varierer rørsla mellom jamt kryp til relativt brå forskyvingar som fører til auka hastigheit på rørsla i bergmassen. Eit døme på dette frå 2006 er vist av Blikra (2012b) og Kveldsvik et al. (2009a). Blikra (2012b) viser også ein liknande situasjon frå 2009-2010. Eit nyare døme på den same responsen ved det øvre boreholet, frå 2011, kan ein sjå i figur 5.25 (Blikra, 2013).

Rørsle data frå DMS-kolonna ved 49 m i det øvre boreholet, viser eit plutselig hopp i rørslehastigheita rundt midten av mars 2011 (Fig. 5.25). I den same perioden stig temperaturen over  $0^{\circ}$  og snøsmeltinga tek seg opp. Grunnvassnivået i borehol KH-022-Ø stig fleire meter, og Blikra et al. (2013) rapporterer også om at temperaturen på vatnet i boreholet fell med  $\sim 1^{\circ}$ . Dette indikerer at den plutselige forskyvinga i bergmassen har opna grunnvasssystemet i dette området, slik at kaldare smeltevatn kan strøyma inn i systemet. Den auka rørsla etter denne episoden stabiliserer seg på ein større hastigheit og er vedvarande over lang tid før den stabiliserer seg på ein lågare hastigheit over eit år seinare. Dømet viser kort raskt rørslehastigheita kan endrast og kor lang tid det tek før forholda stabiliserer seg att etter ein slik respons.

Eksempelet i figur 5.25 viser at grunnvatnet spelar ein viktig rolle for stabiliteten, og Åknes/Tafjord Beredskap IKS (ÅTB) har derfor starta eit undersøkingsprosjekt for å evaluera effekten av grunnvassdrenering ved Åknes. Ved Downie, Canada, som er omtala tidlegare i oppgåva, har kunstig drenering fungert svært godt for å kontrollere grunnvassnivået og for å redusera rørsla i det ustabile partiet (Kalenchuk et al., 2012c). Rapporten frå ÅTB viser fleire internasjonale eksemplar på storskala drenering av ustabile fjellparti (Blikra, 2012a, Blikra, 2013), og ein tidlegare masteroppgåve ved NTNU viste at den maksimale effekten av ein grunnvassdrenering ved Åknes, kunne auka sikkerheitsfaktoren med 27% (Moen, 2008).



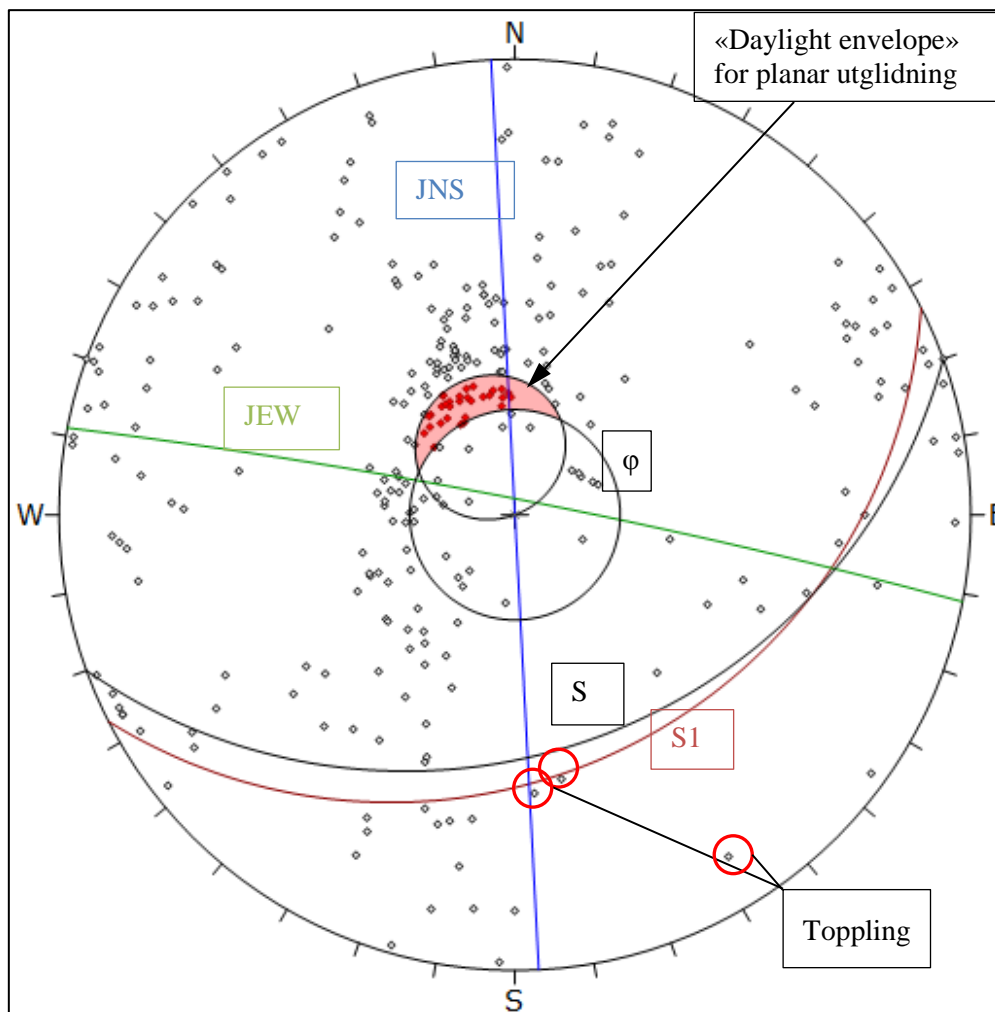
**Figur 5.25. Tidslinje for DMS ved sensor på 49 m i det øvre gamle boreholet på Åknes. Figuren viser rørsle, hastighet og grunnvassnivå i boreholet med lufttemperatur og nedbørmengde (Blikra, 2013).**

## 5.5. Kinematisk analyse

Målet med ein kinematisk analyse er å identifisere og definere kva ulike former for stabilitetsproblem fjellsida er utsett for, og i hovudsak relatere dette til utglidingstypar presentert i blokkmodellen (Fig. 2.1) presentert i kapittel 2.1. Analysen er forholdsvis enkel, og bygger på identifisering av relevante diskontinuitetar i stereonett, fall og fallretning for

fjellsida og friksjonsvinkel for materialet. Analysen er gjennomført med programmet Dips versjon 6.012 frå Rocscience.

For analysen er det totale tal polplott frå strukturmålingane i felt nytta (Fig. 5.3), i tillegg til storsirklane for sprekkesettene sine gjennomsnittlege orientering. Fjellsida er antatt å ha fallretning lik  $\sim 160^\circ$  (Derron et al., 2005, Jaboyedoff et al., 2011), og ettersom fallet på fjellsida ikkje er konstant, men mellom  $30^\circ$ - $35^\circ$  (Ganerød et al., 2008, Jaboyedoff et al., 2011), er ein «worst case» fallvinkel lik  $35^\circ$  nytta. I analysane er det også lagt inn ein friksjonsvinkel for diskontinuitetane,  $\phi_r$ , lik  $26^\circ \approx 25.93^\circ$  (Kap. 5.3.2).



**Figur 5.26. Kinematisk analyse med polplott. For S1, JEW og JNS sjå kapittel 5.1.1. Skråning (S)=svart storsirkel,  $\phi$ =illustrerer friksjonsvinkel, «daylight envelope»=område for plan som går ut i fjellsida og raude punkt=kritiske polpunkt. Polpunkt med raud ring rundt er eksempel på sprekk som kan føre til toppling.**

For at geometriske forhold skal kunne bidra til planutgliding i ein skråning, må: 1. fallretninga til glideplanet vere relativt lik fallretninga til fjellsida ( $\pm 20^\circ$ ); 2. fallet til glideplanet vere

slakare en fjellsida; 3. fallet til glideplanet vere brattare enn friksjonsvinkelen for planet; 4. glideplanet må verte avgrensa lateralt og i bakkant (Wyllie and Mah, 2004, Derron et al., 2005). Analysen viser eit raudt skravert område som oppfyller desse krava («Daylight envelope»), der S1 vil fungere som glideplan, og JNS og JEW er subvertikale og fungerer som ein bakre avgrensing som gir blokkene moglegheit for lausriving og rørsle på S1 (Fig. 5.26). Av dei registrerte målingane som er definert som S1, er det ~24 % av polpunkta som ligg inne i dette området.

Figur 5.26 viser også at det er moglegheit for toppling av blokker, som i følgje Wyllie og Mah (2004) kun er mogleg dersom fallretninga til sprekken er tilnærma lik skråninga ( $\pm \sim 10^\circ$ ), men fell inn i skråninga, og fallet til sprekkka er brattare enn skråninga. Kun tre registreringar ligg innanfor desse krava, merka med raud ring på figur 5.26.

### 5.5.1. Klassifisering Åknes

Åknes er eit stort ustabil fjellparti, der rørsler med ulik retning og hastigheit pregar området. Rørslemekanismen ved Åknes er samansett, ettersom bevegelsane er styrte av pre-eksisterande strukturar, og nye glideplan utviklar seg gjennom intern deformasjon i intakt berg mellom sprekkar (Jaboyedoff et al., 2011), noko som gjer at blokkene i området vert utsett for translasjonsrørsle (planar), med toppling i forbindelse med grabenstrukturen (Oppikofer et al., 2009).

Den kinematiske analysen indikerer at fjellsida er inndelt i blokker av JNS og JEW, og at S1 kan fungere som eit glideplan for planar utgliding, med fleire utgåande soner i fjellsida, noko også fleire undersøkingar viser (Derron et al., 2005, Ganerød et al., 2008, Kveldevisvik et al., 2009a, Jaboyedoff et al., 2011). Analysen viser også, gjennom få registreringar, at det er moglegheit for toppling av blokker.

Toppling langs baksprekken bidreg truleg ikkje til totalrørsla ved Åknes, og basert på den kinematiske analysen (Fig. 5.26) er det derfor naturleg å klassifisera Åknes som «Rock planar slide» i forhold til tabell 2-2 (Hungr et al., 2013), og planar utgliding i forhold til figur 2.1 (Nilsen and Palmstrøm, 2000). Saintot et al. (2011) definerer også Åknes som eit «translational rockslide».

Situasjonen i det ustabile området ved Åknes kan også diskutert ut frå modellane som Eberhardt et al. (2004) viser for massive utglidingar. Oppikofer et al. (2009), Oppikofer et al. (2011) og Jaboyedoff et al. (2011) foreslår ein modell der glideplanet er karakterisert av ein trinndelt morfologi. Planar utgliding langs S1, der S1 forplantar seg trinnvis i grunnen

nedover fjellsida. Det trinndelte glideplanet er eit resultat av vertikal deformasjon på grunn av sprø brotutvikling i subvertikale ekstensjonssprekkar i intakt berg i forbindelse med iskoklinale folder (Oppikofer et al., 2009, Oppikofer et al., 2011, Jaboyedoff et al., 2011). Denne prosessen er forklart i kapittel 5.1.1 (Fig. 5.2), og modellen kan samanliknast med to brotmekanismar definert av Eberhardt et al. (2004), «sequenced failure with internal shearing» eller «multiple step-path failure» (Fig. 2.2 B.).

Begge modellane definert av Eberhardt et al. (2004) tek utgangspunkt i at utvikling av eit glideplan er ein progressiv prosess, der nedbryting av bergmassestyrken i fjellsida skjer over tid (Eberhardt et al., 2001) (Fig. 2.2 A.). Det som skil dei to modellane som ein kan relatere til Oppikofer et al. (2009) vurdering av Åknes, er kor stor den interne bergmassedeformasjonen er under den progressive utviklinga av glideplanet. I følgje Eberhardt et al. (2004) krev ein «multiple step-path failure» -modell liten intern bergmassedeformasjon før ei utgliding, fordi styrande diskontinuitetar, som til dømes S1 ved Åknes, er til stades, og glideplanet kan forplante seg ved sprø brotutvikling gjennom intakt berg mellom brotplana. Ein «sequenced failure with internal shearing» -modell er utsett for omfattande intern bergmassedeformasjon, fordi glideplanet ikkje nødvendigvis kan lokaliserast til styrande diskontinuitetar i fjellsida. Prosessen er då lokalisert til sprekkar i bergmassen og karakterisert av ein overgang frå sprø til duktil brotutvikling (Eberhardt et al., 2004).

Oppikofer et al. (2009) identifiserer svært bratt fallvinkel for rørsle ( $52^{\circ}$ ) i dei øvre områda i det vestre mest aktive området. Denne fallvinkelen er betydeleg større enn fallet på fjellsida generelt, og foliasjonsfallet registrert i tidlegare undersøkingar. Det bratte fallet til rørsle kan ein også identifisera i datasettet for denne oppgåva, fallvinkel for: GPS 3 =  $62^{\circ}$  (Tab. 5-13), GPS 4 =  $43.26^{\circ}$  (Tab. 5-14) og totalstasjon 2, 3, 4, 8 og 13 = mellom  $56^{\circ}$ - $72^{\circ}$  (Tab. 5-15). Denne observasjonen styrkar teorien til Oppikofer et al. (2009) og Oppikofer et al. (2011) om sprø brotutvikling, og vertikal rørsle, i sonene ved dei subvertikale ekstensjonssprekkene.



## 6. Numerisk modell

Denne oppgåva fokuserer spesielt på det vestre mest aktive området ved Åknes, ettersom rørslehartigheita er størst i dette området, og det er såleis interessant å undersøke dette området vidare. Profilet som skal analyserast i den numeriske modellen er derfor lagt gjennom dette området som vist på figur 7.1.

I Phase2 er det gjennomført ein FEM-SSR-analyse (Kap. 4.1.4). Generelle innstillingar i modellen vist i tabell 6-1.

**Tabell 6-1. Generelle prosjektinnstillingar i Phase2.**

| <b>Generelle innstillingar</b> |                      |
|--------------------------------|----------------------|
| Analysis type                  | Plain strain         |
| Solver type                    | Gaussian elimination |
| <b>Spennings analyse</b>       |                      |
| Maximum number of iterations   | 500                  |
| Tolerance                      | 0.001                |
| Convergence type               | Absolute energy      |
| <b>Mesh</b>                    |                      |
| Mesh type                      | Uniform              |
| Element type                   | 6 noded triangles    |
| Mesh elements                  | 800                  |
| <b>SSR analysis</b>            |                      |
| Convergence parameters         | Default values       |

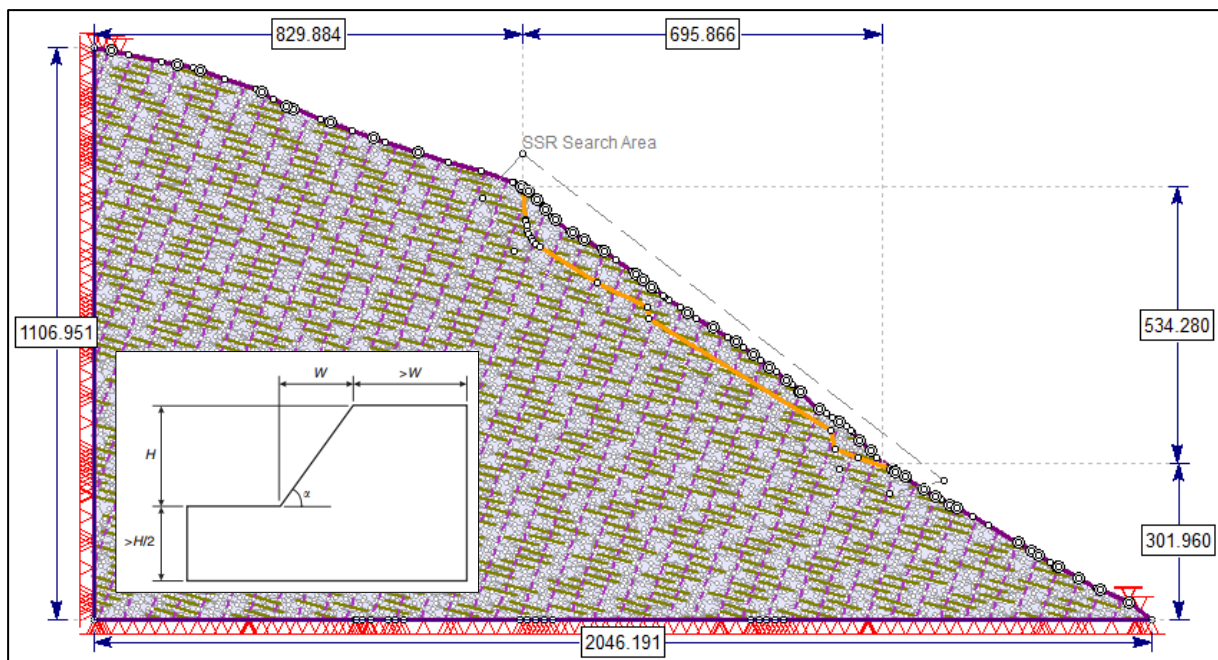
### 6.1.1. Geometri og grensevilkår

Profilet er vist i figur 6.1, og på oversiktskart på figur 7.1, og går gjennom det mest aktive vestre området, der rørslehartigheita er størst. Phase2 profilet følgjer profilet B-B' i den geologiske modellen og er henta frå terrengprofil i ArcMap.

For å møte anbefalingane til Wyllie og Mah (2004) rundt grenseforholda for modellen (Fig. 6.1) er profilet lagt frå ~1107 moh. til 0 moh. Kun den delen av profilet som ligg langs profil B-B' i den geologiske modellen er vist i figur 7.1, for å få betre oppløysing av det vestre området. Forlenginga av profilet inneber at det vert lagt inn eit knekkpunkt i linja, ved ~300 moh. Utgangspunktet for geometrien anbefalt av Wyllie og Mah (2004), er at skråninga der ein forventar å oppleve brot, ikkje vert hindra av dei avgrensa og låste linjene, som utgjer horisontal og vertikal grensene for modellen. For å få tilstrekkeleg lengde på profilet vart det derfor forlenga, og knekkpunktet i profilet vart diskutert med rettleiarar og godkjent (Trinh, 2014).

Yttergrensene i modellen er låste i forhold til rørsle i horisontal- og vertikal retning, utanom skråninga som kan deformerast fritt (Rocscience, 2014).

Figur 6.1 viser at modellen oppfyller anbefalingane, samt at den viser skjærsona lokaliseringa (oransje linje) og område for SSR-analyse i modellen. Skjærsona der det er registrert størst rørsle er brukt i modellen (Tab. 5-16 og Fig. 7.5). Sprekkesett S1 (grøn) og JEW (lilla) er vist med korrekt forhold (Tab. 5-1 og 6-5).



**Figur 6.1. Modellen i Phase2, med anbefalingar til oppbygginga (Wyllie and Mah, 2004) av modellen inkludert. Dimensjonane er oppgitt i meter.**

### 6.1.2. SSR-analyse

SSR-analyse med FEM i Phase2 bereknar automatisk ein SRF-verdi, som er lik sikkerhetsfaktoren,  $F$ , for skråninga (Kap. 4.1.3). I utgangspunktet søker SSR analysen etter den kritiske sikkerhetsfaktoren i heile modellen, men dersom ein kun vil fokusere på stabiliteten i eit bestemt område, kan ein definere eit SSR-søkeområde.

Kun materiale definert som plastisk kan oppleve brot i Phase2 (Kap. 6.2.1.4) og SSR-analyse er berre anvendeleg for materiale med plastisk respons (Rocscience, 2014). For berre å analysere elementa innanfor søkeområdet, vert materiale som ligg utanfor søkeområdet definert som elastisk. Originale parameter for materialet utanfor søkeområdet vert ikkje endra, men ein ny elastisk versjon vert automatisk oppretta, og tileigna alle element som ligg fullstendig utanfor søkeområdet (Rocscience, 2014).



### 6.1.3. Scenario i Phase2

Modelleringa i Phase2 vart gjennomført med 2 hovudanalyser. Hovudfokuset i analyse 1 er å sjå på den forflytninga den numeriske modellen viser, og samanlikne dette med registrert rørsle ved Åknes. Analyse 1 vil såleis fungere som ein god modell for å kontrollere validiteten til den numeriske modellen. Hovudfokuset i analyse 2 er ein parameterstudie, å sjå endring i sikkerheitsfaktor,  $F$ , ved endring av parameterverdiar. Vedlegg 11.3.4 viser ein oversikt over analysane.

#### Analyse 1

For at det skal vere mogleg å samanlikne analysen med faktisk registrert rørsle i nyare tid, er ein nøydd å nullstille den maksimalt registrerte rørsla for analyse 1.2 og 1.3. Den maksimalt registrerte rørsla (Analyse 1.1) vurderast til å vera frå siste istid, og er eit resultat av til dømes gravitasjonskraft som fungerer på skråninga, erosjon og post-glasial trykkavlastning.

- 1.1 Simulere maksimal historisk registrert rørsle over lang tid. Modell utan skjærsone og sprekkar.
- 1.2 Nullstilt historisk rørsle, og ny modellering for å registrere rørsle med tre ulike grunnvassnivå, originale inngangsparameter for bergmasse, skjærsone og sprekkar. Seismisk aktivitet vert også inkludert i individuelle analysar.
- 1.3 Nullstilt historisk rørsle, og ny modellering for å registrere rørsle med tre ulike grunnvassnivå, originale inngangsparameter for bergmasse og sprekkar, 5 % reduserte verdiar for skjærsone. Seismisk aktivitet, og endring av spenningsforhold inkludert i individuelle analysar.

#### Analyse 2

Ettersom kvaliteten på den numeriske modellen er svært avhengig av verdien på parametrane ein gjennomfører analysane med, er hovudfokuset med analyse 2 å sjå korleis ulike parameter påverkar sikkerheitsfaktoren og dermed stabiliteten for fjellsida (Kap 6.6).

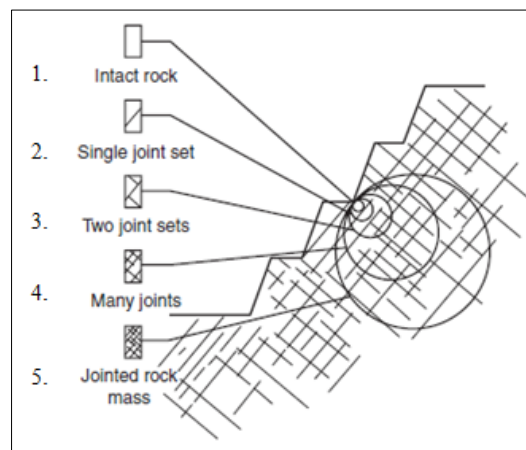
- 2.1 Originale materialparameter for bergmasse og sprekkar. Modellen vert simulert med tre ulike grunnvassnivå og tre oppsett for skjærsone materialeigenskapar (original, 30% redusert og 50% redusert). Endring av spenningsforhold inkludert i individuelle analysar.
- 2.2 30% reduserte materialparameter for bergmasse og sprekkar. Modellen vert simulert med tre ulike grunnvassnivå og tre oppsett for skjærsone materialeigenskapar (original, 30% redusert og 50% redusert).

2.3 30% auka materialparameter for bergmasse og sprekkar. Modellen vert simulert med tre ulike grunnvassnivå og tre oppsett for skjærsonene materialeigenskapar (original, 30% redusert og 50% redusert).

## 6.2. Materialeigenskapar i modellen

I følge Wyllie og Mah (2004) er den andre viktige faktoren som styrer skråningsstabilitet, etter geometri og utrasingstype (Kap. 2.1.1), skjærstyrke til det potensielle glideplanet i skråninga. Glideplanet i ei ustabil skråning treng likevel ikkje å avgrense seg til eit enkelt plan i skråninga, men kan vere ein kompleks samansetning av brot langs fleire diskontinuitetar og i intakt berg. Den totale skjærstyrke er derfor avhengig av skjærstyrke til intakt berg, diskontinuitetar og bergmassen som heilheit (Wyllie and Mah, 2004).

Skjærstyrke varierer derfor i stor grad i forhold til kva skala du ser på materialet i skråninga, og det er ein generell oppfatning i den geotekniske litteraturen at det er ein signifikant reduksjon i styrke med aukande prøvestørrelse (Hoek, 2007c). Endringar i materialkarakteristikk for ulike skalaer, avgjer om den hensiktsmessige skjærstyrken for skråninga er knytt til intakt berg, diskontinuitetar eller til heile bergmassen (Fig. 6.2).



**Figur 6.2. Diagram som viser overgang frå intakt berg til oppsprokne bergmasse i takt med aukande skala. Modifisert etter Wyllie og Mah (2004).**

Eit brotkriterium er ein metodologi for å bestemme når eit materiale, i dette tilfellet berg, vil gå i brot, og gir derfor eit mål på skjærstyrke til materialet. Det finns fleire ulike brotkriterium som vert nytta i stabilitetsanalyse for skråningar, der ulike brotkriterium er tilpassa ulike skalaforhold. For at skjærstyrke ein bestemmer for skråninga skal vere riktig, må ein derfor nytta eit eigna brotkriterium for den aktuelle skalaen.

Resultat frå undersøkingar i felt og laboratoriearbeid (Kap. 5.) dannar grunnlaget for inngangsparameter til den numeriske modellen.

## 6.2.1. Brotkriterium for bergmasse

### 6.2.1.1. Mohr-Coulomb brotkriterium

Det mest nytta brotkriteriet for å bestemme styrke og deformasjonessvne i bergmasse er Mohr-Coulombs brotkriterium. Skjærstyrke,  $\tau$ , ved ein gitt normalspenning,  $\sigma_n$ , er gitt ved (likninga er tidlegare vist, likning 3.7, og har derfor ikkje nummerering):

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi$$

Dette brotkriteriet gir eit lineært forhold mellom skjærstyrke og normalspenning. Ifølgje Hammah et al. (2004) er eit ikkje-lineært brotkriterium, Hoek-Brown kriteriet det mest eigna modellen til å på førehand anta brot i bergmasse, spesielt ved låg normalspenning.

### 6.2.1.2. Hoek-Brown brotkriterium

Eit empirisk brotkriterium for å bestemma styrke for berg og bergmasse, som vart utvikla av Hoek og Brown (1980). Det generaliserte brotkriteriet er

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \left( \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \right)^a \quad (6.1)$$

- $\sigma'_1$  og  $\sigma'_3$  er høvesvis største og minste effektive hovudspenning ( $\sigma_n$ -vasstrykk) ved brot, og  $\sigma_{ci}$  er den einaksiale trykkstyrken for intakt berg
- $m_b$  er ein materialkonstant og er gitt ved  $m_b = m_i e^{\frac{(GSI-100)}{(28-14D)}}$
- $m_i$  er materialkonstanten for intakt berg
- GSI er «Geological Strength Index»
- D er «disturbance factor»
- s og a i likning 15 er konstantar som avhenger av bergmassekarakteristikken og er gitt ved  $s = e^{\frac{(GSI-100)}{(9-3D)}}$  og  $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$

Hammah et al. (2004) legg vekt på at kriteriet er godt praktisk eigna, i forhold til linken mellom parametrane i modellen, og dei forholdsvis enkle geologiske observasjonane som krevst. For å nytta Hoek-Brown kriteriet til å estimere styrke og deformasjonseigenskapar til oppsprokke bergmasse treng ein bestemme følgjande parameter (Hoek, 2007c):

- Einaksial trykkstyrke,  $\sigma_{ci}$  for intakt berg.

- Verdien for Hoek-Brown konstant for intakt berg,  $m_i$ .
- Verdien av GSI for bergmassen.
- «Disturbance factor»,  $D$ , som avhenger av bergmassen i forhold til sprengingskader eller spenningsavlastning.  $D$  varierer frå 0-1, der 0 er uforstyrta in situ bergmasse.

Hoek-Brown antar at berget og bergmassen er isotropisk, og kan ikkje nyttast når det hovudsakleg er få sprekkesett som styrer situasjonen. I følgje Hoek (2007c) kan ein for tilfelle 1 og 5, i figur 6.2 klassifisere materialet som isotropt og derfor nytta Hoek-Brown brotkriterium. For tilfelle 4 kan ein nytta Hoek-Brown med varsamheit. I tilfelle 2 og 3 er materialet anisotropt, og Hoek-Brown kan ikkje nyttast.

### 6.2.1.3. Konvertere H-B til M-C

I denne oppgåva vert Hoek-Brown kriteriet nytta for bergmassen ettersom det er usikkerheit rundt lokaliseringa til glideplan i det ustabile området, samt at Hoek-Brown kriteriet passar til den oppsprokke bergmassen over skjærsona (Fig. 6.2, tilfelle 5).

Å bruke Hoek-Brown kriteriet i ein FEM-SSR-analyse er i følgje Hammah et al. (2004) komplisert, ettersom berekningstida i den numeriske analysen aukar betrakteleg. Berekningstida aukar fordi det er vanskeleg å bestemme nøyaktige verdiar for Hoek-Brown verdiane  $\sigma_{ci}$ ,  $m_b$ ,  $s$  og  $a$ . Hoek-Brown kriteriet kan likevel nyttast dersom ein konverterer parameterane til Mohr-Coulomb kriteriet, ved å tilpassa den lineære Mohr-Coulomb omslutningskurva til den ikkje lineære Hoek-Brown kurva.  $\phi$  (friksjonsvinkel) og  $c$  (kohesjon) som ein får ut frå den tilpassa Mohr-Coulomb kurva kan då nyttast, ettersom verdiane er tilsvarande for Hoek-Brown kriteriet (Wyllie and Mah, 2004). I denne oppgåva vert RocData, versjon 4.014 frå Rocscience, nytta for å konvertere verdiar mellom brotkriteria.

Konvertering av Hoek-Brown parameter til Mohr-Coulomb parameter er likevel komplisert for å oppnå relevante verdiar for  $\phi$  og  $c$ . Friksjonsparameteren er svært avhengig av normalspenninga,  $\sigma_n$  (Nilsen, 2000), ettersom forholdet mellom skjærstyrke,  $\tau$  og  $\sigma_n$  ikkje er lineært. Ifølgje NBG (2011) må ein difor bestemme  $\sigma_n$  for å berekne korrekt friksjonsvinkel,  $\phi$ . Normalspenninga,  $\sigma_n$  er gitt ved:

$$\sigma_n = \gamma z \cos \alpha \quad (6.2)$$

der  $\gamma$  = tyngtetleik for gneis ( $0.027 \text{ MN/m}^3$ ),  $z$  = overdekning frå skjærsona (gjennomsnittleg 55 m) og  $\alpha$  = fallvinkel på skjærsona (gjennomsnittleg  $31^\circ$ ).

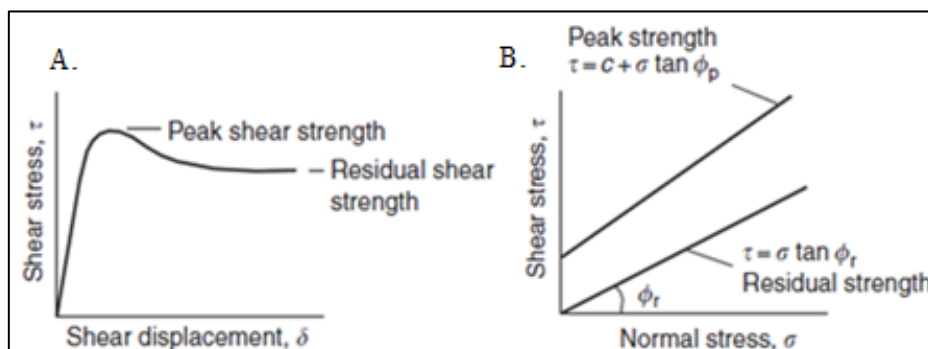
Normalspenninga er berekna på den antatt mest aktive skjærsona, der brot i bergmassen truleg er mest sannsynleg (Fig. 7.5, skjærsoner registrert på 61-63 m i KH-08-2012 og 49-50 m i KH-02-Ø). Dette gir ei normalspenning langs skjærsona på 1.273 MPa og tilpassing av Mohr-Coulomb kurva til Hoek-Brown kurva er vist i vedlegg 11.3.1.

#### 6.2.1.4. *Elastisk og plastisk material respons*

I Phase2 har ein moglegheit til å definere om materialet i modellen er elastisk eller plastisk. Material definert som elastisk vil ha ein lineær elastisk materialrespons, og uansett spenningsstørrelse vil det altså ikkje oppstå brot i bergmassen (Rocscience, 2014).

For material definert som plastisk kan materialet gå i brot, og vise ein ikkje lineær spennings-tøyning respons, dersom spenninga overskrider omslutningskurva til brotkriteriet (Rocscience, 2014). Figur 6.3 A. viser den ikkje lineære responsen fram til brot i bergmassen ved «peak shear strength», og både Mohr-Coulomb kriteriet og Hoek-Brown kriteriet nyttar peak skjærstyrke for å beskrive brot i bergmassen. «Residual shear strength» beskriv styrken i bergmassen etter brot, som naturleg nok vert redusert etter «peak», og den residuale skjærstyrken vil etter kvart nå ein konstant verdi (Fig. 6.3. A.). Figur 6.3 B. viser eit Mohr diagram for «peak»-styrke og residualstyrke. For residuale styrkeforhold er kohesjon lik null i motsetning til for «peak»-styrke, ettersom deformasjon i bergmassen etter brot har fjerna den sementerande effekten (Wyllie and Mah, 2004). Den residuale friksjonsvinkelen,  $\phi_r$ , er også lågare enn «peak» friksjonsvinkel,  $\phi_p$ , som eit resultat av at deformasjonen har brote ned uregelmessigheiter på brotplanet, og skapt ein jamnare flate med lågare friksjon (Wyllie and Mah, 2004).

I den numeriske analysen vert det nytta elastisk-plastisk modell. Dette vil seie at residuale verdiar for materialstyrke, som kohesjon, friksjonsvinkel og tensjonsstyrke er like «peak» verdiane.



**Figur 6.3. Definisjon av skjærstyrke på ein diskontinuitet. A. viser skjærstyrke plotta mot deformasjon, B. viser Mohr plot av «peak»- og residualstyrke (Wyllie and Mah, 2004).**

## 6.2.2. Materialeigenskapar for bergmasse, gneis

Inputparameter til RocData, ut frå Hoek-Brown brotkriterium, er bestemt gjennom feltarbeid og laboratoriearbeid. Tabell 6-2 viser verdier som vart nytta som input i RocData og konverterte til Mohr-Coulomb kriteriet. For parameter  $m_i$ , som er ein materialkonstant for intakt berg, er verdien estimert for bergarten gneis ved hjelp av RocData. «Disturbance factor»,  $D$  er eit tal på dei mekaniske spenningane bergmassen har vore utsett for, og er i hovudsak relatert til sprengingskader i forhold til tunneldriving eller i skjeringar i dagbrot eller langs infrastruktur. Bergmassen ved Åknes er likevel antatt mekanisk forstyrra, ettersom glasiasjon og deglasiasjon i området har framprovosert spenningsendringar. Rettleiar i forbindelse med numerisk modellering for denne oppgåva, Nghia Q. Trinh (SINTEF), la vekt på at  $D$ -faktoren allereie var tatt omsyn til gjennom GSI verdien, ettersom GSI er eit mål på oppsprekkingsgrad for bergmassen og forholda på sprekkeflater (Trinh, 2014). Ein  $D$ -verdi på 0.1 vart derfor bestemt i samråd med rettleiarar.

**Tabell 6-2. Inputparameter og konverterte parameter til Mohr-Coulomb for bergmassen.**

| Input Hoek-Brown parameter                    | Eining | Verdi  | Henta frå                     |
|---|--------|--------|-------------------------------|
| UCS, $\sigma_{ci}$                            | MPa    | 155    | Laboratoriearbeid (Tab. 5-6)  |
| E-modul, $E_i$                                | GPa    | 39.890 | Laboratoriearbeid (Tab. 5-6)  |
| Poisson's forhold, $\nu$                      |        | 0.11   | Laboratoriearbeid (Tab. 5-6)  |
| GSI   |        | 65     | Feltarbeid (Tab.5-4)          |
| Intact parameter, $m_i$                       |        | 28     | Estimert i RocData            |
| Disturbance factor, $D$                       |        | 0.1    | (Trinh, 2014)                 |
| Normalspenning, $\sigma_n$                    | MPa    | 1.273  | Likning 6.2                   |
| <b>Parameter Mohr-Coulomb, nytta i Phase2</b> |        |        |                               |
| Kohesjon, $c$                                 | MPa    | 2.185  | RocData, $\sigma_n=1.273$ MPa |
| Friksjonsvinkel, $\phi$                       | Grader | 66.6   | RocData, $\sigma_n=1.273$ MPa |
| Tensjonsstyrke, $\sigma_t$                    | MPa    | -0.369 | RocData, $\sigma_n=1.273$ MPa |
| E-modul, $E_i$                                | GPa    | 39.890 | Laboratoriearbeid (Tab. 5-6)  |
| Deformasjons modul, $E_m$                     | GPa    | 22.734 | RocData                       |
| Dilation angle                                | Grader | 0      | (Trinh, 2014)                 |

Outputparameter frå RocData, der parameter er konvertert frå Hoek-Brown kriteriet til Mohr-Coulomb kriteriet, ved  $\sigma_n=1.273$  MPa, er vist i tabell 6-2.

Når ein definerer materialet som plastisk i Phase2 har ein også moglegheit til å definere «dilation angle» og residuale verdier for  $c$ ,  $\phi$  og  $\sigma_t$ . «Dilation angle» er eit mål på kor stor volumauking som oppstår i bergmassen når den vert deformert (Rocscience, 2014). For Mohr-Coulomb materiale ligg vinkelen vanlegvis mellom 0 og friksjonsvinkelen til materialet. Ved numerisk modellering innan ingeniørgeologi, er det vanleg å forenkle parameteren og bruke

ein verdi for «dilation» lik 0 eller  $\phi$  (Zhao and Cai, 2010). I samråd med rettleiarar vart det bestemt ein «dilation angle» lik 0 (Trinh, 2014).

### 6.2.3. Materialeigenskapar for skjærsoner og sprekkar i bergmassen

I Phase2 modellen er skjærsona teikna inn som eit «single joint». Grunnen til dette er at mektigheita til sona er usikker, for utanom dei stadene den er identifisert gjennom borehola. Ved å implementere sona som ein sprekk i modellen kan ein tileigne sona Mohr-Coulomb parameter, ut frå funna i skjærbokstesten (Kap. 5.3.5).

Ved Åknes er det i tillegg 3 sprekkesett som tydeleg bidreg til å kontrollere deformasjonen i det ustabile området (Kap. 5.1.1). Modellen syner eit tverrsnitt frå nord til sør, og sprekkesettet JNS er derfor ikkje mogleg å illustrere på denne 2D modellen. Sprekkesetta S1 og JEW er inkludert.

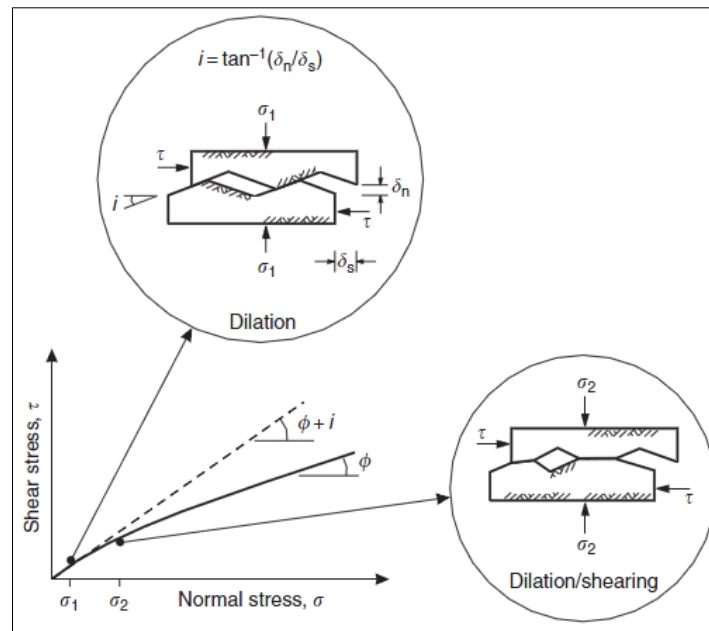
#### 6.2.3.1. Brotkriterium

Forsking på skjærstyrke til sprekkar i bergmasse ved NGI (Barton, 1973), førte til at det vart utvikla ein empirisk metode for å bestemme skjærstyrke, kjent som «Barton-Bandis joint model» (Barton and Bandis, 1990). Skjærstyrke,  $\tau$ , til «reine» sprekkar, utan sprekkemateriale, vert definert som:

$$\tau = \sigma'_n \tan(\phi_r + JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma'_n})) \quad (6.3)$$

der  $\sigma'_n$  = effektiv normalspenning,  $\phi_r$  = residual friksjonsvinkel, JRC = ruheitskoeffisient på sprekkplanet og JCS = bergstyrke.

Barton-Bandis kriteriet viser at skjærstyrke på eit plan er avhengig av ruheit på sprekkplanet, bergstyrke på sprekkplanet og normalspenninga på planet. Dette er vist i figur 6.4 ved at friksjonsvinkelen på planet vert redusert med aukande normalspenning, fordi ujamnheitane på sprekkplanet vert slipte ned. Det er ein overgang frå utviding av sprekkene ved rørsle til skjærdeformasjon på sprekkplanet ved rørsle (Wyllie and Mah, 2004), som også har samanheng med bergstyrken på sprekkplanet. Ved låge normalspenningsforhold har derfor ruheit på sprekkplanet stor innverknad på skjærstyrke til planet (Grøneng and Nilsen, 2009).



**Figur 6.4. Korleis ruheit og normalspenning påverkar friksjonsvinkelen på sprekkeplanet (Wyllie and Mah, 2004).**

### 6.2.3.2. Stivheit

Sprekkestivheit beskriv spennings- og deformasjonskarakteristikken til sprekkar, og ein skil mellom normal stivheit,  $k_n$  («joint normal stiffness») og skjær stivheit,  $k_s$  («joint shear stiffness»). «Joint normal stiffness» er definert som normalspenning per del lukking av sprekken (Barton, 1972), og er avhengig av bergkontakt over sprekken, JRC, styrke til ujamnheiter på sprekkeplanet og eigenskapar til sprekke materialet. «Joint shear stiffness» er ifølgje Barton (1972) den gjennomsnittlege gradienten på skjærstyrke-skjærforflytningskurva, og er avhengig av normal spenning og prøvestørrelse.

Verdiane for stivheit til både skjærsoner og sprekkesetta er sett direkte inn i tabell 6-4 og 6-5, likningane for desse verdiane er vist i vedlegg 11.3.2 og 11.3.3 og er henta frå Rocscience (2014).

For å berekne stivheita til skjærsona treng ein Young's modul,  $E$ , og Poisson's forhold,  $\nu$ , for materialet i skjærsona. Dette kan ein ikkje finne gjennom den direkte skjærtesten (Kap. 5.3.5) (ASTM, 2011), og NTNU har heller ikkje utstyr for å teste dette, så empirisk bestemte verdiar vart diskutert og bestemt med rettleiar (Tab. 6-3). Som mektigheit på skjærsona er den 40 cm mektige observerte knusingsona i KH-08-2012, mellom 62.70-63.10 m nytta.



**Tabell 6-3. Young's modul og Poisson's forhold for skjærsonematerialet.**

| Parameter                | Verdi   | Kommentar                 |
|--------------------------|---------|---------------------------|
| Young's modul, E         | 120 MPa | (Zhu, 2012, Bowles, 1996) |
| Poisson's forhold, $\nu$ | 0.3     | (Zhu, 2012, Bowles, 1996) |

### 6.2.3.3. Materialeigenskapar for skjærsoner

Det er liten tvil om at det er høg usikkerheit rundt materialeigenskapar og lokalisering av ein eller fleire skjærsoner ved Åknes. Gjennom undersøkingar og overvaking kan ein knytte fleire soner med rørsle til ulike djup i det ustabile området (Tab. 5-16), og gjennom den geologiske modellen (Fig. 7.3, 7.5 og 7.7) er hovudskjærsona identifisert gjennom dei to øvre borehola på 61-63 m og på 49-50 m. I denne oppgåva er det kun denne som vert implementert i den numeriske analysen ettersom rørsla er klart størst i borehola ved desse djupa.

Materialeigenskapar for denne sona er vanskeleg å bestemme konkret ettersom det er usikkert kor den går ut i dagen, og ettersom ein får lite material frå borkjernane ein eventuelt kunne testa. Grøneng et al. (2009) har gjennomført undersøkingar på materiale som kan vere ein del av den potensielle skjærsona, og ein samanlikning mot resultat i den undersøkinga er gjort i kapittel 5.3.5.

Under feltarbeid hausten 2013 vart det teke ut material frå ei skjærsoner, ved lokalitet 084 og 085 (Fig. 1.2), som gjennom den geologiske modellen (Fig. 7.3) viser korleis denne sona kan relaterast til den djupe skjærsona i det ustabile området. Denne sona har truleg vore utsett for tidlegare rørsle sidan leirmaterialet i sona kan stamme frå ned knust materiale frå bergmassen. Materiale frå denne sona er analysert og testa gjennom skjærbøksforsøk, som legg grunnlaget for materialparameterane som er nytta i den numeriske modellen (Tab. 6-4).

Skjærsona er i den numeriske modellen er lagt inn som ein enkel sprekk, og er lagt inn med lik geometri som hovudskjærsona i den geologiske modellen (Fig. 6.1 og 7.5). Denne tilnærminga til skjærsona vart i hovudsak nytta fordi det er stor usikkerheit knytt til mektigheita til sona, som også mest truleg ikkje er konstant.

**Tabell 6-4. Materialparameter for skjærsoner brukt i Phase2 modellen.**

| Skjærsoner parameter          | Eining | Verdi | Kommentar             |
|-------------------------------|--------|-------|-----------------------|
| <b>Mohr-Coulomb</b>           |        | Peak  |                       |
| Kohesjon, c                   | MPa    | 0.027 | Skjærboks, kap. 5.3.5 |
| Friksjonsvinkel, $\phi$       | Grader | 29.42 | Skjærboks, kap. 5.3.5 |
| Tensjonsstyrke, $\sigma_t$    | MPa    | 0     |                       |
| Joint normal stiffness, $k_n$ | MPa/m  | 300   | Vedlegg 11.3.2        |
| Joint shear stiffness, $k_s$  | MPa/m  | 115   | Vedlegg 11.3.2        |

Residualverdiane vart sett like som «peak»-verdiane ettersom ein ikkje har meir informasjon frå skjærbokstesten.

#### **6.2.3.4. Materialeigenskapar for sprekkar**

Resultat frå feltarbeidet og parameter JCS, JRC og fallvinkel for sprekkene er diskutert i kapittel 5.1. Resultat for laboratoriearbeid tilknytt  $\phi_r$  er omtala i kapittel 5.3.2. Verdiane er vist i tabell 6-5 og sett direkte inn i Phase2 som Barton-Bandis parameter.

Avstanden mellom sprekkar vart ikkje målt under feltarbeidet hausten 2013, og data for dette parameter er henta frå Ganerød et al. (2008). Undersøkinga viste tal på sprekkar ved ulike lokaliteter i det ustabile området, og ved kvar lokalitet vart sprekkerefrekvensen per meter målt vinkelrett på foliasjonen og parallelt med foliasjonen. Dette ga ein sprekkerefrekvens per meter på i gjennomsnitt 10.3 sprekkar/m for foliasjonsparallele sprekkar (S1) og i gjennomsnitt 3.5 sprekkar/m for ikkje foliasjonsparallele sprekkar (JNS og JEW). I denne modellen er det kun aktuelt å inkludere S1- og JEW sprekkesetta, og forholdet mellom desse viser at det ca. er 3 gonger så mange S1 sprekkar per meter som JEW sprekkar.

Dersom ein nyttar ein så liten sprekkavstand vil simuleringa i Phase2 modellen vere svært tidkrevjande på grunn av høg berekningstid. Det vart derfor i samråd med rettleiar bestemt at sprekkavstanden kunne aukast. Oppikofer et al. (2011) brukte laser skanning til å utvikle ein digital høgdmodell (DEM) av Rundfjellet, eit historisk fjellskred 2.5 km vest for Åknes. Det er tidlegare i oppgåva argumentert for kvifor desse to lokalitetane kan samanliknast (Kap. 5.1.1), og denne undersøkinga gir detaljert informasjon om lengde- og avstandsforhold for sprekkene i området. Undersøkinga viste ein sprekkavstand for foliasjonsparallele sprekkar lik 18.7 m og ein sprekkavstand for «step» sprekkar (samanliknast med JEW) på 44.9 m. På grunnlag av dette vart sprekkavstand i modellen sett til 15 m for S1 og 45 m for JEW, for å oppretthalde forholdet funnet av Ganerød et al. (2008). Før simuleringa av modellen vart også ein sprekkavstand lik S1=5 m og JEW=15 m testa. Denne reduksjonen i sprekkavstand auka berekningstida betrakteleg, og ga lite utslag på resultatet for både sikkerheitsfaktor og rørsle i modellen.

Ganerød et al. (2008) målte også sprekkelengda parallelt med strøket på sprekkene ved Åknes. Ettersom Phase2 er ein 2D modell og Rocscience (2014) definerer at sprekkelengda er lengda på sprekken parallelt med fallretninga, kan derfor ikkje data frå Ganerød et al. (2008) nyttast. Data frå Oppikofer et al. (2011) sin undersøking av Rundfjellet vert derfor også nytta her. Gjennom 10 profil har Oppikofer et al. (2011) funnet gjennomsnittleg sprekkelengde for

foliasjonsparallele sprekkar (samanliknast med S1) og «step» sprekkar (samanliknast med JEW). Desse data vert brukt i tabell 6-5.

**Tabell 6-5. Materialparameter for sprekkar brukt i Phase2 modellen.**

| Input til RocData                               | Eining | Verdi  |        | Kommentar                |
|---|--------|--------|--------|--------------------------|
| <b>Barton-Bandis</b>                            |        | S1     | JEW    |                          |
| <b>JCS</b>                                      | MPa    | 60     | 60     | Feltmålingar, Kap. 5.1.2 |
| <b>JRC</b>                                      |        | 9      | 9      | Feltmålingar, Kap. 5.1.2 |
| $\phi_r$  | Grader | 25.93  | 25.93  | Laboratoriet, Kap. 5.3.2 |
| <b>Fall/fallretning</b>                         | Grader | 31/153 | 86/011 | Feltmålingar, Kap. 5.1.1 |
| <b>Sprekke avstand</b>                          | m      | 15     | 45     | (Ganerød et al., 2008)   |
| <b>Sprekke lengde</b>                           | m      | 68.5   | 13     | (Oppikofer et al., 2011) |
| <b>Persistence</b>                              |        | 0.5    | 0.5    | Phase2 standard          |
| <b>Joint normal stiffness, <math>k_n</math></b> | GPa/m  | 3.52   | 1.17   | Vedlegg 11.3.3           |
| <b>Joint shear stiffness, <math>k_s</math></b>  | GPa/m  | 1.58   | 0.52   | Vedlegg 11.3.3           |

### 6.3. Spenning

I numeriske modellar med FEM-analyse, som Phase2, har ein moglegheit til å legge inn spenningsforhold i modellen. Panthi og Nilsen (2005) viser, gjennom numerisk tilbakeberekninganalyse av skredet ved Heggura i Tafjord, at anisotropiske spenningsforhold i bergmassen påverka deformasjonen i skråninga i stor grad. In-situ spenningsforhold har derfor stor innverknad på skråningsstabiliteten og kan ikkje oversjåast.

Ved Åknes er det ikkje gjort målingar av spenningsforholda i bergmassen, men generelt kan ein uttrykke vertikalspenninga ved eit bestemt djup som vekta av dei overliggende masser:

$$\sigma_v = \rho gh \quad (6.4)$$

der  $\rho$  = tettleik bergmasse ( $\text{kg/m}^3$ ),  $g$  = tyngdas akselerasjon ( $\text{m/s}^2$ ) og  $h$  = djupet (m)

I følgje Myrvang (2001) har denne teorien for vertikalspenningar vist seg å stemme rimeleg bra når det har blitt utført in-situ målingar. Horisontalspenningane er derimot vanskelegare å anta, ettersom desse også er styrte av geologisk avhengige spenningar, slik som topografiske spenningar og tektoniske spenningar og residuale spenningar. Desse forholda fører til at horisontalspenningane generelt er høgare enn vertikalspenningane, noko også andre målingar frå Norge antyder, der det er vist at prekambriske grunnfjellsbergartar har spesielt høg horisontalspenning (Myrvang, 2001).

Ettersom bergmassen ved Åknes består av prekambrisk grunnfjell vil dette då sannsynlegvis vere tilfellet her, og for å estimere horisontalspenning nyttast forholdet:

$$\sigma_h = \sigma_H = k\sigma_v \quad (6.5)$$

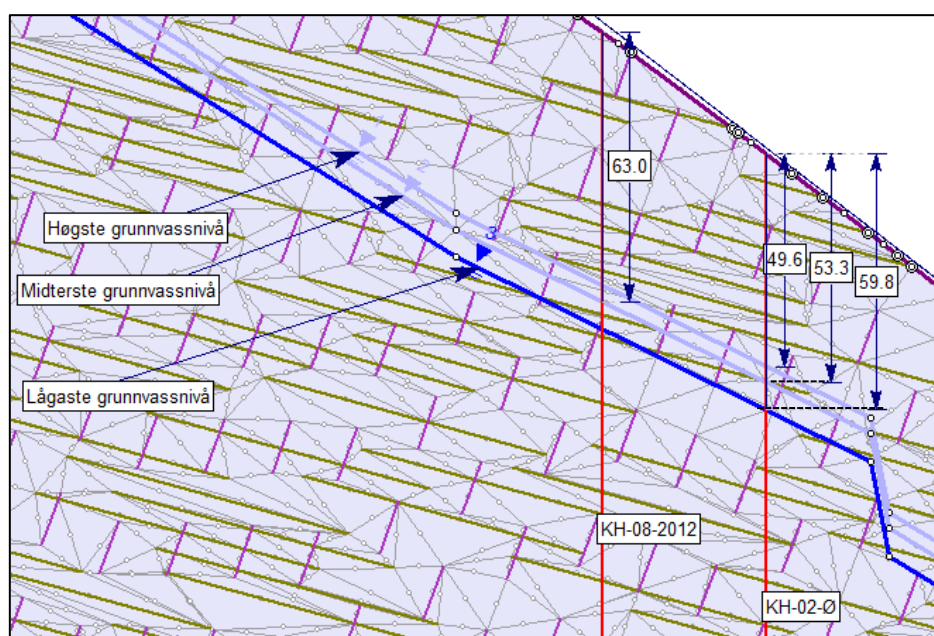
der  $\sigma_h$  = minste horisontalspenning,  $\sigma_H$  = største horisontalspenning og  $k$  = forholdet mellom horisontal- og vertikalspenning.

I Norge er  $k > 1$  og i nokre tilfelle er  $k \gg 1$  (Nilsen and Palmstrøm, 2000, Myrvang, 2001). Etter diskusjon med rettleiar Bjørn Nilsen, vart det bestemt å nytta  $k=1.5$  som utgangspunkt for modellen. Det er også interessant å sjå effekten på den numeriske analysen ved endra spenningsforhold, og ein analyse vert også gjennomført med  $k=2.5$ .

## 6.4. Grunnvatn

Grunnvassnivået ved Åknes varierer i stor grad i forhold til årstid, ettersom kjeldene til grunnvass-systemet i hovudsak er nedbør og snøsmelting (Kap.5.4.3) (Frei, 2008, Ganerød et al., 2008).

Når grunnvatn vart inkludert i den numeriske modellen, vert data frå KH-02-Ø nytta, ettersom dette boreholet har svært lang måleserie, mellom 2007 og 2013 (Fig. 5.24). Frå måleserien er det henta tre grunnvassnivå aktuelle for den numeriske modellen, eit lågt nivå, på 59.8 m djup, eit høgt nivå på 49.6 m djup, og eit midtre nivå som følgjer skjærsona, 53.3 m (Fig. 6.5).



Figur 6.5. Oversikt over korleis dei tre ulike grunnvassnivåa er modellert i den numeriske analysen. Grunnvassnivå djupn oppgitt i meter.

## 6.5. Seismisk aktivitet

Jordskjelvaktivitet er kjent for å vere ein viktig bidragsytande faktor for skredhendingar, men det er ingen sikre teikn som tydar på at historiske skredhendingar i Norge vart utløyste på grunn av jordskjelvaktivitet (Blikra et al., 2006b, Kvelde et al., 2009b).

Eurocode 8 (CEN, 2004) omhandlar reglar og prosedyrar rundt prosjekt som omhandlar jordskjelvutsette konstruksjonar, og viser ei oversikt over størrelsen på seismisk aktivitet ein kan forvente i Norge, samt det årlege sannsynet, eller gjentakingsintervallet, for ei slik hending. For området som Åknes er lokalisert i, er jordskjelvintensiteten («peak ground acceleration», PGA) oppgitt til å vere  $0.8 \text{ m/s}^2$ , med 475 års gjentakingsintervall.

Ein legg inn jordskjelvintensiteten i Phase2 som jordskjelvkoeffisient som del av 1 G ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ) (Rocscience, 2014), der  $0.8 \text{ m/s}^2$  er lik 0.0815. Denne størrelsen vert nytta i Phase2 modellen for analyse 1.2 og 1.3 (Vedlegg 11.3.4).

## 6.6. Parameterstudie i Phase2

Resultatet i den numeriske analysen er svært avhengig av kva verdiar ein tileignar parametrane som vert nytta i modellen. Ettersom det generelt ligg ein grad av usikkerheit til det å uttrykke bergmasse-, skjærone- og sprekkeegenskapar med bestemte verdiar, er parameterstudie eit viktig verktøy i numerisk analyse. Variasjon av parameterverdiar, med eit gitt forhold, kan medverke til å belyse kva parameter som har den største innverknaden på analysen, og dermed skråningsstabiliteten.

Parameterstudiet i den numeriske analysen vil fokusere spesielt på tre parameter. Det er kjent at grunnvassnivået ved Åknes vert styrt av sesongmessige variasjonar, og at desse variasjonane påverkar rørslehastigheit i området (Kap. 5.4.3). Variasjon av grunnvassnivå i den numeriske analysen er derfor eit parameter som det er interessant å studere effekten av.

Skjærsonestyrke i den numeriske analysen er bestemt frå undersøkingar av materiale henta frå lokalitet 084 og 085 under feltarbeidet (Kap. 3.3.7). Det er tidlegare i oppgåva diskutert kvifor dette materialet kan representere det faktiske skjærsonematerialet som bidreg til å styre rørsle ved Åknes (Kap. 5.3.5). Denne vurderinga er likevel svært usikker, og det er derfor viktig å studera kva effektar variasjon av denne parameteren har på stabilitet i den numeriske analysen.

Spenningsforholda ved Åknes er også usikre (Kap. 6.3) og det er vist at prekambriske grunnfjellsbergartar kan ha spesielt høge horisontalspenningar (Myrvang, 2001). Spenningsforholda kan erfaringsvis ha stor innverknad på resultatet i ein numerisk analyse (Trinh, 2014), og det er derfor også interessant å studera ulike spenningsforhold i analysen.

Tabell i vedlegg 11.3.4 gir ein oversikt over korleis analysane er sett opp i forhold til variasjon i input parameter, medan tabell 6-6 viser konkrete endringar i verdiar for bergmasse, sprekkar og skjærsonene. Poisson's forhold er ikkje endra gjennom analysane, ettersom det har lite å seie for resultatet (Trinh, 2014), dette vart bestemt i samråd med rettleiar.

**Tabell 6-6. Materialparameter for skjærsonene brukt i Phase2 modellen.**

|   | <b>Eining</b> | <b>30 % reduksjon</b> |             | <b>30 % auking</b> |            |
|---|---------------|-----------------------|-------------|--------------------|------------|
| <b>Bergmasse parameter</b>                      |               |                       |             |                    |            |
| <b>Kohesjon, c</b>                              | MPa           | 1.5295                |             | 2.8405             |            |
| <b>Friksjonsvinkel, <math>\phi</math></b>       | Grader        | 46.62                 |             | 86.58              |            |
| <b>Tensjonsstyrke, <math>\sigma_t</math></b>    | MPa           | -0.2583               |             | -0.4797            |            |
| <b>E-modul, <math>E_i</math></b>                | GPa           |                       |             | 51.857             |            |
| <b>Deformasjons modul, <math>E_m</math></b>     | GPa           | 15.91                 |             | 29.55              |            |
| <b>Dilation angle</b>                           | Grader        | 0                     |             | 0                  |            |
| <b>Sprekke parameter</b>                        |               |                       |             |                    |            |
| <b>Barton-Bandis</b>                            |               | <b>S1</b>             | <b>JEW</b>  | <b>S1</b>          | <b>JEW</b> |
| <b>JCS</b>                                      | MPa           | 42                    | 42          | 78                 | 78         |
| <b>JRC</b>                                      |               | 6.3                   | 6.3         | 11.7               | 11.7       |
| $\phi_r$  | Grader        | 18.15                 | 18.15       | 33.7               | 33.7       |
| <b>Joint normal stiffness, <math>k_n</math></b> | GPa/m         | 2.46                  | 0.82        | 4.58               | 1.52       |
| <b>Joint shear stiffness, <math>k_s</math></b>  | GPa/m         | 1.11                  | 0.37        | 2.06               | 0.68       |
| <b>Skjærsonene parameter</b>                    |               |                       |             |                    |            |
|   |               | <b>Reduksjon</b>      |             |                    |            |
|   |               | <b>5 %</b>            | <b>10 %</b> | <b>20 %</b>        |            |
| <b>Kohesjon, c</b>                              | MPa           | 0.026                 | 0.0243      | 0.0216             |            |
| <b>Friksjonsvinkel, <math>\phi</math></b>       | Grader        | 27.94                 | 26.478      | 23.536             |            |
| <b>Tensjonsstyrke, <math>\sigma_t</math></b>    | MPa           | 0                     | 0           | 0                  |            |
| <b>Joint normal stiffness, <math>k_n</math></b> | MPa/m         | 285                   | 270         | 240                |            |
| <b>Joint shear stiffness, <math>k_s</math></b>  | MPa/m         | 103.5                 | 103.5       | 92                 |            |

## 7. Resultat geologisk modell og numerisk analyse

### 7.1. Geologisk modell

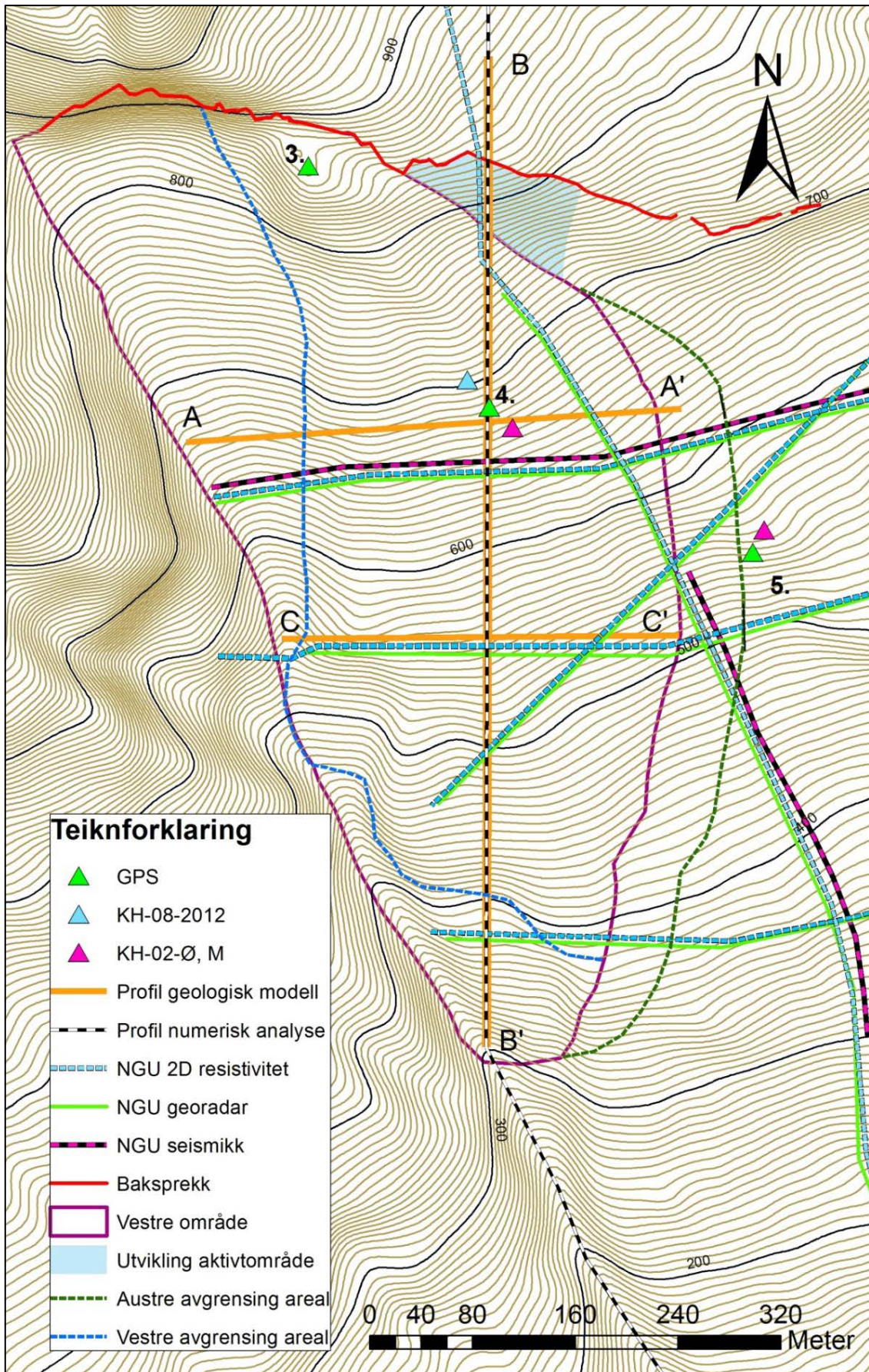
Kjennskap til geometri og lokalisering til skjærsoner er svært viktig for å kunne berekne volum, og for å kunne forstå rørslemekanismene i eit ustabil område (Oppikofer et al., 2011). I følge Jaboyedoff et al. (2011) er ein god geologisk modell med oversikt over rørslemekanismene i det ustabile området ein føresetnad for at den numeriske analysen skal kunne vere påliteleg. Den geologiske modellen bygger på data sett saman frå fleire kjelder:

- Strukturgeologisk kartlegging (Kap. 5.1)
- Kjernelogging- og televiewerdata (Kap. 5.2)
- Kartlegging av rørsler i overflata og i borehol (Kap 5.4)
- Geofysiske undersøkingar utførte av NGU (NGU, 2006) og (NGU, 2007a).

Den geologiske modellen vert presentert i form av tre profil i det vestre mest aktive området. For kvart profil i modellen vert det presentert ein figur med komplett datagrunnlag, slik at det er mogleg å få eit innblikk i kva tolkingsmodellen baserar seg på. Vidare vert tolkinga presentert gjennom tekst med ein påfølgjande figur for å belysa tolkinga betre. Til slutt vert volum estimert for det ustabile området og også andre relevante geologiske modellar frå Åknes omtala.

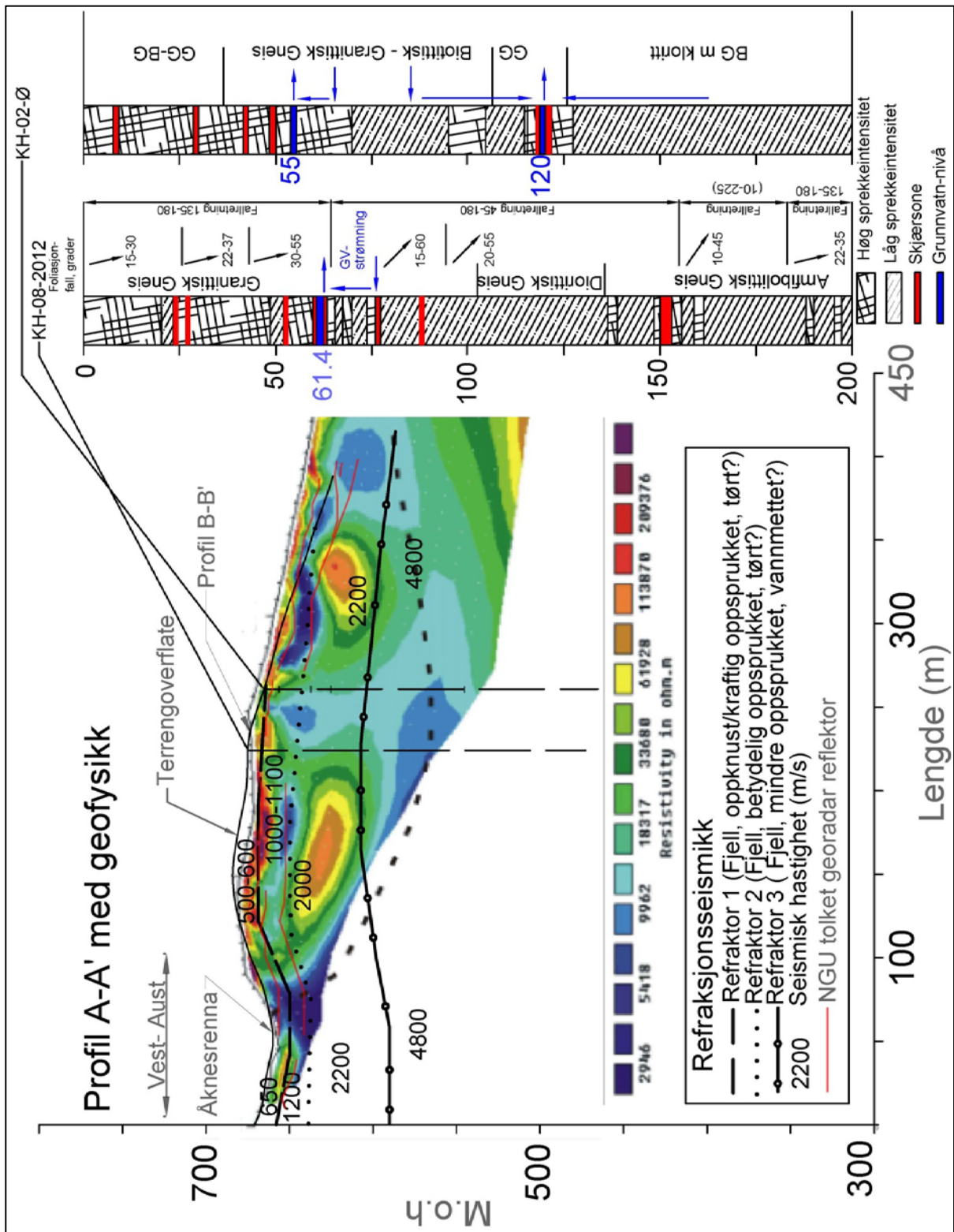
Det er viktig å presisere at profillinjene med komplett datagrunnlag (Fig. 7.2, 7.4 og 7.6) i denne oppgåva ikkje er lagt i samsvar med profillinjene for dei ulike geofysiske undersøkingane utførte av NGU (NGU, 2006, NGU, 2007a). Grunnen til dette er for å kunne inkludere fleire data, som til dømes boreholsdata, og profillinjene må då også leggjast i nærleik til borehola. Som eit resultat av litt andre retningar på profillinjene kan ein sjå at terrengoverflata i profila ikkje samsvarar med terrengoverflata i dei geofysiske profila. Det må presiserast at når profila er lagt over kvarandre, samsvarar dei med meter over havet og lengdeforhold i profilet, men terrengoverflata kan vera ulik. Profillinjene går heller ikkje rett gjennom borehola, så skjærsonene i tolkinga kan gå med ulik høgde gjennom boreholet i forhold til det som er skissert i boreholsloggen.

Oversikt over kvar profila for tolking er lagt og kvar dei geofysiske undersøkingane til NGU er lagt er vist i figur 7.1. Profilet nytta i den numeriske modelleringa er diskutert i kapittel 6.1.1. Figur 7.1 viser også «Austre avgrensing areal» og «Vestre avgrensing areal». Dette er avgrensingar knytt til volumberekningar av det ustabile området, og vert nærare forklart i kapittel 7.1.4.



Figur 7.1. Profiler for geologiske og numerisk modell.





Figur 7.2. Profil A-A' med geofysiske data.

### 7.1.1. Tolking A-A'

Profilen A-A' viser øvst eit lag med ur og skredmateriale (Fig. 7.3). Ur og skredmateriale kan ein kjenne att frå resistivitetsprofilen som material med svært høg resistivitet, og NGU støttar ei slik tolking (NGU, 2006). Dette samsvarer også med det geomorfologiske kartet (Fig. 1.2), som viser utbreiinga av skredmateriale i det vestre området. I nærleik til borehola er resistiviteten lågare, og dette kan samsvare med ryggen av fast fjell som går retning nord-sør med fall mot fjorden. Dette kan også underbyggast med at lokaliseringa av grunnboringsriggen var på denne ryggen, og på fast fjell, av praktiske og sikkerheitsgrunnar. I Åknesrenna, ved feltarbeid lokalitet 084 og 085 lengst vest i profilen, er det observert eit plan, tolka som foliasjonsparellt, og observert til å vere grensa til forholdsvis kompetent og mindre oppsprokke bergmasse. Planet var blankskurt og lite oppsprokke, med fall  $30^\circ$  mot sør-aust  $\sim 150^\circ$  (Fig. 5.1. Serie 6 og 7.3). Dette planet kan vere ein del av grensa mot mindre oppsprokke fjell, ettersom det har bratt fall inn i skråninga. Frå dei to boreholsskissene på figur 5.2 kan ein sjå at sprekkeintensiteten vert lågare under  $\sim 75$  m i KH-08-2012 og  $\sim 70$  m i KH-02-Ø. At ein overgang til meir kompetent fjell går nettopp gjennom desse nivåa i borehola er vidare underbygga av ei seismikkgrense på omtrent same høgde. Seismisk hastigheit under denne grensa er av NGU (2007a) berekna til 4800 m/s, og tolka som mindre oppsprokke fjell som sannsynlegvis er vassmetta. Grensa for lite oppsprokke og vassmetta bergmasse er derfor dratt gjennom desse to nivåa i boreholet på figur 7.3.

Ei mogleg grunn skjærsoner kan samsvare med rørsle vist på DMS i borehol KH-08-2012 på 28-30 m og i borehol KH-02-Ø på 28-30 m. Ei sone i dette sjiktet vert også støtta av ei seismikkgrense og fleire reflektorar frå georadar, som indikerer ei lagdeling. Hastigheita i laget under den aktuelle reflektoren er berekna av NGU til å vere mellom 2000-2200 m/s, og vidare tolka til å vere drenert, oppsprokke fjell (NGU, 2007a).

Laget over denne grunnaste sona er berekna av NGU til ei hastigheit på 1000 -1200 m/s, og tolka til svært oppsprokke og tørr bergmasse. Dersom ein ser på resistivitetmålingane for dette sjiktet er resistiviteten så låg at bergmassen kan vere vassmetta. Ei eventuell vassmetta sone på for eksempel 1500-1600 m/s vil kunne liggja i blindsoner mellom dei to seismiske lagdelingane og dermed ikkje verta oppdaga i dei refraksjonsseismiske undersøkingane. Hastigheit må vera over 1500 m/s når det er vassmetta, og skjærsona kan derfor vere med å avgrense eit hengande grunnvassnivå, som altså vil kunne liggja i blindsona for seismikken. Skjærsoner kan vere særleg lite permeable grunna innslag av mykje finstoff som eit resultat av rørsle (Hendron and Patton, 1987), og vatn som er drenert gjennom grunnen frå overflata kan

fangast av denne sona og strøyme langs dette sjiktet. Vatnet drenerast truleg vidare frå denne sona ettersom grunnvassnivåa i borehola ligg djupare enn 30 m.

Det kan vere ei moglegheit at vatnet drenerast frå denne sona og vidare ned i grunnen ved hjelp av JNS sprekkesetta. JNS, som Derron et al. (2005), Ganerød et al. (2008) og Jaboyedoff et al. (2011) har vist opptre over heile området, kan fungere som ei drenerande sone (Fig. 7.3). Jaboyedoff et al. (2011) viser også at vassmetta, og særst permeable sprekkesoner, har lav resistivitet.

Både Ganerød et al. (2008) og Frei (2008) har foreslått at kjeldene til grunnvass-systemet er drenering av nedbør og smeltevatn. Det er gode moglegheiter for drenering gjennom ur/skredmassar og svært permeabel bergmasse, og grunnvatnet i eit eventuelt hengande grunnvassnivå kjem truleg derfor frå overflatedrenering. Tracer forsøk utført i 2007 (Frei, 2008) viste at elva i Åknesrenna mest sannsynleg ikkje fungerer som ei kjelde til grunnvatnet i det ustabile området, men berre følgjer renna direkte til fjorden. Frei (2008) viste at ein ikkje kan oppdaga sporstoffet injisert i elva i renna, i verken dei midtre eller dei nedre kjeldene. Men tracerstoff injisert i området ved baksprekken og ved KH-02-Ø, fann Frei (2008) spor av i elva i Åknesrenna og i dei fleste midtre og nedre kjeldene, så strøyming av grunnvatn frå renna og inn i grunnen i det vestre området kan vera mogleg. På grunnlag av dette er det øvre grunnvassnivået og skjærsona ikkje sett i kontakt med elva i Åknesrenna.

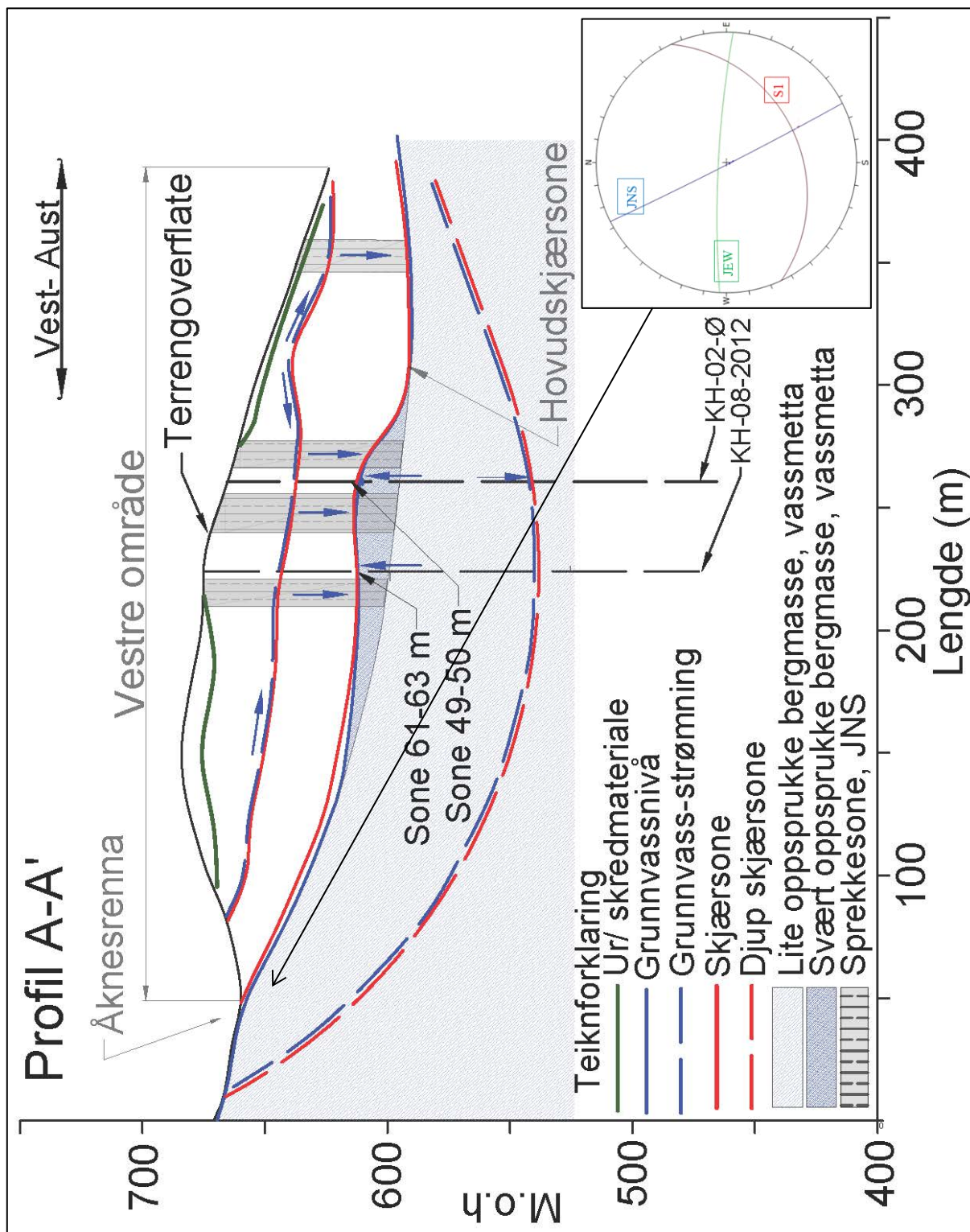
Televierrapporten viser at grunnvatnet strøymar inn i boreholet djupare enn grunnvassnivået i boreholet, omtrent ved grensa for lite oppsprokke, vassmetta bergmasse. Vatnet strøymar så opp og ut av boreholet ved grunnvassnivået (NGU, 2013). Denne responsen kan vere at det drenerte grunnvatnet frå øvre lag møter grensa for mindre sprekkintensitet, der dreneringshastigheita er lågare på grunn av mindre permeabel bergmasse. Auka vasstrykk ved grensa for mindre sprekkintensitet som ein respons av lågare dreneringshastigheit vil derfor auka grunnvassnivået i borehola. Grunnvassnivået i boreholet treng difor ikkje vere representativt for grunnvassnivået i omkringliggende bergmasse, her kan nivået vere lågare.

Grunnvassnivået i området ved borehola kan då gå langs grensa for lite oppsprokke, vassmetta bergmasse, dette vert også støtta av berekning av hastigheita i det nedste laget frå seismikk (NGU, 2007a).

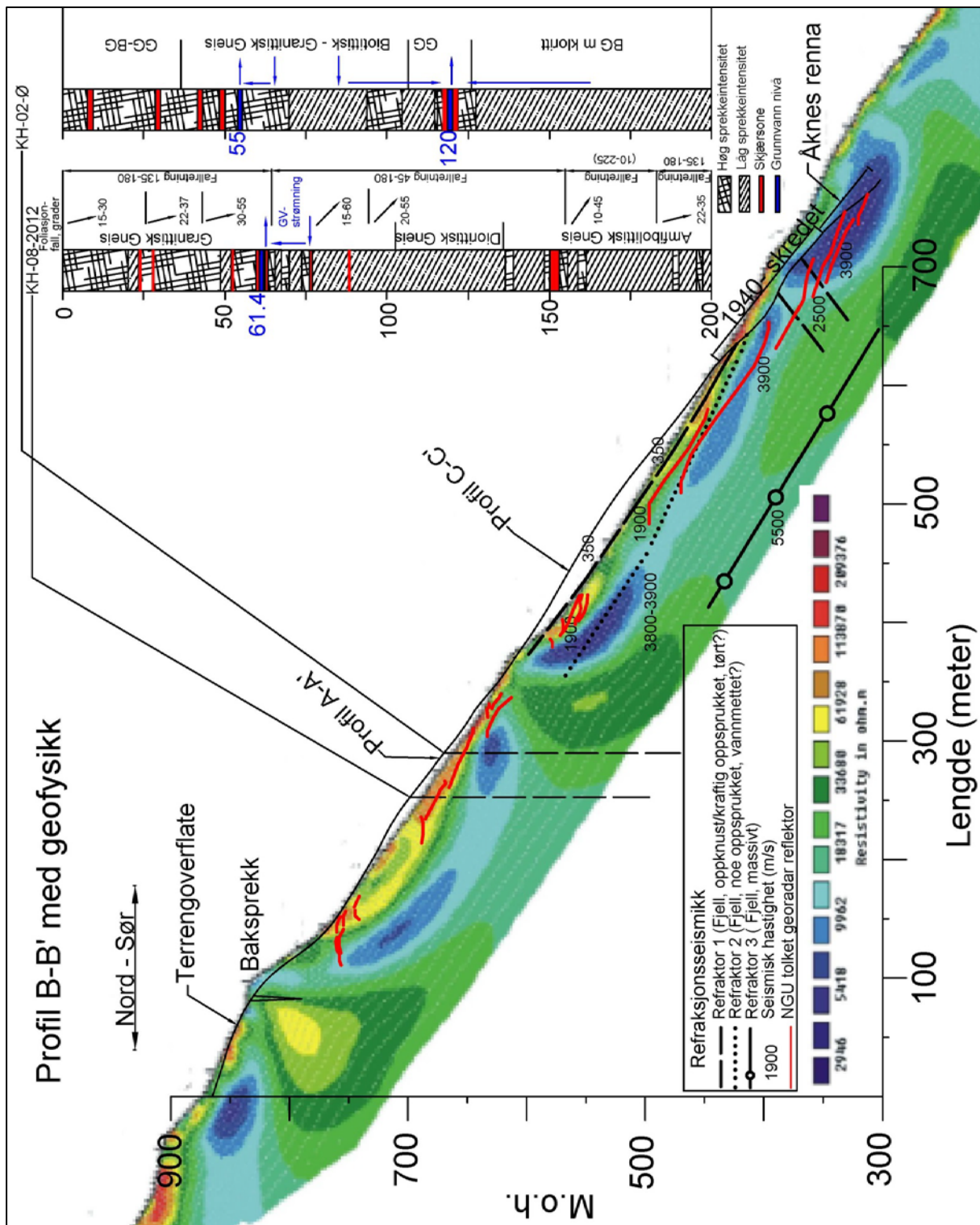
Ei djupare hovudskjærsona er også skissert langs grensa for mindre sprekkintensitet, med utgangspunkt i Åknesrenna. Denne sona er tolka til å korrelere med dei to sonene i borehola

der ein ser størst rørsle på DMS, høvesvis 61-63 m i KH-08-2012 og 49-50 m i KH-02-Ø. Dersom grunnvassnivået vert pressa opp grunna lågare dreneringshastigheit ved grensa for lite oppsprokke, vassmetta bergmasse, vil dette påverke denne skjærsona i stor grad. Dersom ein også antar at skjærsona følgjer grensa for lite oppsprokke, vassmetta bergmasse eit stykke frå Åknesrenna, ligg skjærsona i direkte tilknytning til grunnvassnivået ved fleire høve. Grunnvass-strøyming kan gå frå Åknesrenna, langs skjærsona og fortsette vidare langs grensa for lite oppsprokke, vassmetta bergmasse. Vatnet strøymer då inn i borehola gjennom sprekkesystem. Boreholsdata viser innstrøyming i KH-08-2012 ved 73-75 m og i KH-02-Ø mellom 55-85 m (Kap. 5.2.3). Ein kan også sjå innslag av breksjer/leirlag på dette djupet i borehol KH-08-2012. Vatn langs hovudskjærsona vil ha ein negativ effekt på stabilitet (Giraud et al., 1990), og dess større del av skjærsona som ligg i tilknytning til vatn, dess større stabilitetsreducerande effekt vil utøvast på glideplanet.

Ei endå djupare skjærsoner er også foreslått. Boreholsdata viser at det kan vere teikn på djupe soner i borehola, ved ~150 m i KH-08-2012 og ved ~120 m i KH-02-Ø. Ettersom boreholsdata er den einaste tilgjengelege informasjonen rundt ei eventuell djupare sone, er den berre stipla på figur 7.3 som ei moglegheit.



Figur 7.3. Profil A-A' med tolking.



Figur 7.4. Profil B-B' med geofysiske data.

### 7.1.2. Tolking B-B'

Langs overflata i profil B-B' ligg det eit lag med skredavsetningar/ur (Fig. 7.5). Dette kan ein sjå frå resistivitetsprofilen, samt at det stemmer med det geomorfologiske kartet (Fig. 1.2). Lausmassedekket over borehola er lite mektig, sidan profilet B-B' her følgjer ein rygg i terrenget orientert nord-sør, tydeleg på det geomorfologiske kartet. Lengre ned i profilet og spesielt i området før ein når 1940-skredet er lausmassedekket mektigare. Eit lausmassedekke på 2-6 m vart også identifisert på seismikk av NGU i denne nedre delen (NGU, 2006).

I profil B-B' er sprekkeseittet JEW spesielt sentralt. Tidlegare i oppgåva (Kap. 5.1.1) er JEW tolka til å bestå av sprekkeseittet orientert aust-vest, samt subvertikale ekstensjonssprekkar i samband med foldeaksane A2 også orientert aust-vest. Det subvertikale sprekkeseittet er tolka til å opptre fleire stader nedover langs profilet i samband med foldeaksar, noko Jaboyedoff et al. (2011) også identifiserer i fjellskråninga generelt. JEW fører til at skjærsonene opptre som trinndelte glideplan nedover i skråninga.

Den grunnaste skjærsona går gjennom KH-08-2012 ved sona på 28-30 m, og gjennom KH-02-Ø ved sona på 28-30m. DMS i begge borehola viser teikn til rørsle i dette sjiktet, samt at ein kan registrere fleire sprekkar på dette djupet i KH-08-2012 på televiwer. Drenert overflatevatn frå vil truleg vere i kontakt med ei slik sone og bidra til mindre stabilitet (Giraud et al., 1990). På resistivitetsprofilen i figur 7.4 kan ein sjå ein reduksjon i resistiviteten ved ~25 m djupn langs KH-02-Ø noko som kan indikere at skjærsona kan ligge i kontakt med vatn. Det kan då vere at ein lite permeabel skjærsona, fangar opp drenert vatn frå overflata. Bergmassen er i stor grad oppsprokke i dette sjiktet (NGU, 2006).

Ei grunn skjærsona fortset også nedanfor den subvertikale sprekkeseittet, rett etter dei to borehola. Denne sona samsvarar med reflektorar frå seismikk og georadar, og kan vere ein del av glideplanet som 1940-skredet løyste frå, ettersom det er tolka med utgåande i tilknytning til det skredet. Seismikkmålingane frå NGU viser 1900 m/s, noko som kan indikere at denne sona inneheld vatn. Det kan då vere drenert overflatevatn som renn langs ein mindre permeabel skjærsona. Frei (2008) identifiserte utspring av to kjelder i området ved glideplanet til 1940-skredet, der denne skjærsona er antatt å ha utgåande. Sjølv om kjeldene skulle ligge i tilknytning til skjærsona og vere eit resultat av drenering langs denne, må noko av vatnet ha vorte drenert før det når kjeldene, for her er vassføringa liten (Frei, 2008). Det vart heller ikkje observert kjelder i dette området under feltarbeid.

Grensa for lite oppsprokke, vassmetta bergmasse er lagt gjennom borehola KH-08-2012 og KH-02-Ø høvesvis på 75 m og 70 m. Grensa korrelerer bra med desse punkta, og har då eit fall på 31°. Dette samsvarar med det gjennomsnittlege fallet til foliasjonen, og at denne grensa er foliasjonsparell kan virka naturleg.

Grunnvassnivået er også lagt til å følgje denne sona. Dette kan vere naturleg ettersom overliggande masser er oppsprokke og vatn vert drenert ned til grensa frå baksprekken og terrengoverflata generelt. Dårligare permeabilitet i mindre oppsprokke bergmasse gjer at vatn truleg vil strøyma langs denne grensa, samt at borehola viser innstrøyming av vatn ved denne grensa. Frå televiwerundersøkingar (NGU, 2013), kan ein sjå at vassnivået i borehola er ~61,4 m i KH-08-2012 og ~55 m i KH-02-Ø. Det er kraftig innstrøyming av vatn i borehol KH-08-2012 ved 73 m og 75 m og i KH-02-Ø mellom 55-85 m. Vatnet som strøymar inn djupt i borehola kan også komme frå drenering frå Åknesrenna som vist i tolking av profilet A-A'.

Det kan altså vere to kjelder til vatn som påverkar stabiliteten ved det ustabile fjellpartiet.

- Overflatevatn som samlar seg opp ifrå øvre baksprekk og gjennom overflatedrenering ned mot ei grunn skjærsona (Fig.7.3, 7.5 og 7.7)
- Vatn frå Åknesrenna som drenerer langs lag med finkorna breksjer som går foliasjonsparellt med fall mot søraust (Fig. 7.3 og 7.7)

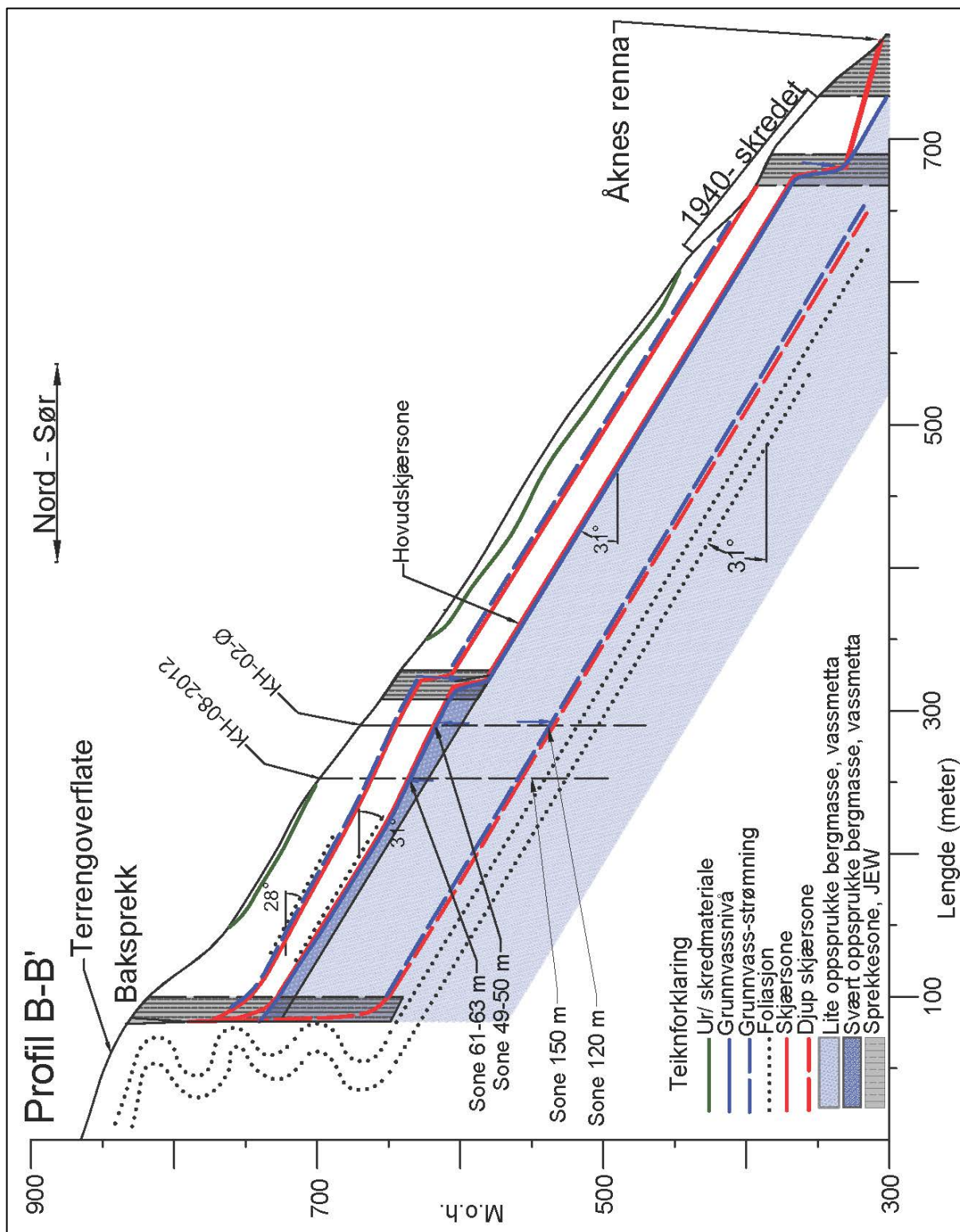
Hovudskjærsona, med fall 31° i overkant av borehola er tolka til å gå i forbindelse med grensa for mindre sprekeintensitet og så løfte seg når den nærmar seg borehola for å korrelere med sonene der ein ser rørsle på DMS. Sone 61-63 m i KH-08-2012 og sone 49-50 m i KH-02-Ø viser forholdsvis stor rørsle. Boreholsdata viser at sona kjem i kontakt med grunnvassnivået når den når borehola, men dersom skjærsona følgjer grensa for mindre sprekeintensitet lengre oppe i profilet ligg den truleg i nærleik til vatn fleire stader. Overflatevatn og vatn frå baksprekken kan også truleg drenerast langs denne skjærsona.

Figur 7.5 viser at hovudskjærsona fortset etter det subvertikale sprekesystemet. Hovudskjærsona er tolka til å følgje grensa for mindre sprekeintensitet og kan også knytast til ein overgang til høgre resistivitet langs profilet på figur 7.4. Hovudskjærsona fortset ned mot den neste strukturen som har blitt tolka som subvertikal JEW. Her har også NGU (2007a) foreslått ei sone frå seismikken med lav hastigheit, 2500 m/s. Undersøkingane viser ikkje retninga på sona, men den kan då indikere JEW. Resistivitetsdata kan tyde på at hovudskjærsona etter JEW gjer eit trinnvis sprang, som mønsteret i skråninga indikerer, og

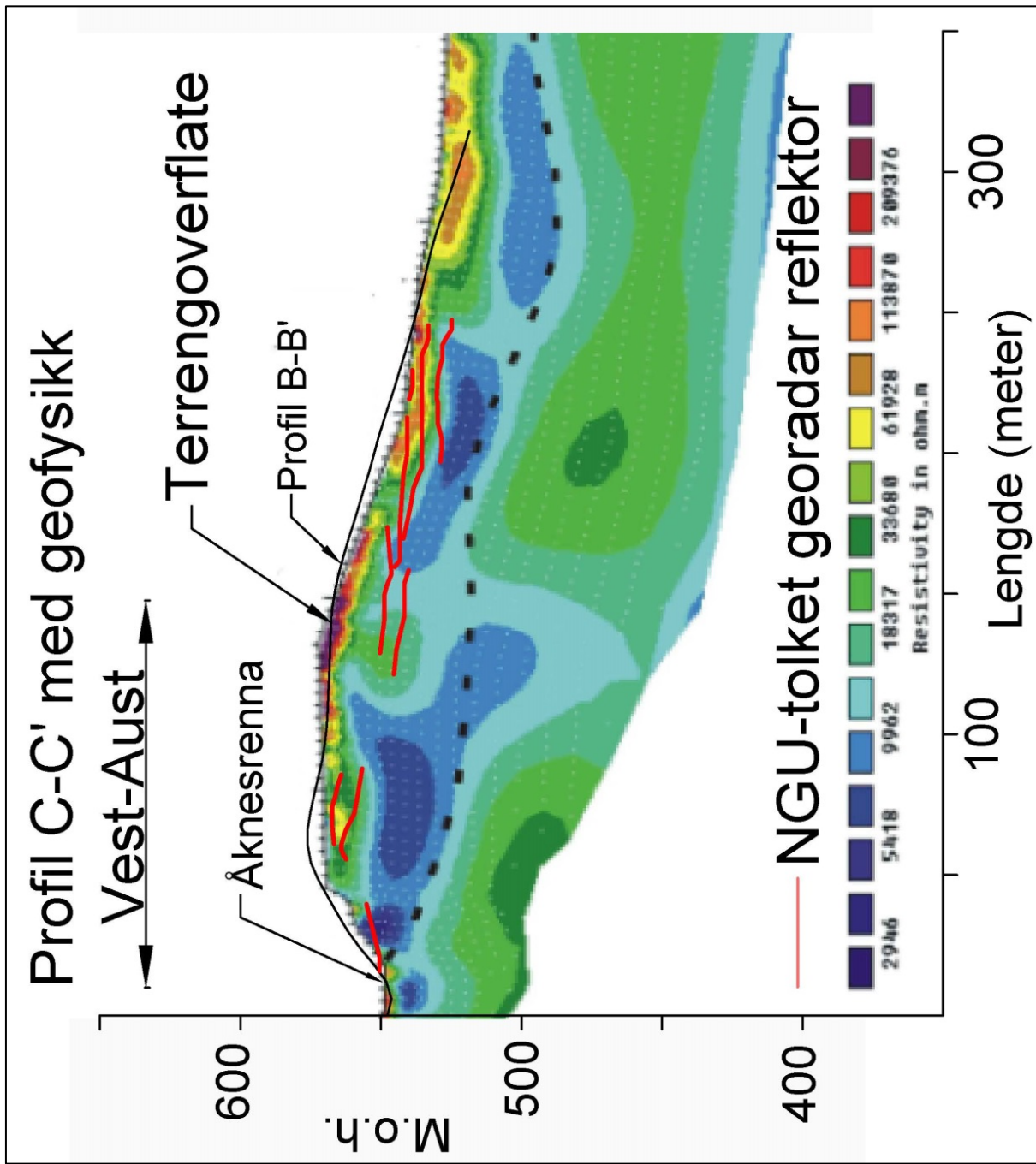


fortsett vidare foliasjonsparellt med utgåande i Åknesrenna. Eitersom det ikkje er registrert store kjelder ved denne høgda i det ustabile området (Frei, 2008), er det lite truleg at eit grunnvassnivå går ut i dagen langs profil B-B'. Dei største kjeldene vart registrerte av Frei (2008) ved ~100 moh.

Ei djup skjærsone er også indikert på figur 7.5, ettersom NGU har ein djup reflektor på seismikkmålingane. Den berekna hastigheita i laget under er opp mot 5500 m/s, og tyder på meir kompetent og massivt fjell. I KH-02-Ø er det også påvist, gjennom televiewer, at det er utstrøyming av vatn i forbindelse med ~120 m.



Figur 7.5. Profil B-B' med tolking.



Figur 7.6. Profil C-C' med geofysiske data.

### 7.1.3. Tolking C-C'

Øvst i profil C-C' kan ein sjå eit lag med ur og skredmateriale. Dette laget er mogleg å identifisere frå resistivitetsprofilen, ettersom denne typen materiale er karakterisert av høg resistivitet (NGU, 2006).

Ei grunn skjærsona er vidare tolka ut frå reflektorar frå georadar. Og denne sona kan samsvare med den grunne skjærsona vist på profil A-A' og B-B'. Som tidlegare diskutert, i tolkinga av profil A-A' og B-B', kan denne grunne skjærsona fange opp drenert overflatevatn. Den øvre skjærsona i dette profilen er grunnare enn kva den tilsvarende øvre skjærsona i profil A-A' er, og det verkar som om den grunne skjærsona stig mot terrengoverflata. Det er derfor mogleg at denne skjærsona er ein del av det planet som 1940-skredet løyste frå.

Grunnvasskjelder identifisert av Frei (2008) i tilknytning til glideplanet for 1940-skredet viste liten vassføring, og dersom grunnvatn følgjer denne skjærsona, må det drenerast djupare før sona går ut i dagen. Under feltarbeidet vart det heller ikkje observert vasskjelder i dette området. Figur 7.7 foreslår drenering frå skjærsona gjennom tidlegare omtala JNS sprekkeseitt, som er tolka til å vere vertikale soner med låg resistivitet på figur 7.6.

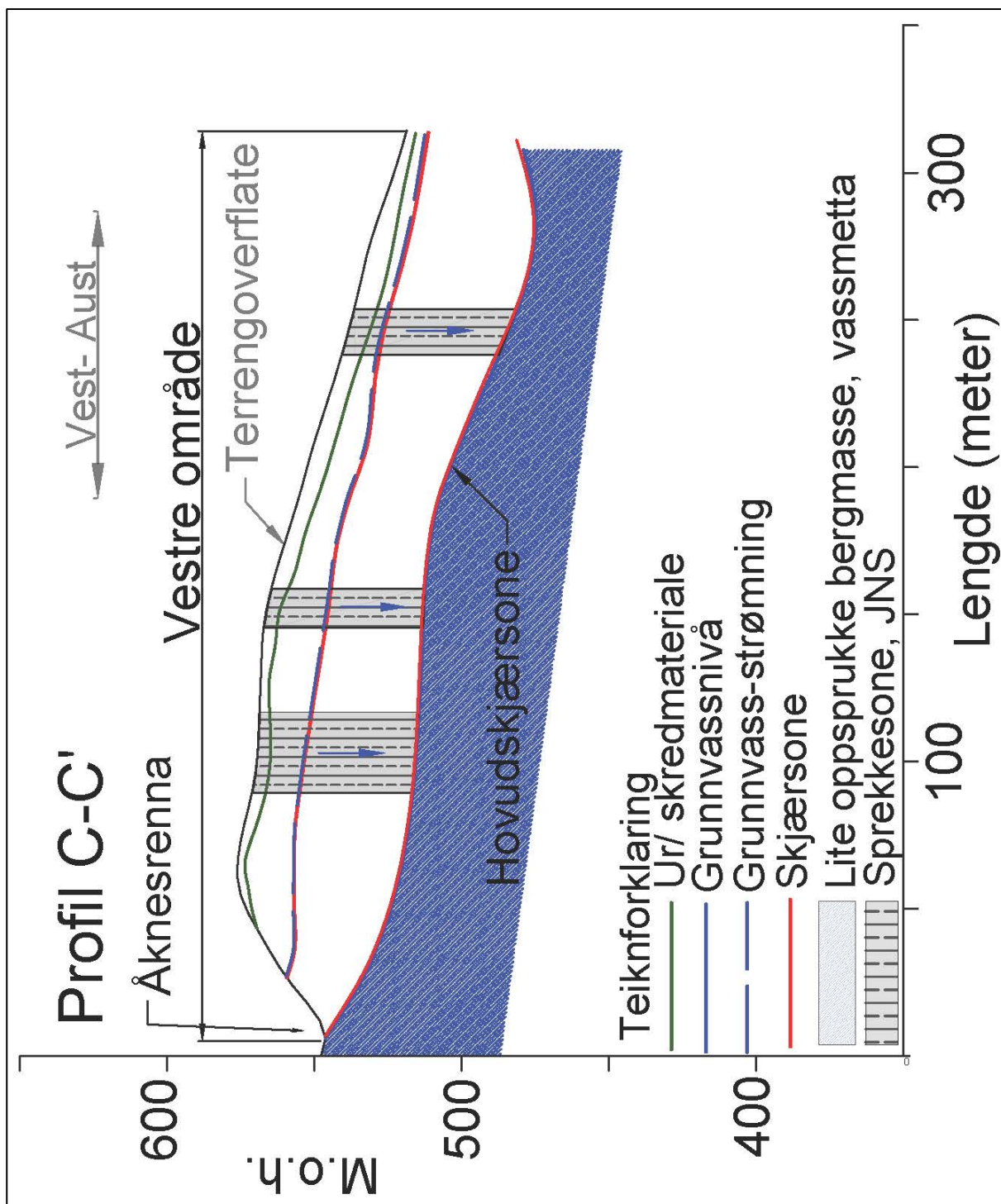
Hovudskjærsona i profil C-C' er det også stor usikkerheit rundt, ettersom det er lite informasjon om dei djupe områda i figur 7.6. Frå resistivitetsprofilen er det tolka ei hovudskjærsona som går langs den djupe overgangen mellom låg og noko høgare resistivitet, med utgangspunkt i Åknesrenna. At hovudskjærsona har utgangspunkt i Åknesrenna, byggjer på at det planet som vart identifisert ved lokalitet 084 og 085 (Fig. 1.2) utgjer ei grense til meir kompetent bergmasse. Dette planet er antatt å fortsetta nedover langs botnen av Åknesrenna, på grunnlag av visuell identifisering frå lokalitet 065 og 066 (Fig. 1.2).

Grunnvassnivået i tverrprofilen er lagt til å følgje hovudskjærsona, og tolkinga er forholdsvis lik tolkinga av profil A-A'. Dette betyr at hovudskjærsona kan stå i direkte kontakt med grunnvatn, noko som truleg har innverknad på stabiliteten. Grunnvatn drenert gjennom sprekkesonene, JNS, frå den grunnare skjærsona vil også bidra til at hovudskjærsona vert eksponert for grunnvatn. I profil C-C' er det stor usikkerheit rundt lokalisering av skjærsoner samt grunnvassnivå og grunnvass-strøyming, ettersom det ikkje er borehol langs profilen til å verifisere tolkingar.

Profil C-C' viser generelt grunnare skjærsoner, for både øvre skjærsona og hovudskjærsona. Dette kan indikere at det vestre området er styrt av ei hovudskjærsona, som har ein lateral

vestleg avgrensing langs Åknesrenna og som går ut i dagen der profil B-B' møter Åknesrenna.

Under feltarbeidet vart det ikkje gjennomført undersøkingar nede i Åknesrenna der skjærsona kunne tenkast å gå ut i dagen. Rettleiar Lars Harald Blikra fortel at han tidlegare har undersøkt området, for å eventuelt kunne bekrefte at det går ei skjærsona ut i dagen i dette området, men ikkje funne nokre teikn på dette (Blikra, 2014). Det er mogleg at lausmassemateriale som ligg i renna kan skjule ei skjærsona som går ut langs botnen av renna.



Figur 7.7. Profil C-C' med tolking.

#### 7.1.4. Volumberekning

Tolkinga av profil A-A' og C-C' viser at hovudskjærsona truleg ikkje går ut i dagen der profila sluttar i aust, som er ved grensa av det definerte vestre området (Fig. 7.3 og 7.7). Avgrensinga for det ustabile området, som er styrt av hovudskjærsona, vert derfor utvida 50 meter mot aust (Fig. 7.1). Arealet for det området som er styrt av hovudskjærsona er derfor avgrensa av «Austre avgrensing areal» og elles avgrensinga til «Vestre område» (Fig. 7.1).

Arealet som er påverka av den grunne skjærsona er noko mindre, ettersom det går ut i dagen noko over Åknesrenna i vest, omtrentleg følgjer avgrensing vestre område i aust og går ut i dagen i nedre del i forbindelse med glideplanet til 1940-skredet (Fig. 7.3, 7.5 og 7.7).

Volumet som er styrt av hovudskjærsona er estimert til mellom 9-10 millionar m<sup>3</sup>, medan volumet som er styrt av den grunne skjærsona er estimert til mellom 3.5-4.5 millionar m<sup>3</sup>. Tidlegare klassifiseringar av scenario og volumberekningar for det vestre mest ustabile området har operert med ulike areal og djup, der Nordvik et al. (2009) anslo eit volum på 2.5 millionar m<sup>3</sup>, medan Hole et al. (2011) anslo eit volum på mellom 6-11 millionar m<sup>3</sup>.

#### 7.1.5. Samanlikning med andre modellar

Ein forholdsvis lik strukturgeologisk tilnærming, men med utnytting av ulike undersøkingsmetodar har vore grunnlag for fleire geologiske modellar for Åknes. Felles for alle modellar er at dei identifiserer ein kompleks situasjon, når det gjeld deformasjon i området, mekanismar som påverkar deformasjonen og lokalisering og geometri for skjærsoner i det ustabile området.

Ganerød et al. (2008) presenterer ein geologisk modell basert på strukturgeologisk kartlegging, logging av kjernar frå djupe borehol og geofysiske undersøkingar ved Åknes. Ut frå datagrunnlaget identifiserer Ganerød et al. (2008) avgrensingane for området, med to laterale avgrensingar i form av forkastingar, ein øvre avgrensing langs baksprekken og ein nedre avgrensing langs ei utgåande sone, «tå-sona». Dei foreslår vidare at det ustabile området hovudsakleg kan delast i to, basert på deformasjonen i området. Ein ekstensjonsprosess, med utvikling av tensjonssprekkar langs baksprekken øvst i området pregar den øvre delen, medan den nedre delen er utsett for ein kompresjonsprosess med ein overlappende skyve-struktur som kjem ut i dagen.

Andre modellar basert på detaljerte felt undersøkingar, TLS-DEM- (Terrestrial Laser Scanning- Digital Elevation Model) og ALS-DEM-analyse (Airborne Laser Scanning- Digital Elevation Model) er presentert av Oppikofer et al. (2009) Jaboyedoff et al. (2011). Analysen

til Oppikofer et al. (2009) fokuserte hovudsakleg på det øvre området rundt baksprekken ved Åknes, medan Jaboyedoff et al. (2011) foreslår ein 3D modell av kontrollerande strukturer ved Åknes. Ein liknande ALS- og TLS-DEM analyse er brukt for å analysere ei eldre skredhending frå Rundefjellet. Denne hendinga ligg berre 2.5 km sørvest for Åknes, og på grunnlag av analysen ved Rundefjellet, prøvde Oppikofer et al. (2011) å simulere geometrien til hovudglideplanet ved Åknes. Desse modellane registrerar dei same strukturane som Ganerød et al. (2008). Tolkinga av deformasjonen langs strukturane er likevel noko ulik.

Ganerød et al. (2008) delar det ustabile området inn i fire mindre områder, basert på at hovudglideplanet har fleire underordna skjærsoner med utgåande i dagen ved ulike nivå i fjellsida og at dei ulike delane bevegar seg med ulik fart og retning. Hovudglideplanet karakteriserast av ein undulerande form, som er foliasjonsparallellell og gir ulik djupn til hovudglideplanet. I følgje Ganerød et al. (2008) er den undulerande geometrien i hovudsak eit resultat av reaktivering langs den svakt folda foliasjonen nedover i skråninga, og denne geometrien gir utgåande skjærsoner ved ulike nivå i skråninga. I eit vinkelrett tverrsnitt er djupna til hovudglideplanet aukande mot vest, medan eit tverrsnitt langs fallretninga på skråninga viser omtrent lik djupn langs heile tverrsnittet (Ganerød et al., 2008).

Avgrensing av området og deformasjonen i området er ifølgje (Ganerød et al., 2008) styrt av eldre strukturar. Langs baksprekken er ekstensjonsprosessen styrt av at foliasjonen er bratt folda og dermed gunstig orientert for tensjonssprekkar. Lengre ned i fjellskråninga er skjærsona lokalisert parallelt med foliasjonen og langs glimmerrike band parallelt med foliasjonen. Ganerød et al. (2008) foreslår derfor ein kombinasjon av sprø- og duktil deformasjon. Sprø deformasjon gjennom brot av «rock bridges» i dei folda områda, medan duktil deformasjon foliasjonsparallellell i dei glimmerrike sonene.

Jaboyedoff et al. (2011) støttar teorien om at eldre strukturar er med å kontrollere deformasjonen, og dei identifiserer også den undulerande foliasjonen nedover i fjellsida. I følgje (Jaboyedoff et al., 2011) opptrer det folder jamt nedover fjellsida med bølgjelengd på ~250 m, der foldeaksen er orientert aust-søraust,  $120^\circ$ . Jaboyedoff et al. (2011) meiner også at endringa av orienteringa på foliasjonen, på grunn av dei svake foldane, styrer dei ulike rørsleretningane til dei ulike områda i skredet.

Som eit resultat av at bergmassen ved Åknes er utsett for fleire foldefasar, identifiserer Jaboyedoff et al. (2011) subvertikale isoklinale foldar i samband med foldane som opptrer med jamne mellomrom nedover i skråninga. Denne bratte foldinga fungerer som ei svakheit for det gravitasjonsstyrte kryptet og det oppstår subvertikale tensjonssprekkar orientert



parallelt med foldeaksane (Jaboyedoff et al., 2011). Jaboyedoff et al. (2011) presenterer derfor ein annan geometri for hovudglideplanet enn den undulerande foliasjonsparallelle forma Ganerød et al. (2008) presenterte. Danninga av nye subvertikale tensjonssprekkar mogleggjer rørsle langs eit eller fleire hovudglideplan, som vert karakterisert av ein trinndelt geometri (Jaboyedoff et al., 2011). Oppikofer et al. (2009) og Oppikofer et al. (2011) viser også denne trinndelte geometrien på hovudglideplanet ved Åknes, og meiner geofysiske data, overlateundersøkingar i foldeområda og reelle forflytningsvektorar frå overvakingsinstrument underbygger dette. Identifiseringa av eit liknande trinndelt hovudglideplan ved Rundefjellet, meiner Oppikofer et al. (2011) derfor kan overførast til Åknes, på grunnlag av lik geologi og geomorfologi.

## **7.2. Numerisk analyse**

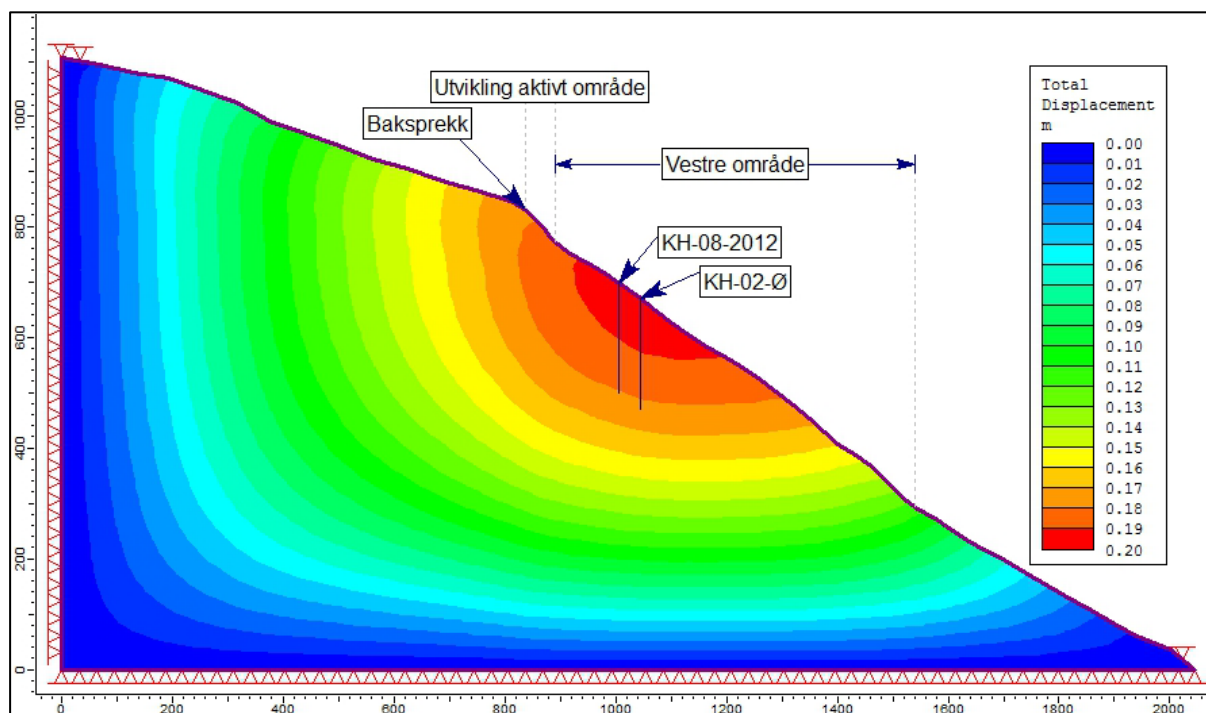
Resultata frå den numeriske analysen er delt i to delkapittel, Analyse 1 og Analyse 2. Fokuset for dei to analysane er presentert i kapittel 6.1.3, ein komplett oversikt over alle simuleringar i Phase2 er gitt i vedlegg 11.3.4.

### **7.2.1. Analyse 1**

Analyse 1.1 skal vise historisk forflytning ved Åknes. Analyse 1.2 og 1.3 skal prøve å samanlikne områder for forflytning med dagens registrerte rørsle ved Åknes, og analysane vart derfor modellert med 2 trinn, der historisk forflytning vart nullstilt etter første trinn. Det er ikkje mogleg å samanlikne resultatet av størrelsen på forflytning i den numeriske modellen med registrert rørsle frå overvakingsinstrumenta på Åknes, ettersom den numeriske modellen viser størrelse på total deformasjon medan overvakingsinstrumenta viser rørslehastigheit. Det er likevel mogleg å samanlikne kva områder som viser den største forflytninga i den numeriske analysen, med områder der overvakingsinstrumenta ved Åknes viser den største rørslehastigheita.

## Analyse 1.1

Analysen simulerer historisk forflytning ved Åknes, og figur 7.8 viser modellen frå Phase2.



**Figur 7.8. Analyse 1.1. Skala rundt modellen er angitt i meter.**

Modellen er kjørt utan skjærsoner og sprekkesett, og kun med originale materialparameter for bergmassen (Tab. 6-2).

Den største forflytninga i modellen er vist innanfor det området som er definert som mest ustabil ved Åknes, og støttar avgrensinga av dette området. Modellen (Fig. 7.8) viser likevel mindre forflytning enn det som er tilfellet i historisk samanheng. Fotogrammetriske undersøkingar av ortofoto gjennomført av Eiken (2005), estimerer ei total rørsle frå den øvre delen av det vestre området på nesten 6 meter mellom perioden 1961 og 2004.

Det kan vere fleire grunnar til at forflytninga i analyse 1.1 ikkje er representativ for historiske forhold. I modellen er ikkje sprekkar, skjærsoner eller grunnvatn er inkludert, som ein konsekvens av at ein ikkje kjenner forholda historisk sett. Skråninga har truleg også vore i utvikling sidan siste istid, då med tanke på kryp-rørsle som eit resultat av gravitasjon, isavlasting og erosjon. Liten kjennskap til desse faktorane gjer at dei ikkje vart inkludert i modellen, og resultatet var såleis forventa å ikkje stemme med truleg forflytning.

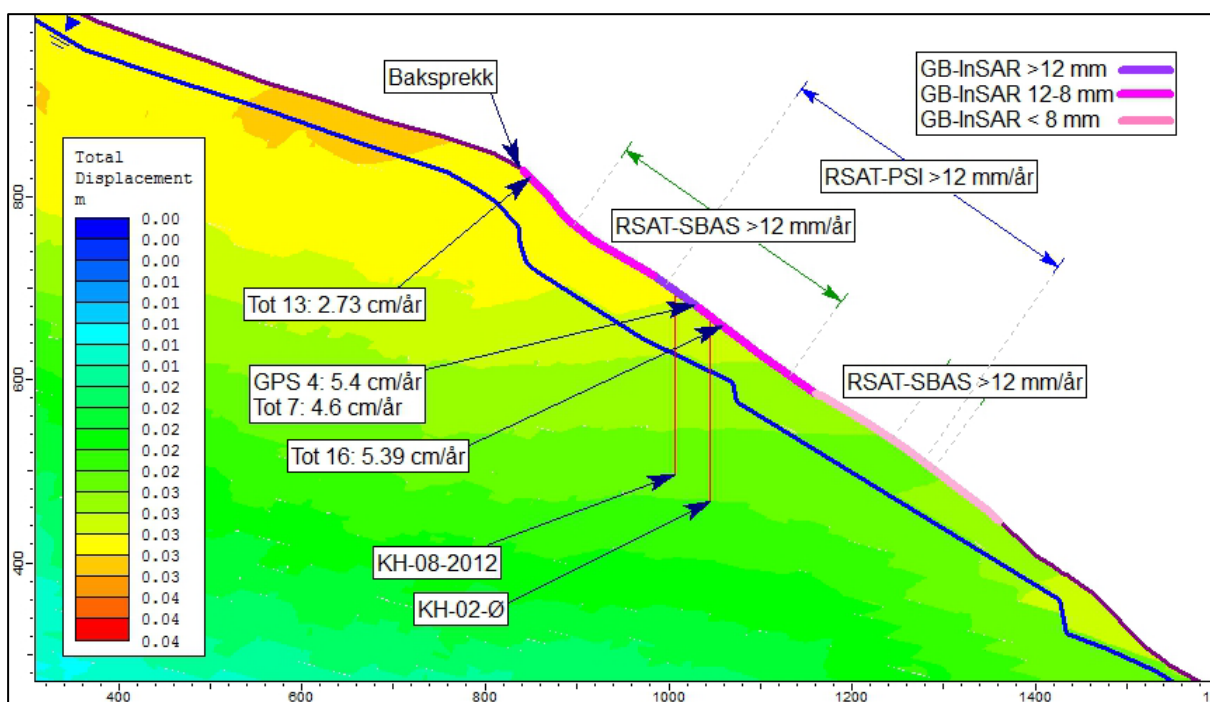
## Analyse 1.2

Analyse 1.2 vart gjennomført med originale inngangsparameter for bergmasse, sprekkar og skjærsoner. Modellen vart simulert med tre ulike grunnvassnivå, og analyser med og utan seismisk aktivitet, for å sjå korleis dette påverka forflytning.

Analyse 1.2.1 er modellert med det lågaste grunnvassnivået, og skjærsona ligg då rett over grunnvassnivået (Kap. 6.4).

Den største registrerte forflytninga i analyse 1.2.1 er vist i området over baksprekka. Dette området er i realiteten stabilt i forhold til området som er avgrensa som ustabil ved Åknes. Overvåkingsinstrument plassert ved Ørneredet, som ligg over og utanfor det ustabile området (Fig. 5.20) viser svært liten rørsle, mindre enn 0.2 cm/år (Kristensen et al., 2013), noko som kan samanlignast med vanleg kryp hastigheit (Hungr et al., 2013).

På bakgrunn av dette resultatet bekrefter analysen at den i utgangspunktet ikkje er gyldig for situasjonen ved Åknes i dag. Det er fleire faktorar som truleg påverkar dette resultatet, til dømes materialeegenskapar og lokalisering av skjærsoner, materialeegenskapar og distribusjon av sprekkesett og grunnvassnivå i området over av baksprekka.

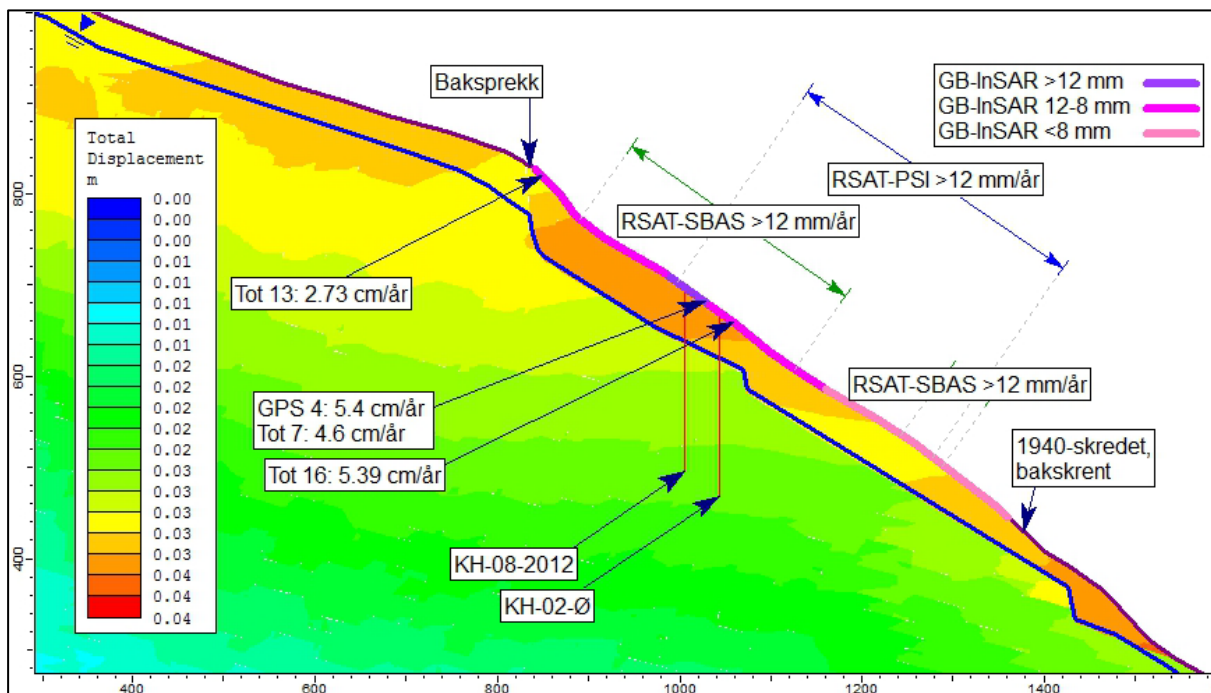


**Figur 7.9. Analyse 1.2.1. Registrerte rørsler frå overvåkingsinstrument i direkte tilknytning til profilet er vist. GPS viser til GPS instrument, Tot, viser til totalstasjon instrument. RSAT-SBAS viser to områder definert > 12 mm/år. GB-InSAR <8mm dekkjer heile det definerte GB-InSAR området, og GB-InSAR rørsle er registrert i kampanjeperioden i 2012, som gjekk over 104 dagar (Fig. 5.17). Skala rundt modellen er angitt i meter.**

Materialeegenskapane kan vere for optimistiske, og distribusjon av sprekkesetta og lokalisering av skjærsona kan også vere feil, i forhold til dei faktiske forholda som fører til størst rørsle i øvre del av det vestre området. Det kan også vere at grunnvassnivået i det vestre området er lagt inn urealistisk lågt, og at lokaliseringa av grunnvassnivået over det ustabile området ligg urealistisk høgt, slik at forflytninga vert større over det ustabile området.

Samanliknar ein forflytninga innanfor det ustabile området, med registrert rørsle i det ustabile området, gir det i utgangspunktet eit godt bilde på situasjonen i det vestre området. Modellen viser størst forflytning i den øvre delen av det ustabile området, der også dei fleste overvåkingsinstrumenta viser størst rørsle. Totalstasjon 13 er lokalisert i eit område der det utviklar seg ein ny grabenstruktur. I dette området er den vertikale rørsla størst og dette kan vere eit eige system uavhengig av det vestre området.

Analyse 1.2.2 er modellert med eit grunnvassnivå som ligg på skjærsona gjennom det ustabile området, og forflytninga i analysen er lik forflytninga i analyse 1.2.1 (Fig. 7.9). Dette viser at å heva grunnvassnivået med litt over 6 m gjennom det ustabile området, ikkje påverkar forflytninga i modellen i stor grad.



**Figur 7.10. Analyse 1.2.3. Registrerte rørsler frå overvåkingsinstrument i direkte tilknytning til profilet er vist. GPS viser til GPS instrument, Tot, viser til totalstasjon instrument. RSAT-SBAS viser to områder definert > 12 mm/år. GB-InSAR <8mm dekker heile det definerte GB-InSAR området, og GB-InSAR rørsle er registrert i kampanjeperioden i 2012, som gjekk over 104 dagar (Fig. 5.17). Skala rundt modellen er angitt i meter.**

I analyse 1.2.3 er grunnvassnivået heva ytterlegare nesten 4 m gjennom det ustabile området, og dette påverkar forflytninga i modellen betydeleg (Fig. 7.10). Analysen viser størst forflytning i den øvre delen av det vestre området, der også overvakingsinstrumenta viser størst rørsle. I denne analysen er forflytninga større innanfor det vestre området, i forhold til forflytninga over baksprekken, som var størst i analyse 1.2.1 og 1.2.2. Dette kan bidra til å bekrefte at eit høgt grunnvassnivå bidreg til større rørslehastigheit ved Åknes, som Blikra (2013) viser (Fig. 5.25). I analyse 1.2.3 er heile skjærsona metta av grunnvassnivået, og dette kan vere grunnen til den store endringa i størrelse på forflytning i forhold til resultatet av analyse 1.2.1 og 1.2.2. I analyse 1.2.2 ligg grunnvassnivået opptil skjærsona, men heile skjærsona er truleg likevel ikkje påverka av grunnvatnet.

Det er vist at grunnvassnivået ved Åknes styrast av sesongmessige variasjonar, og høgst rundt seinsommaren etter ein lang periode med snøsmelting (Fig. 5.24). Grunnvassnivået held seg ikkje like høgt som i analyse 1.2.3 konstant, men analysen bekreftar likevel at ein forholdsvis liten auking, ~4 m, har mykje å seie for forflytninga.

Forflytninga i modellen vert mindre nedover i det vestre området før den aukar igjen i den nedste delen, og er lik størrelsen i den øvre delen, der skjærsona går ut i dagen. Dette samsvarar ikkje med trenden til registrerte rørsledata, som vert mindre nedover i det vestre området, sjølv om den nedre delen av det vestre området er dårleg dekkja med overvakingsinstrument. Årsaker til at forflytninga aukar i dette området kan vere at terrengprofilet generelt er brattare frå baks-krenten til 1940-skredet, at grunnvassnivået ligg nærare terrengoverflata og at skjærsona går ut i dagen ved Åknesrenna.

Alle analysar i 1.2 vart testa med jordskjelvintensitet lik  $0.8 \text{ m/s}^2$  (Kap. 6.5), og resultata viste ikkje-konvergens når jordskjelvintensiteten vart lagt til med horisontal retning og både horisontal- og vertikal retning for alle analysane. Når den numeriske modellen ikkje oppnår konvergens ved eit høveleg iterasjonsnummer for modellen (Tab. 6-1), er det ifølgje Hammah et al. (2007) ein indikasjon på kollaps av skråninga i modellen. Når jordskjelvintensiteten vart lagt til med kun vertikal retning, oppnådde modellen konvergens i analyse 1.2. Registrert forflytning var over 5 cm i den øvre delen av det vestre området for analyse 1.2.1B, og over 6 cm i same område for analyse 1.2.2B og 1.2.3B.

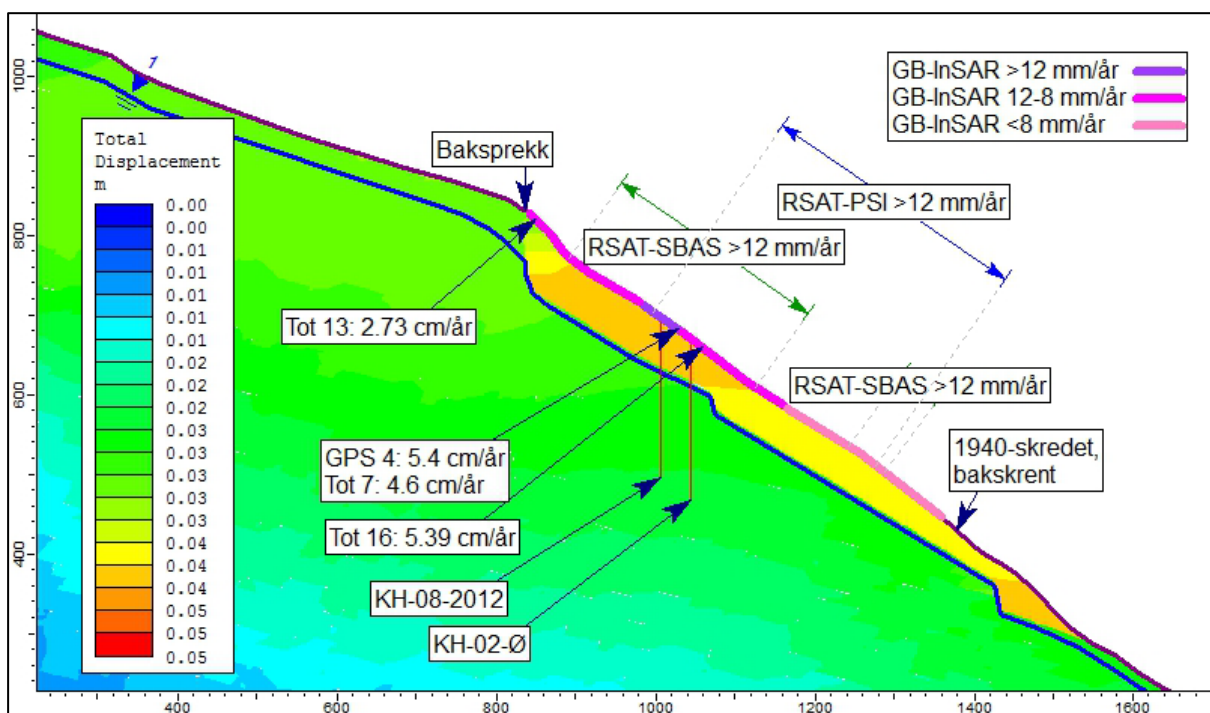
### ***Analyse 1.3***

Analyse 1.3 har som mål og sjå korleis endring i materiale eigenskapar for skjærsona påverkar forflytninga i modellen, samt at også grunnvassnivået vart endra som i analyse 1.2. Analysen

vart gjennomført med originale inngangsparameter for bergmasse og sprekkar, og 5% redusert skjærsonestyrke. Det vart også gjennomført ein test med 10 % reduserte skjærsonene verdiar, noko som resulterte i ikkje-konvergens for alle 1.3 analyser, og indikerer dermed total kollaps for skråninga i modellen.

Analyse 1.3.1 vart gjennomført med det lågaste grunnvassnivået, men modellen viser likevel stor forflytning i det ustabile området (Fig. 7.11). Det er tydeleg at ein reduksjon av skjærsonestyrke påverkar både størrelse og lokalisering av den største forflytninga. Forflytninga er i denne analysen er størst innanfor det ustabile området, noko som bidreg til å bekrefte at analyse 1.3.1 kan representera dei faktiske forholda ved Åknes.

Den største forflytninga er i den øvre delen av det ustabile området, og samsvarar forholdsvis godt med området som overvåkingsinstrument ved Åknes registrerer den største rørslehaastigheita (Fig. 7.11) Analyse 1.3.1 viser også stor forflytning i området nedanfor bakkrenten til 1940-skredet og ned mot Åknesrenna, og årsakene til dette er truleg dei same som vart nemnt i analyse 1.2.

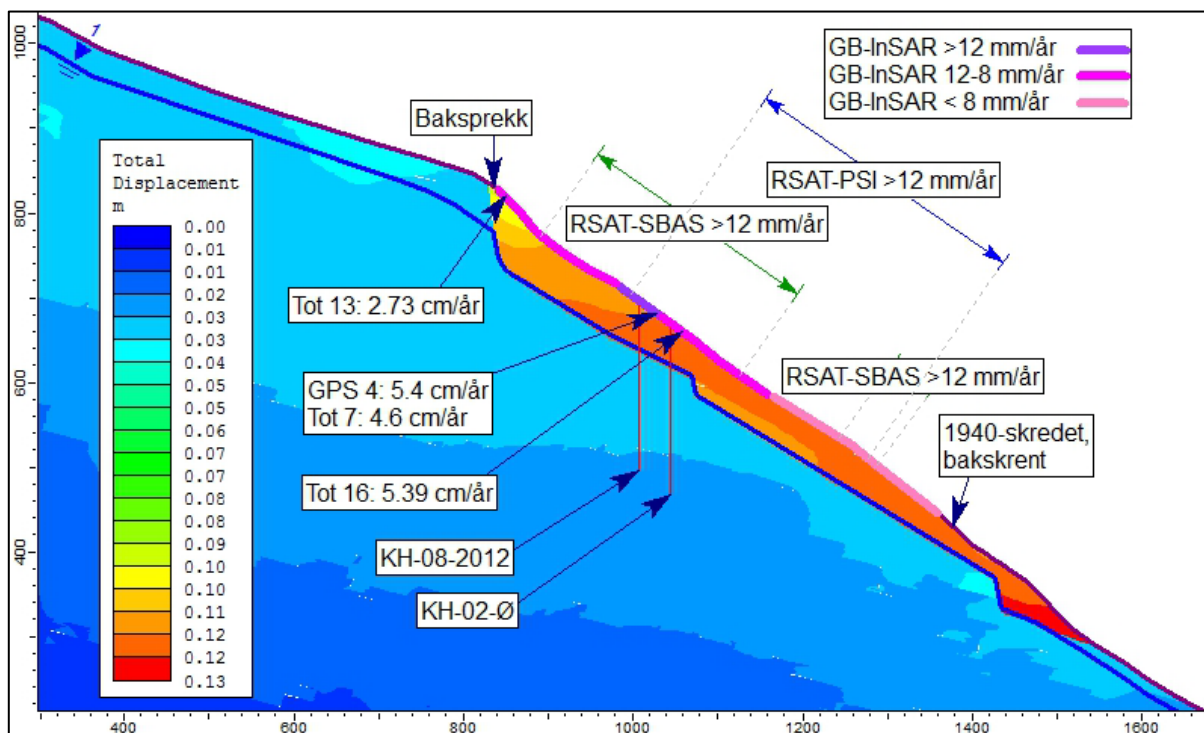


**Figur 7.11. Analyse 1.3.1. Registrerte rørsler frå overvåkingsinstrument i direkte tilknytning til profilet er vist. GPS viser til GPS instrument, Tot, viser til totalstasjon instrument. RSAT-SBAS viser to områder definert > 12 mm/år. GB-InSAR <8mm dekker heile det definerte GB-InSAR området, og GB-InSAR rørsle er registrert i kampanjeperioden i 2012, som gjekk over 104 dagar (Fig. 5.17). Skala rundt modellen er angitt i meter.**

I analyse 1.3.2 er grunnvassnivået heva om lag 6 m, og følger skjærsona gjennom det vestre området. Forflytninga i analysen er lik forflytninga i analyse 1.3.1, og det er tydeleg at å redusera skjærsonestykke, påverkar forflytninga i større grad enn kva ein heving av grunnvassnivået til det midtarste nivået gjer, når ein samanliknar med analyse 1.2.

Grunnvassnivået er ytterlegare heva i 1.3.3, med om lag 4 m, og analysen viser svært stor forflytning gjennom det ustabile området, i forhold til områder utanfor avgrensinga. Kombinasjonen av å heva grunnvassnivået til det høgste registrerte nivået, samt å redusera skjærsonestykke, gir store utslag på forflytninga i modellen (Fig. 7.12). Og resultatet viser at ein slik situasjon kan vere kritisk for stabiliteten i det ustabile området.

Forflytninga i analysen aukar nedover i det ustabile området, med den største forflytninga nedst i området, der skjærsona går ut i dagen.



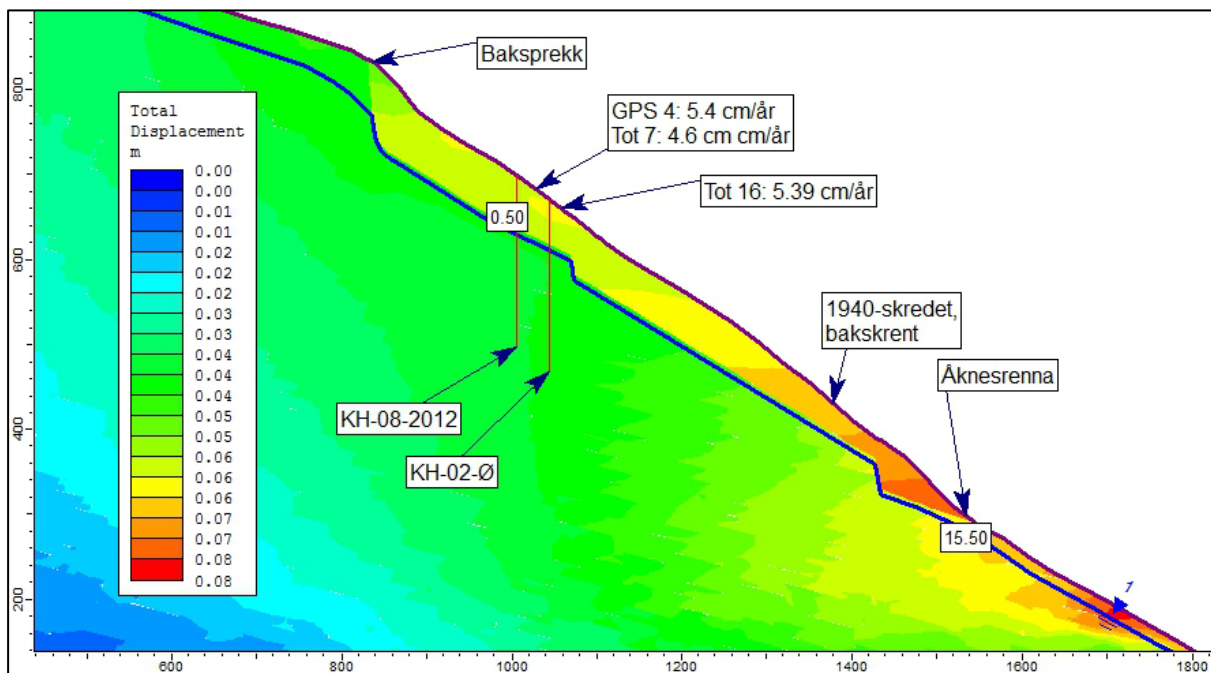
**Figur 7.12. Analyse 1.3.3. Registrerte rørsler frå overvåkingsinstrument i direkte tilknytning til profilet er vist. GPS viser til GPS instrument, Tot, viser til totalstasjon instrument. RSAT-SBAS viser to områder definert > 12 mm/år. GB-InSAR <8mm dekkjer heile det definerte GB-InSAR området, og GB-InSAR rørsle er registrert i kampanjeperioden i 2012, som gjekk over 104 dagar (Fig. 4.15). Skala rundt modellen er angitt i meter.**

Resultata viser at analyse 1.3 gir eit meir riktig bilde av forflytninga, i forhold til det som er registrert på overvåkingsinstrument ved Åknes, enn analyse 1.2. I analyse 1.3 er den største forflytninga lokalisert til det ustabile området og forflytninga utanfor dette området er

betydeleg mindre. Områda med den største forflytninga, samanlikna med områda der overvåkingsinstrument registrerer den største rørsla, samsvarar også betre i analyse 1.3.

Inkludering av seismisk aktivitet (Kap. 6.5) i analyse 1.3, viste ikkje-konvergens for alle analysar når jordskjelvintensiteten vart lagt til med horisontal retning og som horisontal- og vertikal retning. Dette er i følge Hammah et al. (2007) eit teikn på total kollaps av skråninga. Når jordskjelvintensiteten vart lagt til med vertikal retning, oppnådde modellen konvergens, og resultatane viste stor forflytning. For analyse 1.3.1B og 1.3.2B var forflytninga noko større enn forflytninga i tilsvarende analyser utan seismisk aktivitet. For analyse 1.3.3B var forflytninga tilnærma lik resultatet i analyse 1.3.3.

Analyse 1.3 vart også gjennomført med endra spenningsforhold, der  $k=2.5$  (Kap. 6.3). Større horisontalspenning førte til noko større forflytning for alle 1.3 analyser i det ustabile området, enn det som var tilfellet for tilsvarende analyser med  $k=1.5$ . Det som var den største skilnaden for alle analyser, i forhold til tilsvarende analyser med opphavleg  $k$  verdi, var at forflytninga vart gradvis større ned mot området der skjærsona går ut i dagen. Døme på analyse 1.3.1C,  $k=2.5$  er vist i figur 7.13.



**Figur 7.13. Analyse 1.3.1C,  $k=2.5$ . Registrerte rørsler frå overvåkingsinstrument i direkte tilknytning til profilet er vist. GPS viser til GPS instrument, Tot, viser til totalstasjon instrument.  $\sigma_1$ -verdi er vist i to tekstboksar, 0.5 MPa og 15.5 MPa. Skala rundt modellen er angitt i meter.**

Større forflytning lengre ned i fjellsida er ein naturleg respons av større horisontalspenning. Tangentialspenningen er normalt større lengre ned i fjellsida, på grunn av ein



spenningskonsentrasjon av  $\sigma_h$  som følge av topografien. Når  $\sigma_h$  aukar, aukar også denne spenningskonsentrasjonen. Tangentialspenningen er tilnærma lik  $\sigma_1$  (Nilsen, 2014), og  $\sigma_1$  er vist ved to ulike høgder i figur 7.13. Spenningskonsentrasjonen påverkar stabiliteten og forflytninga i fjellsida, og  $\sigma_1$  er større (15.5 MPa) ved foten av det ustabile området en lengre oppe i området (0.5 MPa).

I modellen nytta i analyse 1.2 og 1.3 er det skjærsona som illustrerer baksprekken, og skjærsona går med eit vertikalt fall til det treff grunnvassnivået og bøyer av mot borehola. Dette representerer ei feilkjelde for korleis den reelle situasjonen er i dette området, med ein open baksprekk som grabenstrukturen utviklar seg langs. Det er derfor interessant å sjå effekten av å inkludere ein baksprekk i den numeriske terrengprofilen.

Der profilen til den numeriske analysen kryssar baksprekken, viser observasjonar under feltarbeid at størrelsen på baksprekken i dagen er liten, lågare enn 5 m og ikkje breiare enn 2 m. Kor djupt sprekkka går i dette området er likevel usikkert, og størrelsen på sprekkka vart derfor auka til 30 m djup og 10 m bredde, når den vart inkludert i terrengprofilen i Phase2.

I samband med inkludering av baksprekken i terrengmodellen, vart også geometrien til glideplanet i området med «trinn» endra. Det vart inkludert fleire småskala trinn istadenfor eit større trinn.

Desse endringane vart prøvde på analyse 1.3.1 og 1.3.3, og i begge analysane var resultatane for forflytning uforandra, samanlikna med dei originale 1.3.1 og 1.3.3 analysane.

### **7.2.2. Analyse 2**

Analyse 2 er hovudsakleg ein parameterstudie for å sjå kva parameter som påverkar sikkerheitsfaktoren, F, i størst grad. Analysane vart systematisk gjennomførte etter oppsettet i vedlegg 11.3.4.

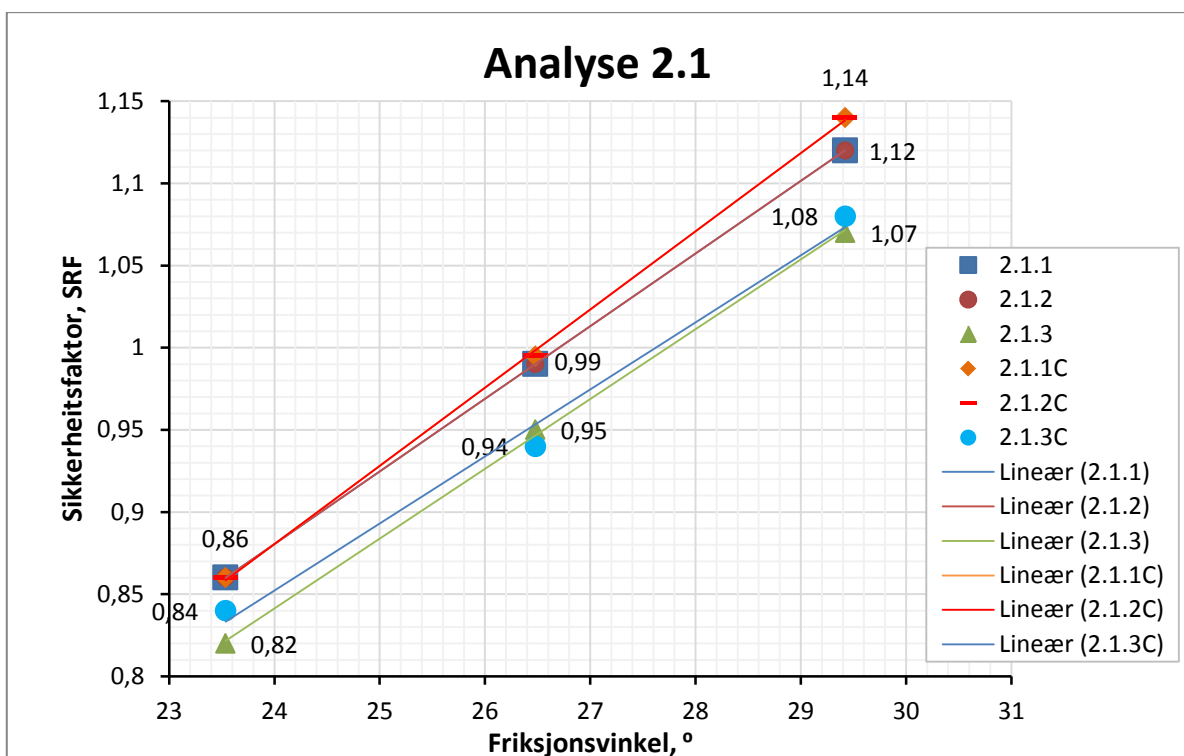
#### ***Analyse 2.1***

Analyse 2.1 vart gjennomført med original materialparameter for bergmasse og sprekkar, der skjærsonestyrke, grunnvassnivå og spenningsforhold vart endra gjennom totalt 18 analysar (Fig. 7.14). Analysen viser at reduksjon av skjærsonestyrke har svært stor innverknad på sikkerheitsfaktoren (F), og større innverknad enn endring i grunnvassnivået mellom dei tre ulike nivåa (Fig. 7.14).

Om lag 10 % redusert skjærsonestyrke representerer ein kritisk verdi for analyse 2.1.1, 2.1.1C, 2.1.2 og 2.1.2C ettersom F er tilnærma lik 1 for desse analysane. I analyse 2.1.3 er

grunnvatnet heva til det høgste registrerte nivået, og dette har innverknad på F, ettersom F er lågare for 2.1.3 analysane enn tilsvarande 2.1.1 og 2.1.2 analysar.  $F=1$  ved ein friksjonsvinkel lik  $27.8^\circ$ , for analyse 2.1.3 og 2.1.3 C, noko som svarar til at kritisk skjærsonestyrke er lik ein reduksjon på 5.5%.

Resultatet i figur 7.14 viser også at analyse 2.1.3C er mindre sensitiv for reduksjon av skjærsonestyrke, medan 2.1.1C og 2.1.2C er i større grad sensitive for reduksjon av skjærsonestyrke, i forhold til resterande analysar. Analysane med endra spenningsforhold skil seg såleis litt ut i forhold til analysane med originale spenningsforhold, resultata er likevel forholdsvis like.

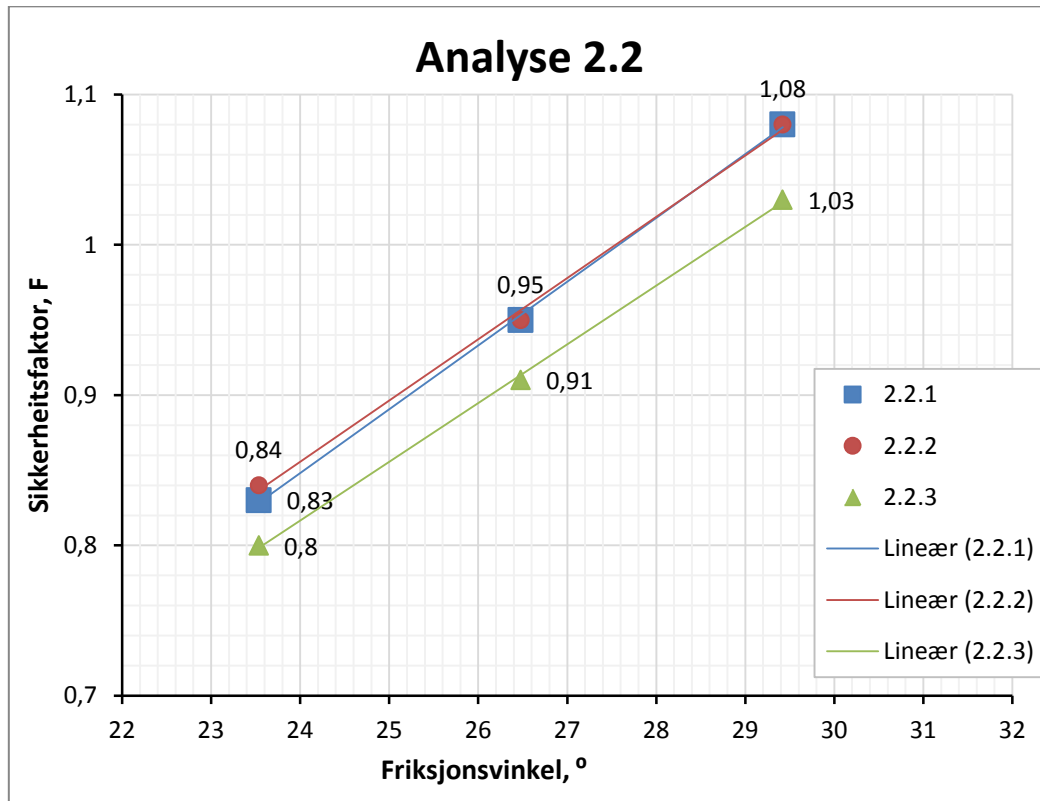


Figur 7.14. Analyse 2.1. Forholdet mellom F, og friksjonsvinkel, som symboliserer reduksjon i skjærstyrke. Analysen er gjennomført med skjærsonestyrke lik original, 10 % redusert og 20 % redusert, samt  $k=1.5$  og  $k=2.5$ .

## Analyse 2.2

I analyse 2.2 vart materialparameter for bergmasse og sprekkar redusert med 30 % i forhold til originale parameter i analyse 2.1, og dette fører til ein reduksjon av F for alle analysar (Fig. 7.15), i forhold til resultata i analyse 2.1. Også analyse 2.2 viser at reduksjon av skjærsonestyrke har størst innverknad på F, medan grunnvatn også har innverknad, men i mindre grad.

For analyse 2.2.1 og 2.2.2 er ein reduksjon av skjærsonestykke lik 5.5 % kritisk, ettersom F då er lik 1. For analyse 2.2.3 er F lik 1.02 ved originale skjærsonestykke parameter, og skråninga er på grensa til ustabilitet utan å redusere skjærsonestykke. Analyse 2.2.2 og 2.2.3 er også mindre sensitiv for endring i skjærsonestykke enn 2.2.1.



Figur 7.15. Analyse 2.2. Forholdet mellom F og friksjonsvinkel, som symboliserer reduksjon i skjærstyrke. Analysen er gjennomført med skjærsonestykke lik original, 10 % redusert og 20 % redusert.

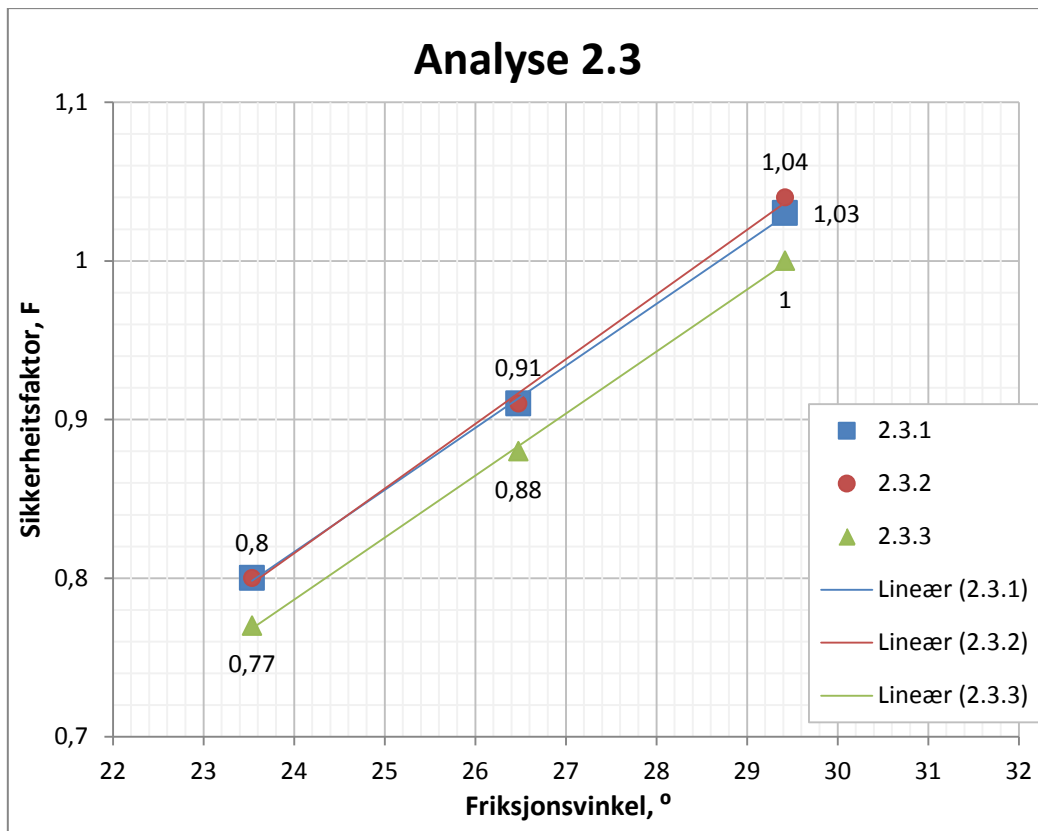
### Analyse 2.3

Analysen er gjennomført med 30 % auka materialparameter for bergmasse og sprekkar i forhold til originale parameter. I denne analysen ligg både 2.3.1, 2.3.2 og 2.3.3 nærme eller på kritiske verdiar for F ved original skjærsonestykke, og ein reduksjon av skjærstyrke utover original parameter har stor innverknad på F (Fig. 7.16).

Analyse 2.3 viser dei lågaste F verdiane, for alle modellar, i forhold til analyse 2.1 og 2.2. Skilnaden på resultatata mellom ulike grunnvassnivå i analyse 2.3 er også mindre enn ved analyse 2.1 og 2.2.

Auka material parameter fører til at bergmassen er sterkare og sprekkestivheit er større. Denne situasjonen fører til lågast F for alle analysane, og grunnvassnivå og skjærsonestykke

reduksjon har mindre å seie for F. Ein sterkare og stivare bergmasse er ikkje like utsett for deformasjon som ein svakare bergmasse, og dette kan då føre til at all deformasjonen vert tatt opp i skjærsona, noko som fører til større ustabilitet.



**Figur 7.16. Analyse 2.3. Forholdet mellom F og friksjonsvinkel, som symboliserer reduksjon i skjærstyrke. Analysen er gjennomført med skjærsonestyrke lik original, 10 % redusert og 20 % redusert.**

## 8. Diskusjon

Den geologiske modellen er basert på både eldre og nyare undersøkingsresultat. Kvaliteten på datagrunnlaget som er nytta har vore god, men nytteverdien til data inkludert i den geologiske modellen er ulik. Til dømes har boreholsdata og DMS-data svært stor nytteverdi for profil A-A' og B-B', medan eldre geofysiske data frå NGU (NGU, 2006, NGU, 2007a) har stor nytteverdi for profil A-A' og C-C', men mindre nytteverdi for B-B' (Fig. 7.1). Kvaliteten på dei tolka profila blir derfor ikkje like god for alle profila, ettersom det er boreholsdata og spesielt DMS-data som utgjer dei viktigaste kjeldene for lokalisering av skjærsoner og grunnvassnivå i djupet, og kun profil A-A' og B-B er tilknytt borehol.

Gode og relevante inputdata til den numeriske modellen er essensielt for resultatet i dei numeriske analysane. Laboratorieundersøkingane og bergmasseeigenskapane bestemte frå feltundersøkingar er grundig samanlikna med tilsvarande undersøkingar frå Åknes, men også med resultat frå andre relevante undersøkingar (Kap. 5). Datagrunnlaget som den numeriske analysen byggjer på er derfor antatt å vere representativt for forholda ved Åknes.

### 8.1. Rørsle

Det oppdaterte rørslekartet viser at rørsle tydeleg er størst innanfor det vestre området, men at det likevel er store skilnader innafor dette området med tanke på rørslehastigheit og rørsleretning (Fig. 5.20), også når ein samanliknar med DMS-resultat.

DMS-instrumenteringa i det nye boreholet (KH-08-2012) viser ein litt mindre rørslehastigheit enn det som vart registrert i det øvre eldre boreholet (KH-02-Ø). Rørsleretninga til dei to DMS-systema er også ulike, der retninga til KH-08-2012 er  $190^\circ$ , medan retninga til KH-02-Ø var  $225^\circ$  (Fig. 5.22 og 5.23). Rørsleretningane til overvakingsinstrumenta i overflata (Fig. 5.20) samsvarar heller ikkje, der spesielt totalstasjon 4 og 13 skil seg ut med ei rørsleretning lik  $\sim 220^\circ$ , noko som er forholdsvis likt retninga som DMS-kolonna i KH-02-Ø registrerte mens den var operativ. Totalstasjon 2 og 3, samt GPS 3 registrerer rørsle i retning mellom  $199^\circ$  og  $191^\circ$ , noko som kan samanliknast med retninga som DMS-kolonna i KH-08-2012 viser. Dei resterande overflate instrumenta i det vestre området registrerar ei rørsleretning mellom  $166^\circ$ - $183^\circ$ , noko som er litt meir sørleg enn den gjennomsnittlege fallretninga til foliasjonen, S1, som er lik  $153^\circ$  (Tab. 5-1).

Fallvinkelen på rørsla for dei ulike overvakingsinstrumenta i overflata er også ulik, og generelt viser instrumenta nærmast baksprekken størst vertikal rørsle, mellom  $56^{\circ}$ - $72^{\circ}$ , medan instrumenta lengre ned i område viser ein mindre vertikal rørsle med fallvinklar mellom  $23^{\circ}$ - $43^{\circ}$  (Tab. 5-13, 5-14 og 5-15). Den store vertikale rørsla i området ved baksprekken støttar Oppikofer et al. (2009), Oppikofer et al. (2011) og Jaboyedoff et al. (2011) sitt forslag til geologisk modell, der glideplanet var karakterisert av ein trinndelt geometri, og vertikal deformasjon var lokalisert til områder med subvertikale ekstensjonssoner.

Rørsledata kan vise at det vestre området består av fleire individuelle blokker, som er styrt av ulike strukturer. To individuelle blokker, som kan vere styrt av dei same strukturane, kan vere området rundt GPS 3/totalstasjon 4 og området rundt totalstasjon 13 (Fig. 5.20). Hastigheita til området rundt totalstasjon 13 er mindre enn ved GPS 3/totalstasjon 4, men dette området er tydeleg i utvikling, og hastigheita vil derfor truleg berre auka. Området rundt GPS 3/totalstasjon 4 bevegar seg raskt, mellom 5.17-7.5 cm/år (Tab. 5-13 og 5-15). Ein kollaps av denne blokka vil likevel mest truleg ha størst konsekvensar for situasjonen i området ved baksprekken, og kanskje føra til at denne prosessen etter kvart gjentek seg, for eksempel for området rundt totalstasjon 13.

Dersom dei to ovannemnde områda vert definert som individuelle blokker kan ein karakterisera hovudrørsleretninga i det vestre området som sørleg. Dette stemmer godt med rørsledata til alle overvakingsinstrumenta i overflata (Fig. 5.20), DMS-kolonna i KH-08-2012 (Fig. 5.23), men det er lite samsvar med DMS-kolonna i KH-02-Ø (Fig. 5.22). Rørsleretninga på  $225^{\circ}$  ved hovudskjærsona i KH-02-Ø er vanskeleg å forklara, men det kan vere svært lokale forskjellar i djupet som gir eit slikt utslag.

Fleire undersøkingar viser at rørsla er knytt til skjærsoner som går foliasjonsparallelt, inkludert denne oppgåva. Rørsleretninga til det vestre området burde såleis vore meir sør-sørøstleg retta. Den geologiske modellen presentert i kapittel 7.1 viser at hovudskjærsona til det vestre området går ut i dagen om lag ved den austre avgrensinga til det vestre området, og følgjer Åknesrenna som ein vestre avgrensing (Fig. 7.3, 7.5 og 7.7). Den austre og den nedre delen av det totale området ved Åknes (Fig. 1.1) kan dermed fungere som ein «fot» for det vestre området, og føra til at rørsleretninga vert styrt meir sørleg og ned mot Åknesrenna, enn i ein foliasjonsparallel retning. Den geologiske modellen i denne oppgåva presenterer berre eit 2D bilde av denne situasjonen, og det hadde vore interessant å sjå kor stor effekt ein eventuell slik «fot» hadde hatt i ein 3D modell.

## 8.2. Geologisk modell

Den geologiske modellen er presentert gjennom tre profil i kapittel 7.1, og viser at det vestre mest aktive området ved Åknes kan vere styrt av 2 skjærsoner, som ligg på ulike djup og som har ulik utbreiing (Fig. 7.3, 7.5 og 7.7).

Den djupaste av desse to skjærsonene er tolka til å vera hovudskjærsona. Lengdeprofilen B-B' (Fig. 7.5) viser at hovudskjærsona startar i forbindelse med baksprekken, går gjennom borehola der sona samsvarar med djupet der ein registrerer størst rørsle på DMS instrumenta, høvesvis 61-63 m i KH-08-2012 (Fig. 5.23) og 49-50 m i KH-02-Ø (Fig. 5.22). Hovudskjærsona fortset foliasjonsparellt, gjer to sprang i forbindelse med sprekkesoner dominert av sprekkesettet JEW, før den går ut i dagen ved Åknesrenna. Tverrprofilerna A-A' (Fig. 7.3) og C-C' (Fig. 7.7) bidreg til tolkinga om at hovudskjærsona går ut i dagen ved Åknesrenna, ettersom hovudskjærsona er tolka til å ligga grunnare lengre ned i det ustabile området, i profil C-C'.

Geometrien til hovudskjærsona langs profil B-B' er karakterisert av eit trinndelt mønster nedover i fjellsida. Trinna oppstår i forbindelse med sprekkesettet JEW og gjentakande foldeaksar, der subvertikale og tette isoklinale folder, fører til utvikling av subvertikale ekstensjonssprekkar.

Tverrprofilerna (Fig. 7.3 og 7.7) viser at hovudskjærsona verkar å følgje eit plan frå Åknesrenna, som truleg utgjer ein overgang frå oppsprokke til meir kompetent fjell. Planet er registrert som foliasjonsparellt, og fell inn under det ustabile området frå Åknesrenna (Serie 6, Fig. 5.1). I borehola kan ein sjå at det er ei grense mellom oppsprokke bergmasse og meir kompetent bergmasse ved ~70-80 m (Fig. 5.5, 5.9, 5.10, 7.2 og 7.4), og planet er truleg på det djupaste der tverrprofilerna kryssar profil B-B' (Fig. 7.1), før det truleg bøygjar av oppover mot terrengoverflata og hovudskjærsona går ut i dagen om lag ved den austre avgrensinga av det vestre området. I tverrprofil A-A' følgjer likevel ikkje hovudskjærsona dette planet gjennom heile profilen (Fig. 7.3). Hovudskjærsona er tolka til å forlate det karakteristiske planet, og bryte gjennom den meir oppsprokke bergmassen, for å korrelere med djupet der den største rørsla er registrert i borehola.

I tverrprofilerna er grunnvassnivået tolka til å følgja planet som dannar ei grense til meir kompetent bergmasse, ettersom ein ser stor innstrøyming av vatn i begge borehola ved dette djupet (Fig. 5.13, 7.2 og 7.4), og at bergmassen er betydeleg mindre oppsprokke under dette djupet i begge borehola. Hovudskjærsona ligg derfor truleg i direkte kontakt med grunnvatn,

der skjærsona følgjer planet som grensar til meir kompakt bergmasse. Når hovudskjærsona bøygar av for å korrelere med djupet i borehola (Fig. 7.3), vert sannsynleg kontakten med grunnvatn mindre.

Borehola viser likevel stor innstrøyming av grunnvatn ved grensa for meir kompetent bergmasse, samt utstrøyming i samband med djupet der hovudskjærsona kryssar borehola. Dette indikerer at skjærsona likevel kan stå i kontakt med grunnvassnivået der den kryssar borehola. Ein moglegheit er at denne oppstrøyminga av grunnvatn skjer lokalt i borehola, fordi borehola punkterer vassførande sprekkar langs grensa mot kompetent fjell. Ein annan forklaring er at grunnvassnivået generelt kan vere høgare i dette området. Dei opne borehola kan nemleg føre til at grunnvassnivået vert senka lokalt, medan det naturlege grunnvassnivået kan ligga høgare rundt borehola, i forhold til det som ein registrerar med målingar.

Sprekkesoner dominert av sprekkesettet JEW (Profil B-B') og JNS (Profil A-A' og C-C'), der oppsprekkinga er betydeleg større enn i omkringliggende bergmasse, drenerer truleg grunnvatn som er fanga opp av den grunnare skjærsona. Stor grunnvass-strøyming i desse sonene kan føra til at grunnvassnivået stig i den oppsprokke bergmassen som ligg over planet som utgjer ein overgang til kompetent fjell, og grunnvassnivået kan såleis stiga til det er i kontakt med hovudskjærsona, avhengig av kor store mengder vatn som vert drenert.

Tidlegare undersøkingar har vist at ein stor del av grunnvatnet frå Åknes stammar frå nedbør og snøsmelting (Frei, 2008). Etersom vatnet truleg kan renne fritt gjennom systemet til det møter grensa for meir kompetent bergmasse, vil dreneringa truleg vere større under periodar med kraftig nedbør og snøsmelting. Slike periodar vil då kunne auka grunnvasstrykket i fjellsida, og føra til at hovudskjærsona står i kontakt med vatn fleire stader, enn under periodar der dreneringa av overflatevatn er mindre.

Ei grunn skjærsona startar også i forbindelse med baksprekken (Fig. 7.3, 7.5 og 7.7), og går gjennom borehola ved eit grunnare djup der DMS registrerer rørsle, før den også gjer eit sprang i forbindelse med sprekkesettet JEW og går ut i dagen i nærleiken av glideplanet til 1940-skredet. DMS-instrumenta indikerer fleire soner som viser forflytning (Fig. 5.22 og 5.23), som er grunnare enn hovudskjærsona, men det er vanskeleg å skilja fleire grunne skjærsoner frå tilgjengelege geofysikk data (Fig. 7.2, 7.4 og 7.6).

Området som er påverka av den grunne skjærsona er mindre enn for hovudskjærsona (Fig. 7.1), samt at forflytninga i denne skjærsona er liten samanlikna med hovudskjærsona (Tab. 5-16), og rørsla langs denne sona har naturleg nok mindre innverknad på totalrørsla.



Den geologiske modellen viser at ei grunn skjærsona likevel kan vere viktig med tanke på korleis overflatevatnet vert drenert ned i grunnen. Modellen indikerer at drenert overflatevatn vert fanga av den grunne og truleg lite permeable skjærsona (Fig. 7.3 og 7.7). Vatnet vert så drenert frå skjærsona, gjennom sprekkesoner skapt av sprekkesetta JNS og JEW, der oppsprekkinga er større enn i omkringliggende bergmasse. Overflatevatnet vert styrt nedover gjennom ein kanalisert drenering, som kan skapa høgare grunnvassnivå og dermed høgare poretrykk, i områder med større oppsprekking.

### 8.3. Numerisk analyse

Den numeriske analysen viser at det spesielt er redusert skjærsonestyrke og det høgste grunnvassnivået som har størst innverknad på stabilitet i modellen.

Resultata viser at redusert skjærsonestyrke har stor innverknad på totalforflytninga, sjølv med ein reduksjon på berre 5 % (Fig. 7.11 og 7.12). Analyse 2 bidreg til å bekrefte dette, og ein reduksjon av skjærsonestyrke på mellom 5-10 %, reduserer sikkerhetsfaktoren,  $F$ , til mindre eller lik 1 for alle analyser (Fig. 7.14 - 7.16). Ein  $F$ -verdi under 1 er ein kritisk verdi for stabiliteten, ettersom drivande krefter då er større enn stabliserande krefter i fjellsida (Likning 4.1).

Resultata frå den numeriske analysen viser også at grunnvatnet påverkar forflytninga i større grad ved det høgste nivået enn ved det lågaste - og midtarste nivået. Dette kjem tydeleg fram ved at størst forflytning er vist for analyse 1.2.3 (Fig. 7.10) og 1.3.3 (Fig. 7.12). Analyse 1.3 (Fig. 7.11 og 7.12) viser likevel stor forflytning ved alle grunnvassnivå, på grunn av redusert skjærsonestyrke, men kritisk høge forflytningar ved det høgste grunnvassnivået. Analyse 2 viser også tydeleg at det høgste grunnvassnivået er kritisk for stabilitet. Analyse 2.1, 2.2 og 2.3 (Fig. 7.14 - 7.16) viser betydeleg lågare  $F$  ved det høgste grunnvassnivået, enn ved det lågaste og midtarste. Ved det lågaste og midtarste grunnvassnivået er  $F$  stort sett er lik. For analyse 2.2 og 2.3 er  $F$  tilnærma lik 1 ved det høgste grunnvassnivået, utan at skjærsonestyrke er redusert.

Tidlegare undersøkingar har vist at rørslehastigheita aukar når ein registrerer ei auking i grunnvassnivået, på grunn av kraftig snøsmelting eller nedbør (Fig. 5.25) (Blikra, 2013). Resultata frå den numeriske analysen viser at eit grunnvassnivå som ligg over skjærsona, har større innverknad på stabiliteten, enn å heva grunnvatnet frå eit lågt nivå og opp til nivå med skjærsona. Grunnvassnivået i den numeriske analysen er berre heva 4 m frå det midtarste til

det høgste nivået (Fig. 6.5), men den tilsynelatande vetle endringa har likevel stor innverknad på stabilitet.

At ein liten endring av grunnvassnivået har stor innverknad på stabiliteten er eit teikn på at det er stor skilnad på om heile skjærsona er grunnvassmetta, eller om berre delar av skjærsona ligg i kontakt med grunnvassnivået. Og det kan vidare indikere, og støtte, teorien om at delar av hovudskjærsona står i kontakt med grunnvatnet til dagleg, når forflytninga er stabil. Responsen under kraftige dreneringsperiodar av overflatevatn, vil vere at grunnvassnivået stig i områder med oppsprokke bergmasse, slik at større delar av, og truleg heile hovudskjærsona blir liggande under grunnvassnivået. Dette fører til at rørslehartigheita aukar og stabiliteten følgjeleg reduserast. Situasjonen omtala i kapittel 5.4.3 (Fig. 5.25) viste at ein rask stigning av grunnvassnivået på ~5 m var bidragsytande til at rørslehartigheita akselererte og stabiliserte seg på ein større hartigheit i over eit år, før rørslehartigheita normaliserte seg i takt med at grunnvassnivået gjekk tilbake.

Dersom grunnvassnivået kan kontrollerast gjennom kunstig drenering, og dermed drenert tilstrekkeleg til å ligge djupare enn hovudskjærsona som er foreslått i den geologiske modellen, viser resultatane at ein truleg vil kunne unngå periodane med akselerasjon og større rørslehartigheit, under kraftig nedbør og snøsmelting. Kunstig drenering ved Åknes vil såleis truleg ha ein positiv effekt på stabiliteten i det vestre området.

Den numeriske analysen viste også at seismisk aktivitet har innverknad på stabiliteten. Dei fleste analysane viste ikkje-konvergens, noko som følgjeleg er eit teikn på totalkollaps av fjellsida, medan eit fåtal av analysane oppnådde konvergens. Registrert totalforflytning var likevel større i dei analysane som inkluderte seismisk aktivitet, og som oppnådde konvergens, og generelt kan ein seie at seismisk aktivitet, med ein intensitet tilsvarande  $0.8 \text{ m/s}^2$ , vil ha store konsekvenser for stabiliteten i fjellsida ved Åknes.

Endring av spenningsforholda, til høgare horisontalspenning i den numeriske analysen, fører til at totalforflytninga vert størst lengst ned i det ustabile området (Fig. 7.13). Denne responsen er vanskeleg og samanlikna med registrerte rørsler ved Åknes, ettersom overvakinga ikkje dekkjer den nedre delen av det vestre området.

Analyse 1.2 og 1.3 (Fig. 7.9-12) viser liten vertikal forflytning samanlikna med horisontal forflytning, og totalforflytninga for desse analysane er i stor grad lik den horisontale forflytninga. Overvakingssinstrument plassert i området ved baksprekka og grabenstrukturen viser stor vertikal rørsle, gjennom bratte fallvinkelar på rørsla (Tab. 5-13 og 5-15). I resultatane

av den numeriske analysen er likevel vertikal forflytning ved baksprekken tilnærma null, noko som er eit bevis på at den numeriske modellen ikkje klarar å registrere vertikalforflytning, og følgjeleg truleg viser for liten totalforflytning i dette området.

For å undersøka om ein kunne få modellen til å visa vertikalforflytning i dette området, og dermed truleg meir korrekt totalforflytning, vart det gjennomført to tilleggsanalysar der det vart inkludert ein faktisk baksprekk i terrengprofilen. Geometrien på glideplanet vart også endra til mindre småskala trinn, for å sjå om dette påverka resultatet lengre nede i det ustabile området. Endringane hadde ubetydeleg innverknad på resultatet samanlikna med dei opprinnelege analysane, og dette indikerar at modellen ikkje klarar å gi eit rett bilde av totalforflytninga i forhold til det som er registrert frå overvakingsinstrument, og er følgjeleg ei feilkjelde for resultata.

Analyse 2.3 (Fig. 7.16) skil seg ut ved å ha dei lågaste resultata for F, i forhold til analyse 2.1 og 2.2, sjølv om bergmasse og sprekkparameter er auka 30 %. Ein årsak til dette kan vere at når bergmasse- og sprekkestykke er større, tek både bergmassen og sprekkene opp mindre deformasjon. Skjærsona som er betydeleg svakare, vert utsett for større deformasjon og følgjeleg større forflytning.



## 9. Konklusjon

Den geologiske modellen viser at det vestre området er karakterisert av to hovudskjærsoner som går ut i dagen i forbindelse med avgrensingane til det vestre området. Den djupaste sona er truleg hovudskjærsona, og den registrerte rørsle i grunnen er også størst langs denne sona. DMS-instrumenta viser ingen djupare soner med tilsvarende stor rørsle som ved hovudskjærsona, og det vestre området er derfor truleg kontrollert av hovudskjærsona i den geologiske modellen. Volumet til det ustabile vestre området er antatt å vere mellom 9-10 millionar m<sup>3</sup> for den djupaste skjærsona og mellom 3.5-4.5 millionar m<sup>3</sup> for den grunnaste skjærsona.

På grunnlag av den geologiske modellen og den kinematiske analysen, er det vestre området klassifisert som ein planar utgliding, der sprekkesetta JEW og JNS fungerer som avgrensingar, medan S1 fungerer som glideplan. Det foliasjonsparallelle glideplanet er tolka til å ha ein trinndelt geometri, i samband med innslag av subvertikale ekstensjonssprekkar med jamne mellomrom nedover i skråninga.

Rørsledata viser at hastigheita til det vestre området er betydeleg større enn det austre og det nedre området ved Åknes, og støtter såleis forslaget om at det vestre området er eit eige system. Det vestre området kan likevel innehalde fleire individuelle blokkssystem, ettersom overvakingsinstrumenta viser ulike rørsleretningar og ulike rørslehastigheitar.

Dersom det vestre området er eit eige system, med glideplan utgåande langs grensa mot det austre og nedre området, kan desse områda fungere som ein «fot» for det vestre området. Denne «foten» kan presse det vestre området til ein sørleg rørsleretning, der hovudskjærsona har utgåande i Åknesrenna, framfor ein rørsleretning lik fallretninga til foliasjonen.

Dei numeriske analysane visar at redusert skjærsonestyrke påverkar stabiliteten i det vestre området i størst grad. Ein skjærstyrkereduksjon på berre 5-10 % medfører ein sikkerheitsfaktor lik eller mindre enn 1. Det vart utført skjærtestar på «nytt» skjærsonemateriale frå lokalitet 084 og 085 ved Åknes. Materialet er antatt å vere tilsvarende skjærstoffet som ein kan finna i hovudskjærsona, og samanlikning med anna tidlegare antatt skjærsonemateriale frå Åknes, ga godt samsvar for skjærstyrke under ulike normalspenningar.

Analysane viser også at grunnvassnivået påverkar stabiliteten, og stabiliteten i det vestre området vert betydeleg redusert, så fort heile skjærsona ligg under grunnvassnivået. Så lenge

ikkje heile skjærsona ligg under grunnvassnivået, er innverknaden på stabiliteten relativt lik ved eit grunnvassnivå som ligg under eller på skjærsona.

Å kontrollera grunnvassnivået gjennom kunstig drenering, kan difor ha stor preventiv effekt for ytterlegare forverring av stabilitetssituasjonen, og spesielt medføra at ein kan unngå periodar med auka rørslehastigheit som følgje av sesongmessige variasjonar i grunnvassnivået.

Den numeriske analysen viste vidare at jordskjelvintensitet lik  $0.8 \text{ m/s}^2$ , vil ha store konsekvensar for stabiliteten ved Åknes, samt at ulike spenningsforhold også påverkar kvar den største deformasjonen lokalisert i fjellsida.

### **9.1. Vidare undersøkingar**

- Det er kun rørsledata frå DMS og boreholslogging som gir ein forholdsvis sikker indikator på lokalisering til skjærsoner og grunnvassnivå. For auka kunnskap og kvalitet rundt tolking av ein geologisk modell, bør fleire kjerneboringar gjennomførast og fleire DMS-instrument installerast.
- Rørsla nedst i det ustabile området har vist seg å vera betydeleg i dei numeriske analysane. Dette området er likevel dårleg dekkja av overvakingsinstrument, noko som gjer at ein ikkje har kontroll på denne delen av det ustabile området. Dette området bør derfor overvakast, til dømes gjennom å installera overvakingsinstrument i overflata eller gjennom InSAR kampanjar.
- Numeriske analysar har vist at skjærsonestyrke har stor innverknad på stabiliteten, og det er viktig å jobba vidare for å fastslå skjærsonegeometri, samt finna relevante eksempel på skjærsonemateriale.
- Grunnvassnivået ved Åknes er utsett for sesongmessige variasjonar, og den numeriske analysen viser at når grunnvassnivået ligg over skjærsona, vil stabiliteten reduserast. Kunstig drenering og kontroll av grunnvatnet ved Åknes vil føra til at ein har moglegheit for å senka grunnvassnivået i så stor grad at grunnvassnivået truleg ikkje lenger er ein stabilitetsreduserande årsak. Dette sikringstiltaket bør derfor utgreiast vidare.

## 10. Referanseliste

- AGLIARDI, F., CROSTA, G. & ZANCHI, A. 2001. Structural constraints on deep-seated slope deformation kinematics. *Engineering Geology*, 59, 83-102.
- ALONSO, E. E. & PINYOL, N. M. 2010. Criteria for rapid sliding I. A review of Vaiont case. *Engineering Geology*, 114, 198-210.
- ASTM 2011. D3080/D3080M Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. [www.astm.org](http://www.astm.org) Besøkt: 13.11.2013: ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959. United States.
- AUSTRHEIM, H., CORFU, F., BRYHNI, I. & ANDERSEN, T. B. 2003. The Proterozoic Hustad igneous complex: a low strain enclave with a key to the history of the Western Gneiss Region of Norway. *Precambrian Research*, 120, 149-175.
- BARGEL, T. H., BLIKRA, L. H., HØST, J., SLETTEN, K. & STALSBERG, K. 2008. Skredkartlegging i Norge. *Gråsteinen, NGU 12*, 59-73
- BARTON, N. 1973. Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7, 287-332.
- BARTON, N. 1981. Shear strength investigations for surface mining. *3rd Int. Conf. on Stability in Surface Mining, Vancouver, Canada*, Ch. 7: 171-192.
- BARTON, N. & BANDIS, S. C. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In: BARTON, N. & STEPHANSSON, O., eds. *Rock joints, proc. int. symp. on rock joints, 1990 Loen, Norway*. Rotterdam: Balkema, 603-610
- BARTON, N. & CHOUBEY, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics*, 10, 1-54.
- BARTON, N., LIEN, R. & LUNDE, J. 1974. ENGINEERING CLASSIFICATION OF ROCK MASSES FOR THE DESIGN OF TUNNEL SUPPORT. *Publikasjon - Norges Geotekniske Institutt*.
- BARTON, N. R. 1972. A model study of rock-joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 9, 579-582.
- BLIKRA, L. H. 2012a. Evaluering av drenering som risikoreduserende tiltak ved Åknes. Åknes rapport nr.: 07.2012. Stranda, Norge: Åknes/Tafjord Beredskap.
- BLIKRA, L. H. 2012b. The Åknes rockslide, Norway. In: CLAGUE, J. J. & STEAD, D. (eds.) *Landslides: Types, Mechanisms and Modeling*. Cambridge, United Kingdom: Cambridge University Press.
- BLIKRA, L. H. 2013. *Forslag til undersøkelser for å evaluere drenering som risikoreduserende tiltak. Åknes notat: 01.12.2013*, Åknes/Tafjord Beredskap.
- BLIKRA, L. H. 2014. *Personleg kommentar over email, 05.05.2014*.
- BLIKRA, L. H., ANDA, E., BELSBY, S., JOGERUD, K. & KLEMPE, Ø. 2006a. *Åknes/Tafjord Prosjektet: Statusrapport for arbeidsgruppe 1 (UNdersøking og overvaking)*, Stranda, Norge, Åknes/Tafjord Beredskap.
- BLIKRA, L. H., ANDA, E. & LONGVA, O. 1999. *Fjellskredprosjektet i Møre. NGU rapport no.: 99.120*, Trondheim, Norge, Norges Geologiske Undersøkelse.
- BLIKRA, L. H., KRISTENSEN, L. & LOVISOLO, M. 2013. SUBSURFACE MONITORING OF LARGE ROCKSLIDES IN NORWAY: A KEY REQUIREMENT FOR EARLY WARNING. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, Book Series (6).
- BLIKRA, L. H., LONGVA, O., BRAATHEN, A., ANDA, E., DEHLS, J. F. & STALSBERG, K. 2006b. ROCK SLOPE FAILURES IN NORWEGIAN FJORD AREAS: EXAMPLES, SPATIAL DISTRIBUTION AND TEMPORAL

- PATTERN. In: EVANS, S., MUGNOZZA, G., STROM, A. & HERMANN, R. (eds.) *Landslides from Massive Rock Slope Failure*. Springer Netherlands.
- BOWLES, J. E. 1996. *Foundation analysis and design, 5th edition*, McGraw-Hill, New York.
- BRAATHEN, A., BLIKRA, L. H., BERG, S. S. & KARLSEN, F. 2004. Rock-slope failures in Norway; type, geometry, deformation mechanisms and stability. *Norwegian Journal of Geology*, 84, 67-88.
- BROWN, R. L. & PSUTKA, J. F. 1980. Structural and stratigraphic setting of the Downie Slide, Columbia River valley, British Columbia. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 17, 698-709.
- BÖHME, M. 2014. *Spatial and temporal variability of rock slope instability in western Norway: Implications for susceptibility and hazard assessment*. Doctoral theses, NTNU.
- CEN 2004. EUROCODE 8: Design of structures for earthquake resistance. Brussel: European Committee for Standardization, European Union.
- CROSTA, G. B., DI PRISCO, C., FRATTINI, P., FRIGERIO, G., CASTELLANZA, R. & AGLIARDI, F. 2013. Chasing a complete understanding of the triggering mechanisms of a large rapidly evolving rockslide. *Landslides*, 1-18.
- CRUDEN, D. M. & VARNES, D. J. 1996. Landslide types and processes. In: TURNER, A. K. & SCHUSTER, R. L. (eds.) *Landslides investigation and mitigation*. Washington, DC: Transportation research board, US National Research Council. Special Report 247.
- DERRON, M. H., BLIKRA, L. H. & JABOYEDOFF, M. 2005. High Resolution Digital Elevation Model Analysis for Landslide Hazard Assessment (Åkneset, Norway). In: SENNESET, K., FLAATE, K. & LARSEN, J. O. (eds.) *Landslide and avalanches, ICFL 2005 Norway*: Taylor & Francis Group, London.
- DIBK. 2014. *Byggeteknisk forskrift (TEK 10)* [Online]. [http://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2010-03-26-489#KAPITTEL\\_2](http://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2010-03-26-489#KAPITTEL_2): Direktoratet for Byggkvalitet. [Accessed 21.03 2014].
- DIEDERICH, M. S., LATO, M., HAMMAH, R. & QUINN, P. 2007. Shear strength reduction approach for slope stability analyses. *Invited paper, 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium, Vancouver, BC*.
- EBERHARDT, E., STEAD, D. & COGGAN, J. S. 2004. Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes - the 1991 Randa rockslide. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 69-87.
- EBERHARDT, E., WILLENBERG, H., LOEW, S. & MAURER, H. 2001. Active rockslides in Switzerland - Understanding mechanisms and processes. In: KÜHNE, M., EINSTEIN, H. H., KRAUTER, E., KLAPPERICH, H. & PÖTTLER, R. (eds.) *EF International Conference on Landslides - Causes, Impacts and Countermeasures*. Davos, Switzerland: Verl. Glückauf GmbH, Essen.
- EIKEN, T. 2005. Åknes Fotogrammetrisk undersøkning av rørsle på grunnlag av flybilde 1961 og 1983 og orthofoto 2004. Institutt for geofag, Universitetet i Oslo.
- FREI, C. 2008. Groundwater Flow at the Åknes Rockslide site (Norway). Results of Multi-tracer Test. Switzerland: M.Sc. Thesis ETH Zurich.
- GAÁL, G. & GORBATSCHEV, R. 1987. An Outline of the precambrian evolution of the baltic shield. *Precambrian Research*, 35, 15-52.
- GANERØD, G. V. 2008. *Structural mapping of the Åknes Rockslide, Møre and Romsdal County, Western Norway*. NGU Rapport no.: 2008.042, Trondheim, Norge, Norges Geologiske Undersøkelse.
- GANERØD, G. V. 2013. Geological logging of drill cores from borehole KH-08-12 at Åknes, Møre & Romsdal, Western Norway. NGU Rapport no.: 2013.039. Trondheim, Norge: Norges Geologiske Undersøkelse.



- GANERØD, G. V., GRØNENG, G., RØNNING, J. S., DALSEGG, E., ELVEBAKK, H., TØNNESEN, J. F., KVELDSVIK, V., EIKEN, T., BLIKRA, L. H. & BRAATHEN, A. 2008. Geological model of the Åknes rockslide, western Norway. *Engineering Geology*, 102, 1-18.
- GENEVOIS, R. & GHIROTTI, M. 2005. The 1963 Vaiont Landslide. *Giornale di Geologia Applicata*, 1, 41-52.
- GHIROTTI, M. 2012. The 1963 Vaiont landslide, Italy. In: CLAGUE, J. J. & STEAD, D. (eds.) *Landslides: Types, Mechanisms and Modeling*. Cambridge, United Kingdom: Cambridge University Press.
- GIRAUD, A., ROCHET, L. & ANTOINE, P. 1990. Processes of slope failure in crystallophyllian formations. *Engineering Geology*, 29, 241-253.
- GRIMSTAD, E. 1989. Stabilitetsvurdering omkring Remnane ved Åkernes i Stranda. NGI rapport no.: 85494-02. Oslo, Norge: Norges Geotekniske Institutt.
- GRIMSTAD, E. & BARTON, N. 1993. Updating of the Q system for NMT. *Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete—Modern use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support*. Fagernes, Norway.
- GRØNENG, G., CHRISTIANSEN, H., NILSEN, B. & BLIKRA, L. 2011. Meteorological effects on seasonal displacements of the Åknes rockslide, western Norway. *Landslides*, 8, 1-15.
- GRØNENG, G., LU, M., NILSEN, B. & JENSSEN, A. K. 2010. Modelling of time-dependent behavior of the basal sliding surface of the Åknes rockslide area in western Norway. *Engineering Geology*, 114, 414-422.
- GRØNENG, G. & NILSEN, B. 2009. Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation. Rapport no.:38. Trondheim, Norge: Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU.
- GRØNENG, G., NILSEN, B. & SANDVEN, R. 2009. Shear strength estimation for Åknes sliding area in western Norway. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46, 479-488.
- GÖKTAN, R. M. & AYDAY, C. 1993. A suggested improvement to the Schmidt rebound hardness ISRM suggested method with particular reference to rock machineability. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 30, 321-322.
- HAMMAH, R. E., CURRAN, J. H., YACOUB, T. & CORKUM, B. 2004. Stability Analysis of Rock Slopes using the Finite Element Method. In: SCHUBERT (ed.) *Proceedings of the Eurock 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium*. VGE.
- HAMMAH, R. E., YACOUB, T., CORKUM, B. & CURRAN, J. H. 2005. The Shear Strength Reduction Method for the Generalized Hoek-Brown Criterion. *Proceedings of the 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics Anchorage, Alaska, USA: Alaska Rocks 2005 Conference (ARMA)*.
- HAMMAH, R. E., YACOUB, T., CORKUM, B., WIBOWO, F. & CURRAN, J. H. 2007. Analysis of blocky rock slopes with finite element Shear Strength Reduction analysis. In: EBERHARDT, E., STEAD, D. & MORRISON, T. (eds.) *Rock Mechanics: Meeting Society's Challenges and Demands, Two Volume Set*. Taylor & Francis.
- HENDERSON, I. H. & SAINTOT, A. 2011. Regional spatial variations in rockslide distribution from structural geology ranking: an example from Storfjorden, western Norway. *Geological Society, London, Special Publications*, 351, 79-95.
- HENDERSON, I. H. C., SAINTOT, A. & DERRON, M. H. 2006. Structural mapping of potential rockslide sites in the Storfjorden area, western Norway: the influence of bedrock geology on hazard analysis. Trondheim, Norge: Norges Geologiske Undersøkelse.
- HENDRON, A. J. & PATTON, F. D. 1987. The vaiont slide — A geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface. *Engineering Geology*, 24, 475-491.

- HIGHLAND, L. M. & BOBROWSKY, P. 2008. *The Landslide Handbook— A Guide to Understanding Landslides*, Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325.
- HOEK, E. 2007a. *Practical Rock Engineering, Chapter 3: Rock Mass Classification* [Online]. [http://www.rocscience.com/hoek/corner/3\\_Rock\\_mass\\_classification.pdf](http://www.rocscience.com/hoek/corner/3_Rock_mass_classification.pdf). [Accessed 30.10 2013].
- HOEK, E. 2007b. *Practical Rock Engineering, Chapter 4: Shear Strength of Discontinuities* [Online]. [http://www.rocscience.com/hoek/corner/4\\_Shear\\_strength\\_of\\_discontinuities.pdf](http://www.rocscience.com/hoek/corner/4_Shear_strength_of_discontinuities.pdf). [Accessed 19.09 2013].
- HOEK, E. 2007c. *Practical Rock Engineering, Chapter 11: Rock Mass Properties* [Online]. [http://www.rocscience.com/hoek/corner/11\\_Rock\\_mass\\_properties.pdf](http://www.rocscience.com/hoek/corner/11_Rock_mass_properties.pdf). [Accessed 30.10 2013].
- HOEK, E. & BROWN, E. T. 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 106.
- HOEK, E., KAISER, P. K. & BAWDEN, W. F. 1995. *Support of underground excavations in hard rock*, Taylor & Francis.
- HOLE, J., BLIKRA, L. H. & ANDA, E. 2011. Scenario og prognoser for fjellskred og flodbølger fra Åknes og Hegguraksla. Åknes rapport 05 2011, revidert utgave av Åknes rapport 01 2010. Stranda, Norge: Åknes/Tafjord Beredskap
- HUNGR, O., LEROUEIL, S. & PICARELLI, L. 2013. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 1-28.
- HØST, J. 2006. Store fjellskred i Norge, Utredning for Landbruks- og matdepartementet på vegne av 6 departementer. In: NGU, DSB, SLF, SVV, JBV & KARTVERKET (eds.). Trondheim, Norge.
- ISRM 1978a. Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks : International Society for Rock Mechanics Commission on Standardisation of Laboratory and Field Tests *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15, 89-97.
- ISRM 1978b. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15, 319-368.
- ISRM 1979. Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 16, 135-140.
- JABOYEDOFF, M., OPPIKOFER, T., DERRON, M. H., BLIKRA, L. H., BÖHME, M. & SAINTOT, A. 2011. Complex landslide behaviour and structural control: a three-dimensional conceptual model of Åknes rockslide, Norway. In: JABOYEDOFF, M. (ed.) *Slope Tectonics*. The Geological Society of London, Special Publications, London.
- JING, L. & HUDSON, J. A. 2002. Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39, 409-427.
- KALENCHUK, K. S., DIEDERICHS, M. S. & HUTCHINSON, D. J. 2012a. Three-dimensional numerical simulations of the Downie Slide to test the influence of shear surface geometry and heterogeneous shear zone stiffness. *Computational Geosciences*, 16, 21-38.
- KALENCHUK, K. S., HUTCHINSON, D. J. & DIEDERICHS, M. S. 2012b. Geomechanical interpretation of the Downie Slide considering field data and three-dimensional numerical modelling. *Landslides*, 1-20.

- KALENCHUK, K. S., HUTCHINSON, D. J. & DIEDERICHS, M. S. 2013. Downie Slide: numerical simulation of groundwater fluctuations influencing the behaviour of a massive landslide. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 1-16.
- KALENCHUK, K. S., HUTCHINSON, D. J., DIEDERICHS, M. S. & MOORE, D. 2012c. Downie Slide, British Columbia, Canada. In: CLAGUE, J. J. & STEAD, D. (eds.) *Landslides: Types, Mechanisms and Modeling*. Cambridge, United Kingdom: Cambridge University Press.
- KRISTENSEN, K. 1996. Åkernes landslide. General description of the Åkernes slide area and control measures. NGI rapport no.: 585910-9. Oslo, Norge: Norges Geotekniske Institutt.
- KRISTENSEN, L. 2014. Åknes report: Status of investigations, measurements of displacement and scenarios (in preparation).
- KRISTENSEN, L., RIVOLTA, C., DEHLS, J. & BLIKRA, L. H. 2013. GB InSAR measurement at the Åknes rockslide, Norway. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment, Book Series (6)*, 329-338.
- KVELDSVIK, V., EIKEN, T., GANERØD, G. V., GRØNENG, G. & RAGVIN, N. 2006. Evaluation of movement data and ground conditions for the Åknes rock slide. *International Symposium on Stability of Rock Slopes in Open Pit Mining and Civil Engineering*. Cape Town, South Africa: The South African Institute of Mining and Metallurgy.
- KVELDSVIK, V., EINSTEIN, H. H., BLIKRA, L. H. & NILSEN, B. 2009a. Numerical analysis of the 650,000 m<sup>2</sup> Åknes Rock slope based on measured displacements and geotechnical data. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 22, 689-728.
- KVELDSVIK, V., KAYNIA, A. M., NADIM, F., BHASIN, R., NILSEN, B. & EINSTEIN, H. H. 2009b. Dynamic distinct-element analysis of the 800 m high Åknes rock slope. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46, 686-698.
- KVELDSVIK, V., NILSEN, B., EINSTEIN, H. H. & NADIM, F. 2008. Alternative approaches for analyses of a 100,000 m<sup>3</sup> rock slide based on Barton-Bandis shear strength criterion. *Landslides*, 5, 161-176.
- LOVISOLO, M. 2014. Report Aknes Upper site: DMS MONITORING PERIOD 08/11/2013-06/02/2014. Ricaldone, Italy: Centre Servizi di Geingegneria.
- LOVISOLO, M., GHIROTTI, S., SCARDIA, G. & BATTAGLIO, M. 2003. The use of Differential Monitoring Stability (D.M.S.) for remote monitoring of excavation and landslide movements. In: MYRVOLL, F. (ed.) *Field Measurements in Geomechanics*. Lisse, Netherlands: Swets & Zeitlinger B.V.
- LØSET, F. 1998. *Engineering geological logging of drill cores*. NGI Report no.: 592046-7, Oslo, Norge, Norges Geotekniske Institutt.
- MCCLAY, K. R. 1987. *The mapping of geological structures*, West Sussex, England, John Wiley & Sons Ltd.
- MOEN, B. 2008. *Åknes skredområde – Analyse av mulig effekt av dreneringstiltak*. Master thesis, NTNU.
- MUSSET, A. E. & KHAN, M. 2000. *Looking into the Earth: An introduction to geological geophysics*, Cambridge University Press.
- MYRVANG, A. 2001. *Bergmekanikk*, Trondheim, Norge, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- NBG 2011. Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering, Versjon 1. In: NILSEN, B., LINDSTRØM, M., MATHIESEN, T. K., HOLMØY, K. H., OLSSON, R. & PALMSTRØM, A. (eds.). Norsk Bergmekanikkgruppe.

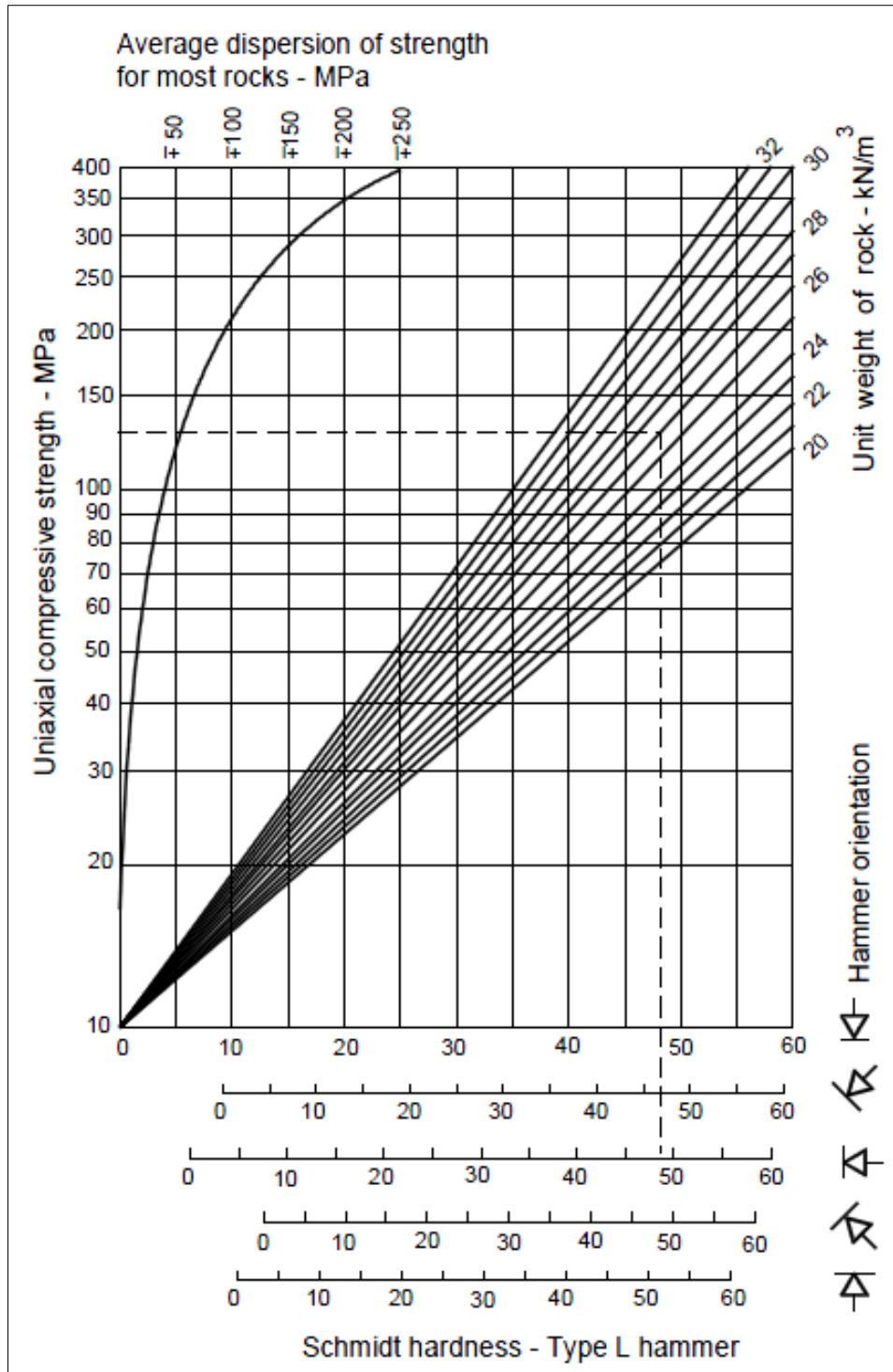
- NGU. 2005. *XRD-analyser* [Online]. [http://www.ngu.no/upload/Norges%20geologi/NGU-lab/NGU\\_LAB\\_XRD\\_analyser.pdf](http://www.ngu.no/upload/Norges%20geologi/NGU-lab/NGU_LAB_XRD_analyser.pdf): Norges Geologiske Undersøkelse, Trondheim. [Accessed 09.12. 2013].
- NGU 2006. Geofysiske målinger Åknes og Tafjord, Stranda og Nordal kommuner, Møre og Romsdal. Report nr.: 2006.002. In: RØNNING, J. S., DALSEGG, E., ELVEBAKK, H., GANERØD, G. V. & TØNNESEN, J. F. (eds.). Trondheim, Norge: Norges Geologiske Undersøkelse.
- NGU 2007a. Geofysiske målinger på bakken ved Åknes og ved Hegguraksla, Stranda og Nordal kommuner, Møre og Romsdal. Report nr.: 2007.026. In: RØNNING, J. S., DALSEGG, E., HEINCKE, B. H. & TØNNESEN, J. F. (eds.). Trondheim, Norge: Norges Geologiske Undersøkelse.
- NGU 2007b. Logging of drill cores from seven boreholes at Åknes, Stranda municipality, Møre and Romsdal County. Report no: 2007.020. In: GANERØD, G., V., GRØNENG, G., AARDAL, I., B., & KVELDSVIK, K. (eds.). Norges Geologiske Undersøkelse: Trondheim, Norway.
- NGU. 2008. *METODEBESKRIVELSE OPTISK TELEVIEWER (OPTV)* [Online]. <http://www.ngu.no/upload/Norges%20geologi/Geofysikk/Borehullsgeofysikk/OPTV%20METODEBESKRIVELSE.pdf>: Norges Geologiske Undersøkelse. [Accessed 26.03 2014].
- NGU 2013. Borehullslogging i KH-08-2012, Åknes, Stranda kommune, Møre og Romsdal. In: ELVEBAKK, H. (ed.). Trondheim, Norge: Norges Geologiske Undersøkelse.
- NILSEN, B. 2000. New trends in rock slope stability analyses. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 58, 173-178.
- NILSEN, B. 2014. *Personleg kommentar, 07.05.2014*.
- NILSEN, B. & BROCH, E. 2011. *Ingeniørgeologi – berg, grunnkurskompendium*, Trondheim, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- NILSEN, B. & PALMSTRØM, A. 2000. *Engineering Geology and Rock Engineering, Handbook no.: 2*, Norwegian Group for Rock Mechanics, NBG.
- NORDVIK, T., GRØNENG, G., GANERØD, G. V., NILSEN, B., HARDING, C. & BLIKRA, L. H. 2009. Geovisualization, geometric modelling and volume estimation of the Åknes rockslide, Western Norway. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 68, 245-256.
- NORUT 2013. SBAS and PS InSAR Processing of Åknes rockslide using RADARSAT-2 (2008-2013) and TerraSAR-X/TanDEM-X (2010-2012) satellite data. Report 04/2013. In: ROUYET, L., LAUKNES, T. R. & DEHLS, J. (eds.). Tromsø, Norge: Northern Research Institute.
- OPPIKOFER, T., JABOYEDOFF, M., BLIKRA, L. H., DERRON, M. H. & METZGER, R. 2009. Characterization and monitoring of the Aknes rockslide using terrestrial laser scanning. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9, 1003-1019.
- OPPIKOFER, T., JABOYEDOFF, M., PEDRAZZINI, A., DERRON, M.-H. & BLIKRA, L. H. 2011. Detailed DEM analysis of a rockslide scar to characterize the basal sliding surface of active rockslides. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 116, F02016.
- PANTHI, K. K. & NILSEN, B. 2005. Numerical analysis of stresses and displacement for the Tafjord slide, Norway. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 65, 57-63.
- RAMBERG, I. B., BRYHNI, I. & NØTTVEDT, A. 2006. *Landet blir til - Norges geologi*, Trondheim, Norge, Norsk Geologisk Forening (NGF).
- ROCSCIENCE. 2014. *Phase2 8.0 Produktinformasjon* [Online]. <http://www.rocscience.com/products/3/Phase2>. [Accessed 25.02 2014].

- SAINTOT, A., HENDERSON, I. H. C. & DERRON, M. H. 2011. Inheritance of ductile and brittle structures in the development of large rock slope instabilities: Examples from western Norway. *Geological Society, London, Special Publications*, 351, 27-78.
- SEPPÄLÄ, M. 2005. *The Physical Geography of Fennoscandia*, New York, United States, Oxford University Press Inc.
- SOLLI, A. & NORDGULEN, Ø. 2007. *Berggrunnskart over Norge og kaledoniene i Sverige og Finland - M 1:2 000 000*, Norges Geologiske Undersøkelse.
- STEAD, D., EBERHARDT, E. & COGGAN, J. S. 2006. Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques. *Engineering Geology*, 83, 217-235.
- STEAD, D. & COGGAN, J. 2012. Numerical modeling of rock-slope instability. In: CLAGUE, J. J. & STEAD, D. (eds.) *Landslides*. Cambridge University Press.
- SVV 2005. Laboratorieundersøkelser, Håndbok 014. Vegdirektoratet, Statens Vegvesen.
- THÖNY, R. 2008. Dynamic fluid electric conductivity logging for identification and characterization of preferential groundwater flow in the Åknes rockslide (Norway). Switzerland: M.Sc. Thesis, ETH Zurich.
- TRINH, N. Q. 2014. *Personleg kommentar*, 06.03.14.
- VARNES, D. J. 1978. Slope movement types and processes. In: SCHUSTER, R. L. & KRIZEK, R. J. (eds.) *Landslides, analysis and control, special report 176*. Washington, DC: Transportation research board, National Academy of Sciences.
- WYLLIE, D. C. & MAH, C. W. 2004. *Rock Slope Engineering, Civil and Mining, 4th Edition*, New York, Spon Press, Taylor & Francis Group.
- ZHAO, X. G. & CAI, M. 2010. A mobilized dilation angle model for rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47, 368-384.
- ZHU, T. 2012. *Some Useful Numbers on the Engineering Properties of Materials*, [Online]. <http://www.stanford.edu/~tyzhu/Documents/Some%20Useful%20Numbers.pdf> Stanford Department of Geophysics, Stanford University, California. [Accessed 20.03 2014].
- ZIENKIEWICZ, O. C., HUMPHESON, C. & LEWIS, R. W. 1975. Associated and non-associated visco plasticity and plasticity in soil mechanics. *Géotechnique*, 25, 671-689.
- ÅTB 2012. *Televiwer data frå borehol KH-08-2012*, Stranda, Norge, Åknes/Tafjord Beredskap.

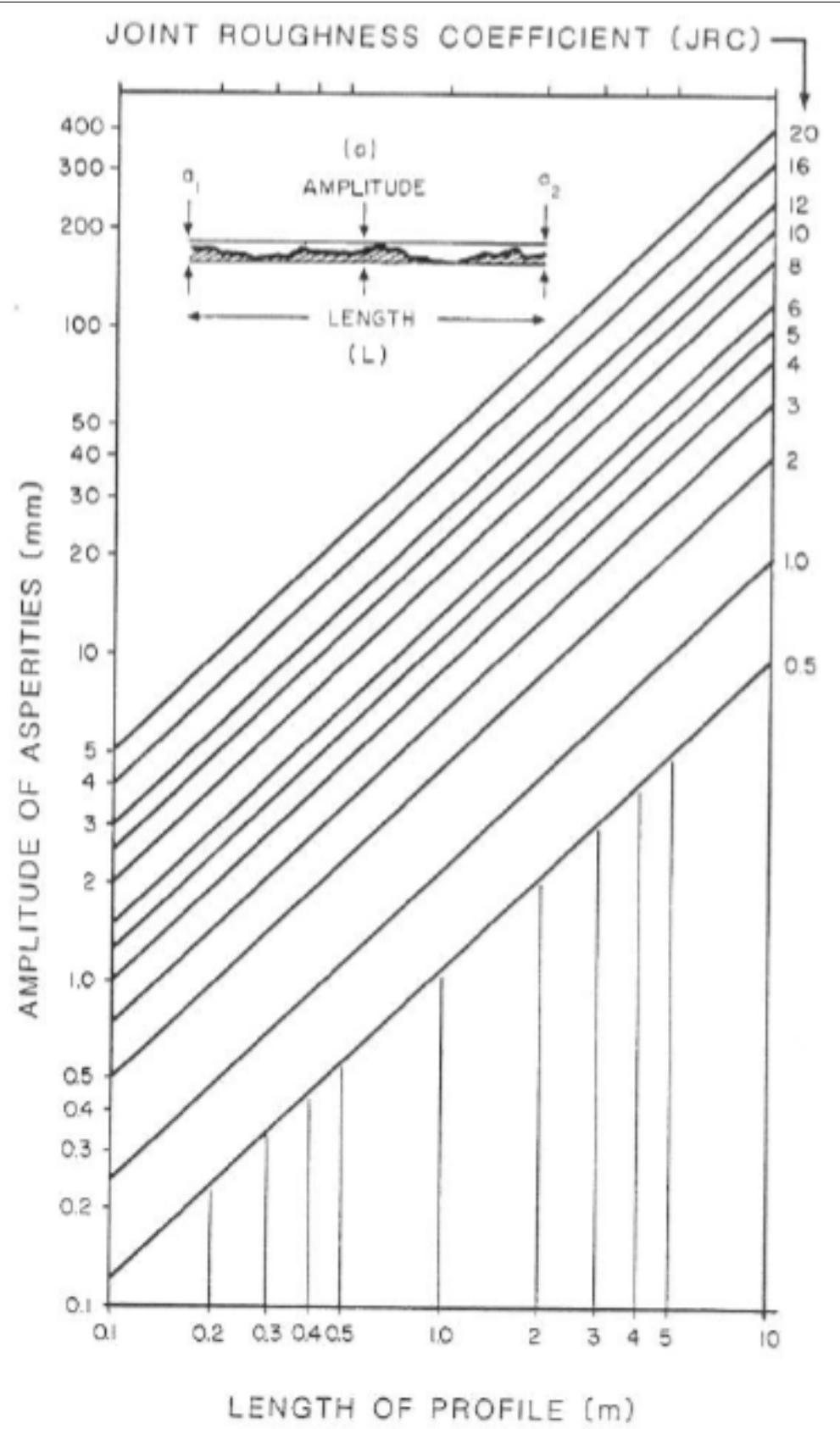
# 11. Vedlegg

## 11.1. Vedlegg undersøkingar

11.1.1. Estimert UCS verdi frå Scmidthammer måling (Hoek, 2007b).



11.1.2. JRC i forhold til profillengde og ruheit-amplitude på sprekkeplanet (Barton, 1981).



11.1.3. *Q*-parameter verdi (Hoek, 2007a) etter (Barton et al., 1974)

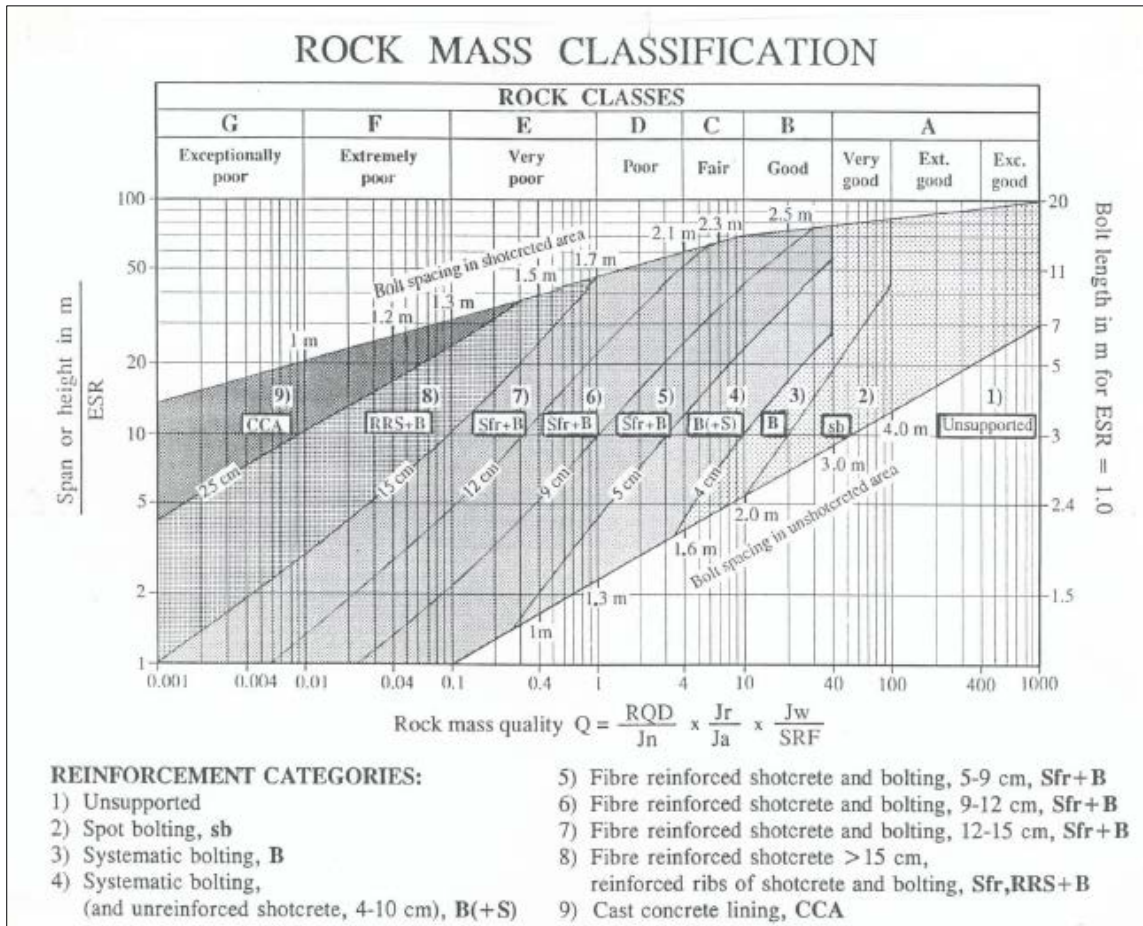
| DESCRIPTION   | VALUE                   | NOTES   |         |
|---|-------------------------|---|---------|
| <b>1. ROCK QUALITY DESIGNATION</b>  | <b><i>RQD</i></b>       |   |         |
| A. Very poor  | 0 - 25                  | 1. Where <i>RQD</i> is reported or measured as $\leq 10$ (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate <i>Q</i> .                                      |         |
| B. Poor   | 25 - 50                 |   |         |
| C. Fair   | 50 - 75                 | 2. <i>RQD</i> intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.  |         |
| D. Good   | 75 - 90                 |   |         |
| E. Excellent  | 90 - 100                |   |         |
| <b>2. JOINT SET NUMBER</b>  | <b><math>J_n</math></b> |   |         |
| A. Massive, no or few joints  | 0.5 - 1.0               |   |         |
| B. One joint set  | 2                       |   |         |
| C. One joint set plus random  | 3                       |   |         |
| D. Two joint sets   | 4                       |   |         |
| E. Two joint sets plus random   | 6                       |   |         |
| F. Three joint sets   | 9                       | 1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$   |         |
| G. Three joint sets plus random   | 12                      |   |         |
| H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.   | 15                      | 2. For portals use $(2.0 \times J_n)$   |         |
| J. Crushed rock, earthlike  | 20                      |   |         |
| <b>3. JOINT ROUGHNESS NUMBER</b>  | <b><math>J_r</math></b> |   |         |
| <b>a. Rock wall contact</b>   |                         |   |         |
| <b>b. Rock wall contact before 10 cm shear</b>  |                         |   |         |
| A. Discontinuous joints   | 4                       |   |         |
| B. Rough and irregular, undulating  | 3                       |   |         |
| C. Smooth undulating  | 2                       |   |         |
| D. Slickensided undulating  | 1.5                     | 1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.   |         |
| E. Rough or irregular, planar   | 1.5                     |   |         |
| F. Smooth, planar   | 1.0                     |   |         |
| G. Slickensided, planar   | 0.5                     | 2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.                     |         |
| <b>c. No rock wall contact when sheared</b>   |                         |   |         |
| H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact   | 1.0<br>(nominal)        |   |         |
| J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact   | 1.0<br>(nominal)        |   |         |
| <b>4. JOINT ALTERATION NUMBER</b>   | <b><math>J_a</math></b> | $\phi_r$ degrees (approx.)  |         |
| <b>a. Rock wall contact</b>   |                         |   |         |
| A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling   | 0.75                    | 1. Values of $\phi_r$ , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present. |         |
| B. Unaltered joint walls, surface staining only   | 1.0                     |   | 25 - 35 |
| C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.  | 2.0                     |   | 25 - 30 |
| D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)  | 3.0                     |   | 20 - 25 |
| E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less) | 4.0                     |   | 8 - 16  |



|   |             |   |  |
|---|-------------|---|--|
| <b>4. JOINT ALTERATION NUMBER</b>   | $J_a$       | $\phi$ degrees (approx.)                      |  |
| <b>b. Rock wall contact before 10 cm shear</b>  |             |   |  |
| F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.   | 4.0         | 25 - 30                                       |  |
| G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)  | 6.0         | 16 - 24                                       |  |
| H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)  | 8.0         | 12 - 16                                       |  |
| J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of $J_a$ depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water. | 8.0 - 12.0  | 6 - 12  |  |
| <b>c. No rock wall contact when sheared</b>   |             |   |  |
| K. Zones or bands of disintegrated or crushed   | 6.0         |   |  |
| L. rock and clay (see G, H and J for clay   | 8.0         |   |  |
| M. conditions)  | 8.0 - 12.0  | 6 - 24  |  |
| N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening   | 5.0         |   |  |
| O. Thick continuous zones or bands of clay  | 10.0 - 13.0 |   |  |
| P. & R. (see G,H and J for clay conditions)   | 6.0 - 24.0  |   |  |
| <b>5. JOINT WATER REDUCTION</b>   | $J_w$       | approx. water pressure (kgf/cm <sup>2</sup> ) |  |
| A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally  | 1.0         | < 1.0   |  |
| B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings  | 0.66        | 1.0 - 2.5                                     |  |
| C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints   | 0.5         | 2.5 - 10.0                                    | 1. Factors C to F are crude estimates; increase $J_w$ if drainage installed.   |
| D. Large inflow or high pressure  | 0.33        | 2.5 - 10.0                                    |  |
| E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time  | 0.2 - 0.1   | > 10  | 2. Special problems caused by ice formation are not considered.  |
| F. Exceptionally high inflow or pressure  | 0.1 - 0.05  | > 10  |  |
| <b>6. STRESS REDUCTION FACTOR</b>   |             | <b>SRF</b>                                    |  |
| <b>a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated</b>   |             |   |  |
| A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock any depth)                                  |             | 10.0  | 1. Reduce these values of SRF by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation |
| B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)  |             | 5.0   |  |
| C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)  |             | 2.5   |  |
| D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)   |             | 7.5   |  |
| E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)  |             | 5.0   |  |
| F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)  |             | 2.5   |  |
| G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)  |             | 5.0   |  |

| DESCRIPTION  | VALUE               |                     | SRF     | NOTES   |
|--|---------------------|---------------------|---------|---|
| <b>6. STRESS REDUCTION FACTOR</b>  |                     |                     |         |   |
| <i>b. Competent rock, rock stress problems</i>   |                     |                     |         |   |
|  | $\sigma_c/\sigma_1$ | $\sigma_t/\sigma_1$ |         | 2. For strongly anisotropic virgin stress field   |
| H. Low stress, near surface  | > 200               | > 13                | 2.5     | (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , reduce $\sigma_c$  |
| J. Medium stress   | 200 - 10            | 13 - 0.66           | 1.0     | to $0.8\sigma_c$ and $\sigma_t$ to $0.8\sigma_t$ . When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ ,  |
| K. High stress, very tight structure<br>(usually favourable to stability, may<br>be unfavourable to wall stability)  | 10 - 5              | 0.66 - 0.33         | 0.5 - 2 | reduce $\sigma_c$ and $\sigma_t$ to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$ , where<br>$\sigma_c$ = unconfined compressive strength, and<br>$\sigma_t$ = tensile strength (point load) and $\sigma_1$ and<br>$\sigma_3$ are the major and minor principal stresses. |
| L. Mild rockburst (massive rock)   | 5 - 2.5             | 0.33 - 0.16         | 5 - 10  |   |
| M. Heavy rockburst (massive rock)  | < 2.5               | < 0.16              | 10 - 20 | 3. Few case records available where depth of<br>crown below surface is less than span width.<br>Suggest <i>SRF</i> increase from 2.5 to 5 for such<br>cases (see H).  |
| <i>c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock<br/>under influence of high rock pressure</i>   |                     |                     |         |   |
| N. Mild squeezing rock pressure  |                     |                     | 5 - 10  |   |
| O. Heavy squeezing rock pressure   |                     |                     | 10 - 20 |   |
| <i>d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water</i>   |                     |                     |         |   |
| P. Mild swelling rock pressure   |                     |                     | 5 - 10  |   |
| R. Heavy swelling rock pressure  |                     |                     | 10 - 15 |   |
| <b>ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES</b>   |                     |                     |         |   |
| When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:   |                     |                     |         |   |
| 1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where $J_v$ = total number of joints per $m^3$ ( $0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$ ).   |                     |                     |         |   |
| 2. The parameter $J_n$ representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating $J_n$ .  |                     |                     |         |   |
| 3. The parameters $J_f$ and $J_a$ (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of $J_f J_a$ is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of $J_f J_a$ should be used when evaluating Q. The value of $J_f J_a$ should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate. |                     |                     |         |   |
| 4. When a rock mass contains clay, the factor <i>SRF</i> appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.                  |                     |                     |         |   |
| 5. The compressive and tensile strengths ( $\sigma_c$ and $\sigma_t$ ) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.  |                     |                     |         |   |







11.1.4. Oversikt over *Q*-verdien og bermasseklasse (Nilsen and Palmstrøm, 2000) etter (Grimstad and Barton, 1993).



11.1.5. Skjema for kjernelogging (Løset, 1998).

|             |          | <b>BOREHOLE LOG</b>                                 |                        |              |                  | <b>BOREHOLE NUMBER</b>                                   |          |  |  |             |            |          |  |                                       |  |  |                               |  |  |                   |
|-------------|----------|---|------------------------|--------------|------------------|--|----------|--|--|-------------|------------|----------|--|---------------------------------------|--|--|-------------------------------|--|--|-------------------|
|             |          | PROJEKT NUMBER:<br>PROJECT NAME:<br>PLACE:<br>file: |                        |              |                  | CORE LENGTH:<br>DATUM:<br>BOREHOLE ORIENTATION:<br>DATE: |          |  |  |             |            |          |  |                                       |  |  |                               |  |  |                   |
| CORE LENGTH | CASE NR. | ROCK TYPE   | GEOLOGICAL DESCRIPTION | CORELOSS, cm | CRUSHED CORE, cm | JOINT ANGLE  | Jn Jr Ja |  |  | RQD, %      |            |          |  | JOINT-FREQUENCY Natural joints per m. |  |  | WATER-LOSS-MEASUREMENTS Lugon |  |  | OVERPRESSURE, MPa |
|             |          |   |                        |              |                  |  |          |  |  | 20 40 60 80 | 5 10 15 20 | 1 10 100 |  |                                       |  |  |                               |  |  |                   |
| 0           |          |   | NOTES:                 |              |                  |  |          |  |  |             |            |          |  |                                       |  |  |                               |  |  |                   |

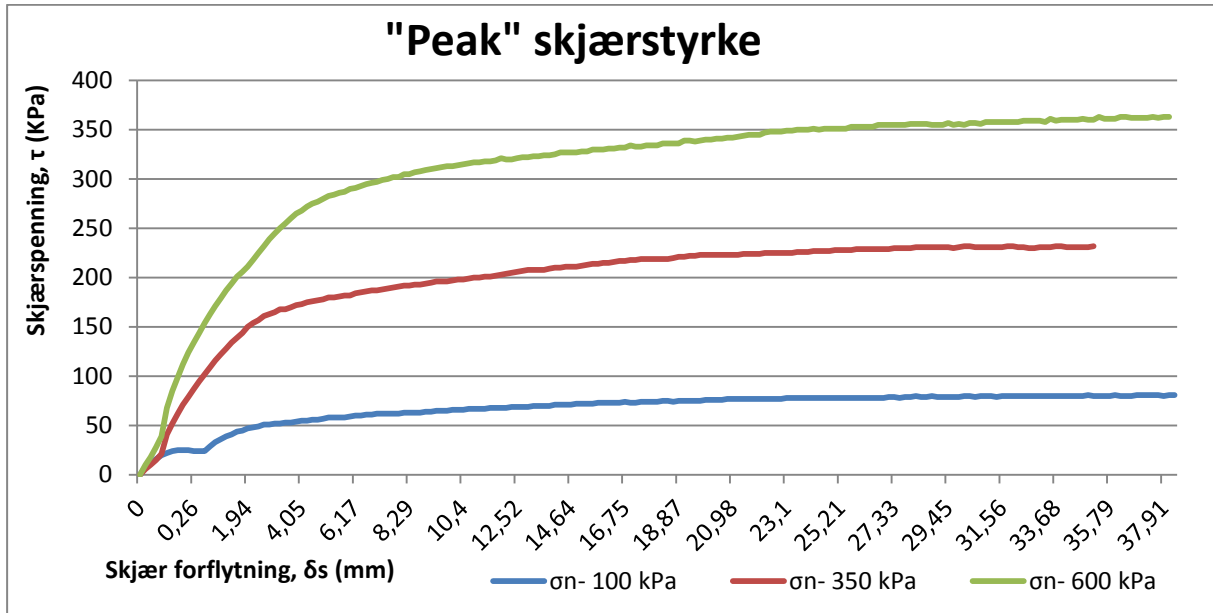
11.1.6. GSI-systemet (Hoek, 2007a).

| <p><b>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</b></p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p> |     | <p><b>SURFACE CONDITIONS</b></p> <p><b>VERY GOOD</b><br/>Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p><b>GOOD</b><br/>Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p><b>FAIR</b><br/>Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p><b>POOR</b><br/>Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p><b>VERY POOR</b><br/>Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p> |    |     |     |  |
|---|-----|--|----|-----|-----|--|
| <p><b>STRUCTURE</b></p>   |     | <p><b>DECREASING SURFACE QUALITY</b> →</p>   |    |     |     |  |
|  <p><b>INTACT OR MASSIVE</b> - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>   | 90  |  |    | N/A | N/A |  |
|  <p><b>BLOCKY</b> - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>  | 80  | 70   |    |     |     |  |
|  <p><b>VERY BLOCKY</b>- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>   |     | 60   | 50 |     |     |  |
|  <p><b>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY</b> - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>  |     |  | 40 | 30  |     |  |
|  <p><b>DISINTEGRATED</b> - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>  |     |  |    | 20  |     |  |
|  <p><b>LAMINATED/SHEARED</b> - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>   | N/A | N/A  |    |     | 10  |  |

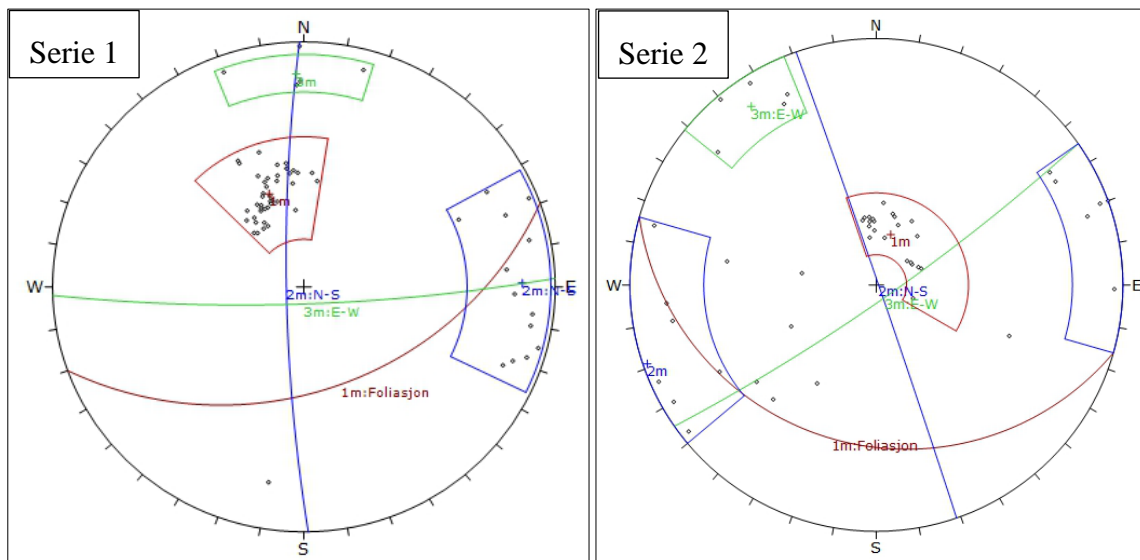
## 11.2. Vedlegg resultat felt- og laboratoriearbeid

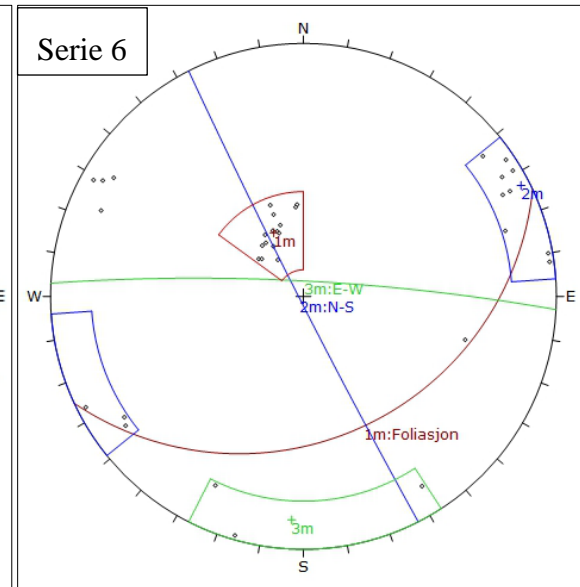
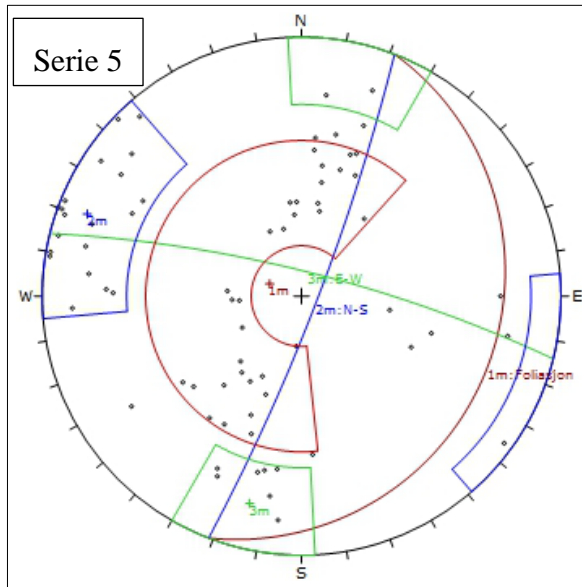
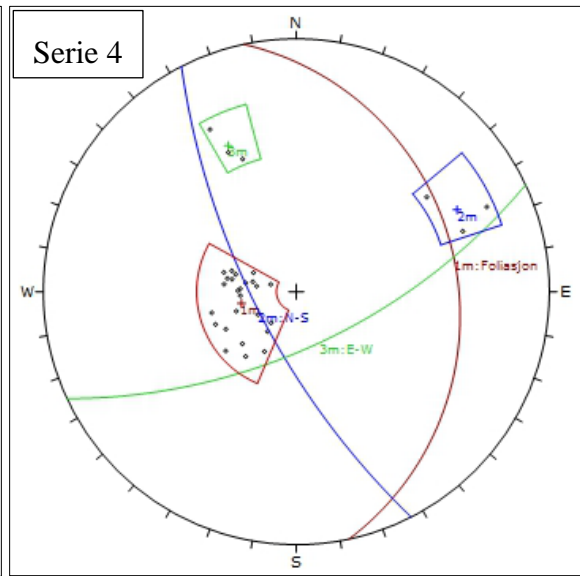
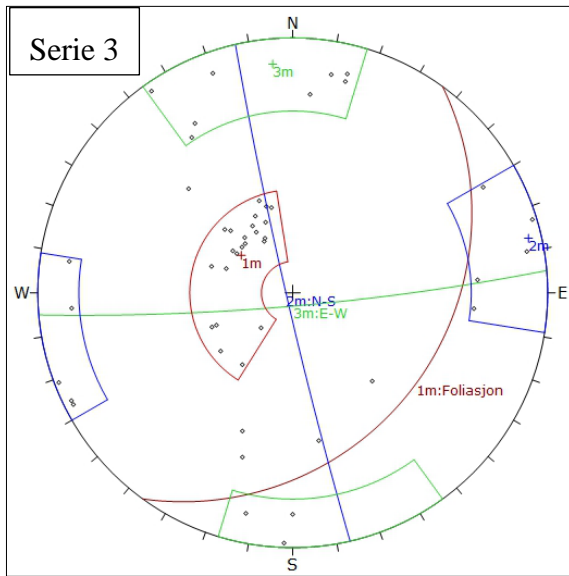
### 11.2.1 Skjærboks forsøk

Resultat frå skjærbokstesten vist ved skjærspenning i forhold til skjærforflytning for dei tre ulike normalspenningsverdiane.



### 11.2.2 Stereografisk projeksjon





### 11.2.3 Kjernelogg

| Åknes KH-08-2012 Q-logg       |     |            |    |                           |     |                          |     |       |                  |                      |                    |
|-------------------------------|-----|------------|----|---------------------------|-----|--------------------------|-----|-------|------------------|----------------------|--------------------|
| Sted: Åknes                   |     | Dybde:202m |    | Dato logging: 12-13.03.13 |     |                          |     |       |                  |                      |                    |
| Borehol orientering: Vertikal |     |            |    |                           |     | Loggar: Henrik Langeland |     |       |                  |                      |                    |
| Dybde                         |     | RQD        | Jn | Jr                        | Ja  | Jw                       | SRF | Q     | Sprekk<br>Frekv. | Knust<br>kjerne (cm) | Kommentarar        |
| Fra                           | Til |            |    |                           |     |                          |     |       |                  |                      |                    |
| 0                             | 1   |            |    |                           |     |                          |     | 0     | 0                |                      |                    |
| 1                             | 2   |            |    |                           |     |                          |     | 0     | 0                |                      |                    |
| 2                             | 3   | 42         | 2  | 1.5                       | 4   | 1                        | 1   | 7.875 | 17               | 20-40                |                    |
| 3                             | 4   | 88         | 2  | 3.5                       | 4   | 1                        | 1   | 38.5  | 3                |                      |                    |
| 4                             | 5   | 100        | 2  | 3                         | 4   | 1                        | 1   | 37.5  | 3                |                      |                    |
| 5                             | 6   | 100        | 2  | 2                         | 4   | 1                        | 1   | 25    | 1                |                      |                    |
| 6                             | 7   | 100        | 2  | 2                         | 2   | 1                        | 1   | 50    | 1                |                      |                    |
| 7                             | 8   | 60         | 9  | 2                         | 3   | 1                        | 1   | 4.444 | 12               | 69-87                |                    |
| 8                             | 9   | 0          | 2  | 2                         | 4   | 1                        | 1   | 0     | 25               |                      |                    |
| 9                             | 10  | 100        | 2  | 2                         | 4   | 1                        | 1   | 25    | 3                |                      |                    |
| 10                            | 11  | 100        | 2  | 2                         | 4   | 1                        | 1   | 25    | 2                |                      |                    |
| 11                            | 12  | 94         | 2  | 3                         | 4   | 1                        | 1   | 35.25 | 5                |                      |                    |
| 12                            | 13  | 73         | 4  | 4                         | 3   | 1                        | 1   | 24.33 | 18               | 21-28 og 69-73       |                    |
| 13                            | 14  | 0          | 9  | 2                         | 3   | 1                        | 1   | 0     | 25               | 80-90                |                    |
| 14                            | 15  | 94         | 4  | 2                         | 4   | 1                        | 1   | 11.75 | 2                |                      | Vertikal sprekk    |
| 15                            | 16  | 100        | 4  | 4                         | 3.5 | 1                        | 1   | 28.57 | 2                |                      |                    |
| 16                            | 17  | 45         | 4  | 3                         | 4   | 1                        | 1   | 8.438 | 25               | 73-100               |                    |
| 17                            | 18  | 58         | 4  | 3                         | 3   | 1                        | 1   | 14.5  | 25               | 60-73 og 82-100      |                    |
| 18                            | 19  | 39         | 4  | 2                         | 3   | 1                        | 1   | 6.5   | 16               | 40-50                |                    |
| 19                            | 20  | 0          | 4  | 1.5                       | 2   | 1                        | 1   | 0     | 9                |                      |                    |
| 20                            | 21  | 78         | 4  | 2                         | 2   | 1                        | 1   | 19.5  | 4                |                      |                    |
| 21                            | 22  | 94         | 2  | 3                         | 4   | 1                        | 1   | 35.25 | 3                |                      |                    |
| 22                            | 23  | 86         | 2  | 1.5                       | 4   | 1                        | 1   | 16.13 | 4                |                      |                    |
| 23                            | 24  | 74         | 4  | 2                         | 4   | 1                        | 1   | 9.25  | 9                |                      |                    |
| 24                            | 25  | 76         | 4  | 2                         | 3.5 | 1                        | 1   | 10.86 | 24               | 47-53 og 63-73       |                    |
| 25                            | 26  | 90         | 4  | 3                         | 3.5 | 1                        | 1   | 19.29 | 5                |                      |                    |
| 26                            | 27  | 92         | 9  | 1.5                       | 3.5 | 1                        | 1   | 4.381 | 7                |                      | Vertikal sprekk    |
| 27                            | 28  | 86         | 9  | 3                         | 2.5 | 1                        | 1   | 11.47 | 8                |                      |                    |
| 28                            | 29  | 83         | 9  | 2                         | 3.5 | 1                        | 1   | 5.27  | 8                |                      |                    |
| 29                            | 30  | 10.5       | 9  | 1                         | 10  | 1                        | 1   | 0.117 | 25               | 19-27                |                    |
| 30                            | 31  | 34         | 9  | 2                         | 3.5 | 1                        | 1   | 2.159 | 25               | 56-77                |                    |
| 31                            | 32  | 67         | 4  | 2                         | 3.5 | 1                        | 1   | 9.571 | 12               |                      | Glimmer rikt       |
| 32                            | 33  | 100        | 4  | 4                         | 3   | 1                        | 1   | 33.33 | 4                |                      | Brot mot foliasjon |
| 33                            | 34  | 41         | 9  | 1                         | 8   | 1                        | 1   | 0.569 | 15               | 68-77                |                    |
| 34                            | 35  | 54         | 9  | 3                         | 3   | 1                        | 1   | 6     | 25               | 0-34                 |                    |
| 35                            | 36  | 97         | 2  | 1                         | 8   | 1                        | 1   | 6.063 | 3                |                      |                    |

|    |    |      |   |     |     |   |   |       |    |                 |                    |
|----|----|------|---|-----|-----|---|---|-------|----|-----------------|--------------------|
| 36 | 37 | 82   | 9 | 2   | 4   | 1 | 1 | 4.556 | 9  |                 |                    |
| 37 | 38 | 76   | 9 | 1   | 3.5 | 1 | 1 | 2.413 | 10 | 45139           |                    |
| 38 | 39 | 100  | 4 | 1.5 | 4   | 1 | 1 | 9.375 | 5  |                 |                    |
| 39 | 40 | 46   | 4 | 1   | 8   | 1 | 1 | 1.438 | 17 | 41-48           |                    |
| 40 | 41 | 74   | 4 | 2   | 4   | 1 | 1 | 9.25  | 11 |                 |                    |
| 41 | 42 | 31   | 9 | 1   | 3   | 1 | 1 | 1.148 | 15 | 83-100          | Porøs kjerne       |
| 42 | 43 | 35   | 9 | 2   | 3   | 1 | 1 | 2.593 | 25 | 44-49           |                    |
| 43 | 44 | 31   | 4 | 1.5 | 2   | 1 | 1 | 5.813 | 25 |                 |                    |
| 44 | 45 | 32.5 | 4 | 3   | 2   | 1 | 1 | 12.19 | 20 |                 |                    |
| 45 | 46 | 58   | 4 | 2   | 4   | 1 | 1 | 7.25  | 15 |                 |                    |
| 46 | 47 | 85   | 4 | 2   | 3   | 1 | 1 | 14.17 | 7  |                 |                    |
| 47 | 48 | 94   | 4 | 1   | 8   | 1 | 1 | 2.938 | 5  |                 |                    |
| 48 | 49 | 71   | 9 | 1.5 | 3   | 1 | 1 | 3.944 | 7  |                 |                    |
| 49 | 50 | 96   | 4 | 4   | 3   | 1 | 1 | 32    | 4  |                 |                    |
| 50 | 51 | 70   | 9 | 2   | 2   | 1 | 1 | 7.778 | 9  |                 | Glimmerband        |
| 51 | 52 | 24   | 4 | 3   | 2   | 1 | 1 | 9     | 25 |                 | Vertikal sprekk    |
| 52 | 53 | 74   | 9 | 2   | 3   | 1 | 1 | 5.481 | 18 | 82-88           |                    |
| 53 | 54 | 91   | 4 | 1   | 8   | 1 | 1 | 2.844 | 3  |                 |                    |
| 54 | 55 | 48   | 4 | 3   | 3   | 1 | 1 | 12    | 16 | 45-65           |                    |
| 55 | 56 | 71   | 4 | 2   | 3   | 1 | 1 | 11.83 | 10 |                 |                    |
| 56 | 57 | 52   | 4 | 2   | 4   | 1 | 1 | 6.5   | 11 |                 |                    |
| 57 | 58 | 80   | 9 | 2   | 4   | 1 | 1 | 4.444 | 10 | 14-21           |                    |
| 58 | 59 | 75   | 2 | 2   | 4   | 1 | 1 | 18.75 | 9  |                 |                    |
| 59 | 60 | 86   | 4 | 1.5 | 3   | 1 | 1 | 10.75 | 7  |                 |                    |
| 60 | 61 | 0    | 9 | 1   | 13  | 1 | 1 | 0     | 25 | 7-30            |                    |
| 61 | 62 | 81   | 2 | 3   | 2   | 1 | 1 | 60.75 | 4  |                 |                    |
| 62 | 63 | 34   | 9 | 3   | 2   | 1 | 1 | 5.667 | 10 |                 | Vertikale sprekkar |
| 63 | 64 | 70   | 4 | 1   | 10  | 1 | 1 | 1.75  | 18 | 16-27           |                    |
| 64 | 65 | 79   | 4 | 3   | 2   | 1 | 1 | 29.63 | 7  |                 |                    |
| 65 | 66 | 88   | 4 | 4   | 1   | 1 | 1 | 88    | 6  |                 |                    |
| 66 | 67 | 27   | 4 | 3   | 4   | 1 | 1 | 5.063 | 13 |                 | Mykje glimmer      |
| 67 | 68 | 53   | 2 | 1.5 | 4   | 1 | 1 | 9.938 | 11 |                 |                    |
| 68 | 69 | 31   | 4 | 3   | 2   | 1 | 1 | 11.63 | 15 |                 |                    |
| 69 | 70 | 48   | 2 | 3   | 2   | 1 | 1 | 36    | 20 |                 | Kilt borstreng     |
| 70 | 71 | 46   | 4 | 3   | 2   | 1 | 1 | 17.25 | 16 | 63-68           |                    |
| 71 | 72 | 54   | 9 | 3   | 2   | 1 | 1 | 9     | 9  |                 |                    |
| 72 | 73 | 35   | 4 | 3   | 2   | 1 | 1 | 13.13 | 25 | 60-70           |                    |
| 73 | 74 | 56   | 9 | 3   | 2   | 1 | 1 | 9.333 | 14 | 17-20           |                    |
| 74 | 75 | 52   | 9 | 3   | 2   | 1 | 1 | 8.667 | 15 | 0-5             |                    |
| 75 | 76 | 51   | 4 | 3   | 2   | 1 | 1 | 19.13 | 16 | 14-17 og 97-100 |                    |
| 76 | 77 | 50   | 9 | 3   | 2   | 1 | 1 | 8.333 | 9  |                 |                    |
| 77 | 78 | 73   | 2 | 3   | 4   | 1 | 1 | 27.38 | 6  |                 |                    |
| 78 | 79 | 28   | 2 | 1   | 8   | 1 | 1 | 1.75  | 24 | 13-17 og 44-50  |                    |
| 79 | 80 | 54   | 4 | 3   | 2   | 1 | 1 | 20.25 | 8  |                 |                    |
| 80 | 81 | 48   | 4 | 1   | 6   | 1 | 1 | 2     | 25 | 59-64           |                    |



|     |     |     |   |     |   |   |   |       |    |        |                        |
|-----|-----|-----|---|-----|---|---|---|-------|----|--------|------------------------|
| 81  | 82  | 70  | 4 | 1   | 4 | 1 | 1 | 4.375 | 6  |        |                        |
| 82  | 83  | 85  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 63.75 | 4  |        |                        |
| 83  | 84  | 84  | 2 | 1.5 | 4 | 1 | 1 | 15.75 | 3  |        |                        |
| 84  | 85  | 83  | 4 | 2   | 3 | 1 | 1 | 13.83 | 6  |        | Vertikal sprekk        |
| 85  | 86  | 92  | 2 | 1.5 | 4 | 1 | 1 | 17.25 | 2  |        |                        |
| 86  | 87  | 90  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 67.5  | 3  |        |                        |
| 87  | 88  | 70  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 52.5  | 4  |        |                        |
| 88  | 89  | 72  | 2 | 3   | 3 | 1 | 1 | 36    | 5  |        | Foldingar              |
| 89  | 90  | 81  | 4 | 3   | 4 | 1 | 1 | 15.19 | 6  |        |                        |
| 90  | 91  | 54  | 4 | 4   | 4 | 1 | 1 | 13.5  | 10 |        |                        |
| 91  | 92  | 98  | 2 | 3   | 4 | 1 | 1 | 36.75 | 4  |        |                        |
| 92  | 93  | 100 | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 75    | 1  |        |                        |
| 93  | 94  | 100 | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 75    | 2  |        |                        |
| 94  | 95  | 92  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 69    | 2  |        | Kilt borstreng         |
| 95  | 96  | 96  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 72    | 2  |        |                        |
| 96  | 97  | 70  | 4 | 3   | 4 | 1 | 1 | 13.13 | 10 |        |                        |
| 97  | 98  | 100 | 2 | 3   | 3 | 1 | 1 | 50    | 3  |        |                        |
| 98  | 99  | 85  | 2 | 3   | 4 | 1 | 1 | 31.88 | 6  |        | Glimmerrike brotflater |
| 99  | 100 | 63  | 2 | 3   | 4 | 1 | 1 | 23.63 | 10 |        |                        |
| 100 | 101 | 74  | 4 | 3   | 3 | 1 | 1 | 18.5  | 8  |        |                        |
| 101 | 102 | 69  | 4 | 3   | 4 | 1 | 1 | 12.94 | 8  |        |                        |
| 102 | 103 | 93  | 4 | 3   | 2 | 1 | 1 | 34.88 | 10 | 93-100 |                        |
| 103 | 104 | 75  | 4 | 3   | 2 | 1 | 1 | 28.13 | 8  |        |                        |
| 104 | 105 | 90  | 4 | 3   | 4 | 1 | 1 | 16.88 | 7  |        | Glimmerband            |
| 105 | 106 | 54  | 4 | 4   | 1 | 1 | 1 | 54    | 9  |        |                        |
| 106 | 107 | 82  | 4 | 3   | 3 | 1 | 1 | 20.5  | 3  |        |                        |
| 107 | 108 | 76  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 57    | 5  |        | Glimmerband            |
| 108 | 109 | 84  | 2 | 3   | 3 | 1 | 1 | 42    | 7  |        |                        |
| 109 | 110 | 83  | 2 | 3   | 4 | 1 | 1 | 31.13 | 10 | 42-45  |                        |
| 110 | 111 | 66  | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 99    | 7  |        |                        |
| 111 | 112 | 58  | 4 | 3   | 3 | 1 | 1 | 14.5  | 10 |        |                        |
| 112 | 113 | 93  | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 139.5 | 4  |        |                        |
| 113 | 114 | 67  | 9 | 3   | 1 | 1 | 1 | 22.33 | 8  |        |                        |
| 114 | 115 | 70  | 4 | 3   | 4 | 1 | 1 | 13.13 | 11 | 96-100 |                        |
| 115 | 116 | 82  | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 123   | 4  |        |                        |
| 116 | 117 | 74  | 4 | 2   | 4 | 1 | 1 | 9.25  | 7  |        |                        |
| 117 | 118 | 34  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 25.5  | 6  |        |                        |
| 118 | 119 | 79  | 4 | 3   | 2 | 1 | 1 | 29.63 | 5  |        | Vertikale sprekkar     |
| 119 | 120 | 91  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 68.25 | 5  |        |                        |
| 120 | 121 | 100 | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 75    | 4  |        |                        |
| 121 | 122 | 100 | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 150   | 2  |        | Brot i foliasjon       |
| 122 | 123 | 91  | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 136.5 | 2  |        |                        |
| 123 | 124 | 93  | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 139.5 | 2  |        |                        |
| 124 | 125 | 78  | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 117   | 5  |        |                        |
| 125 | 126 | 82  | 2 | 3   | 3 | 1 | 1 | 41    | 6  |        |                        |

|     |     |     |   |     |   |   |   |       |    |        |                        |
|-----|-----|-----|---|-----|---|---|---|-------|----|--------|------------------------|
| 126 | 127 | 86  | 4 | 3   | 1 | 1 | 1 | 64.5  | 6  |        | Oppsprekking langs     |
| 127 | 128 | 70  | 2 | 3   | 3 | 1 | 1 | 35    | 8  |        | foliasjon              |
| 128 | 129 | 79  | 4 | 3   | 4 | 1 | 1 | 14.81 | 10 | 0-2    |                        |
| 129 | 130 | 91  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 68.25 | 4  |        |                        |
| 130 | 131 | 94  | 2 | 3   | 4 | 1 | 1 | 35.25 | 3  |        |                        |
| 131 | 132 | 100 | 4 | 3   | 2 | 1 | 1 | 37.5  | 2  |        |                        |
| 132 | 133 | 97  | 4 | 3   | 3 | 1 | 1 | 24.25 | 6  |        |                        |
| 133 | 134 | 74  | 4 | 2   | 3 | 1 | 1 | 12.33 | 9  |        |                        |
| 134 | 135 | 100 | 2 | 2   | 3 | 1 | 1 | 33.33 | 3  |        |                        |
| 135 | 136 | 95  | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 142.5 | 6  |        |                        |
| 136 | 137 | 74  | 9 | 3   | 3 | 1 | 1 | 8.222 | 7  |        |                        |
| 137 | 138 | 68  | 2 | 3   | 4 | 1 | 1 | 25.5  | 7  |        |                        |
| 138 | 139 | 77  | 2 | 0.5 | 6 | 1 | 1 | 3.208 | 8  |        | Kilt borstreng         |
| 139 | 140 | 94  | 2 | 1   | 4 | 1 | 1 | 11.75 | 2  |        |                        |
| 140 | 141 | 95  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 71.25 | 6  |        | Brot foliasjonspar.    |
| 141 | 142 | 23  | 2 | 2   | 4 | 1 | 1 | 5.75  | 11 |        |                        |
| 142 | 143 | 88  | 2 | 3   | 3 | 1 | 1 | 44    | 7  |        |                        |
| 143 | 144 | 100 | 4 | 3   | 3 | 1 | 1 | 25    | 4  |        |                        |
| 144 | 145 | 80  | 2 | 3   | 3 | 1 | 1 | 40    | 7  |        |                        |
| 145 | 146 | 91  | 2 | 3   | 3 | 1 | 1 | 45.5  | 5  |        |                        |
| 146 | 147 | 86  | 2 | 3   | 3 | 1 | 1 | 43    | 6  |        |                        |
| 147 | 148 | 85  | 2 | 1   | 4 | 1 | 1 | 10.63 | 6  |        |                        |
| 148 | 149 | 82  | 4 | 1.5 | 4 | 1 | 1 | 7.688 | 9  |        | 30 cm glimmersone      |
| 149 | 150 | 90  | 4 | 3   | 2 | 1 | 1 | 33.75 | 3  |        |                        |
| 150 | 151 | 37  | 9 | 2   | 4 | 1 | 1 | 2.056 | 25 | 70-100 |                        |
| 151 | 152 | 100 | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 75    | 3  |        | Kompetent bergmasse    |
| 152 | 153 | 70  | 2 | 2   | 4 | 1 | 1 | 17.5  | 8  |        | med stabil foliasjons- |
| 153 | 154 | 91  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 68.25 | 5  |        | retning                |
| 154 | 155 | 80  | 4 | 3   | 2 | 1 | 1 | 30    | 4  |        | "                      |
| 155 | 156 | 100 | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 150   | 4  |        | "                      |
| 156 | 157 | 80  | 4 | 3   | 1 | 1 | 1 | 60    | 6  |        | "                      |
| 157 | 158 | 93  | 2 | 2   | 4 | 1 | 1 | 23.25 | 6  |        | "                      |
| 158 | 159 | 100 | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 150   | 3  |        | "                      |
| 159 | 160 | 82  | 4 | 3   | 1 | 1 | 1 | 61.5  | 6  |        | "                      |
| 160 | 161 | 100 | 4 | 3   | 1 | 1 | 1 | 75    | 6  |        | "                      |
| 161 | 162 | 96  | 4 | 3   | 1 | 1 | 1 | 72    | 4  |        | "                      |
| 162 | 163 | 93  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 69.75 | 3  |        | "                      |
| 163 | 164 | 94  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 70.5  | 3  |        | "                      |
| 164 | 165 | 90  | 2 | 1   | 4 | 1 | 1 | 11.25 | 5  |        | "                      |
| 165 | 166 | 95  | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 142.5 | 3  |        | "                      |
| 166 | 167 | 84  | 2 | 3   | 2 | 1 | 1 | 63    | 7  |        |                        |
| 167 | 168 | 80  | 9 | 3   | 4 | 1 | 1 | 6.667 | 10 | 32-34  |                        |
| 168 | 169 | 87  | 2 | 3   | 1 | 1 | 1 | 130.5 | 6  |        |                        |
| 169 | 170 | 100 | 4 | 3   | 2 | 1 | 1 | 37.5  | 6  |        |                        |
| 170 | 171 | 86  | 4 | 3   | 2 | 1 | 1 | 32.25 | 5  |        |                        |

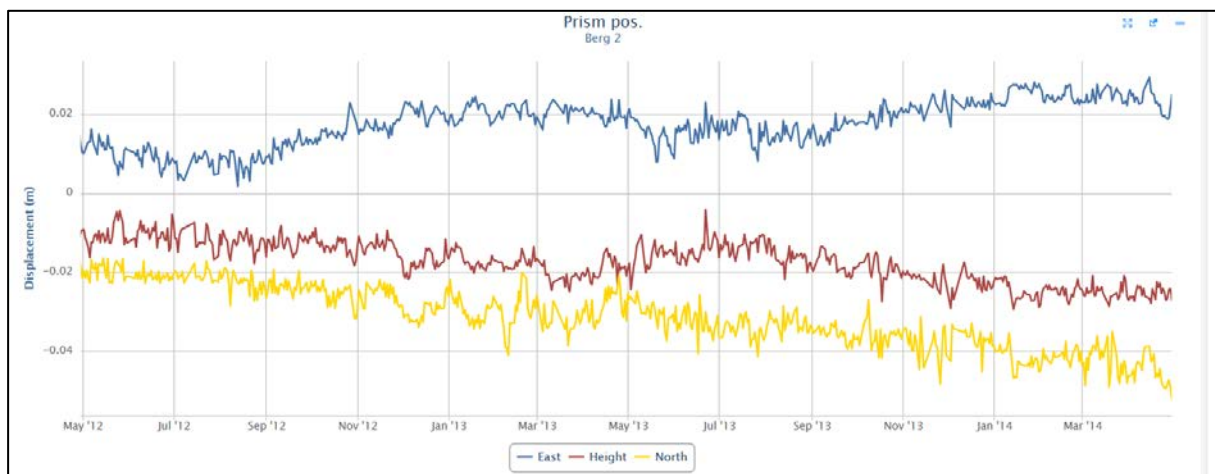
|     |     |     |   |   |   |   |   |       |   |       |                        |
|-----|-----|-----|---|---|---|---|---|-------|---|-------|------------------------|
| 171 | 172 | 80  | 4 | 3 | 1 | 1 | 1 | 60    | 4 |       |                        |
| 172 | 173 | 89  | 9 | 3 | 2 | 1 | 1 | 14.83 | 6 |       |                        |
| 173 | 174 | 89  | 4 | 3 | 4 | 1 | 1 | 16.69 | 8 |       |                        |
| 174 | 175 | 77  | 2 | 3 | 1 | 1 | 1 | 115.5 | 9 |       |                        |
| 175 | 176 | 94  | 2 | 3 | 4 | 1 | 1 | 35.25 | 4 |       | Fleire glimmerplan     |
| 176 | 177 | 100 | 2 | 3 | 4 | 1 | 1 | 37.5  | 3 |       | Kompetent bergmasse    |
| 177 | 178 | 100 | 2 | 3 | 1 | 1 | 1 | 150   | 3 |       | med stabil foliasjons- |
| 178 | 179 | 98  | 2 | 3 | 1 | 1 | 1 | 147   | 5 |       | retning                |
| 179 | 180 | 99  | 2 | 3 | 4 | 1 | 1 | 37.13 | 5 |       | "                      |
| 180 | 181 | 96  | 2 | 2 | 4 | 1 | 1 | 24    | 8 | 23-24 | "                      |
| 181 | 182 | 94  | 4 | 3 | 1 | 1 | 1 | 70.5  | 2 |       | "                      |
| 182 | 183 | 83  | 2 | 3 | 1 | 1 | 1 | 124.5 | 4 |       | "                      |
| 183 | 184 | 100 | 2 | 3 | 1 | 1 | 1 | 150   | 2 |       | "                      |
| 184 | 185 | 88  | 4 | 3 | 1 | 1 | 1 | 66    | 5 |       | "                      |
| 185 | 186 | 73  | 4 | 3 | 1 | 1 | 1 | 54.75 | 4 |       | "                      |
| 186 | 187 | 93  | 9 | 3 | 2 | 1 | 1 | 15.5  | 4 |       | "                      |
| 187 | 188 | 100 | 2 | 3 | 2 | 1 | 1 | 75    | 2 |       | "                      |
| 188 | 189 | 75  | 2 | 3 | 2 | 1 | 1 | 56.25 | 5 |       | "                      |
| 189 | 190 | 93  | 4 | 3 | 1 | 1 | 1 | 69.75 | 5 |       | "                      |
| 190 | 191 | 90  | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 33.75 | 5 |       | "                      |
| 191 | 192 | 88  | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 33    | 5 |       | "                      |
| 192 | 193 | 100 | 2 | 2 | 4 | 1 | 1 | 25    | 3 |       | "                      |
| 193 | 194 | 94  | 4 | 3 | 2 | 1 | 1 | 35.25 | 6 |       | "                      |
| 194 | 195 | 100 | 2 | 3 | 1 | 1 | 1 | 150   | 3 |       | "                      |
| 195 | 196 | 92  | 2 | 2 | 4 | 1 | 1 | 23    | 4 |       | "                      |
| 196 | 197 | 100 | 4 | 3 | 1 | 1 | 1 | 75    | 5 |       |                        |
| 197 | 198 | 100 | 2 | 2 | 4 | 1 | 1 | 25    | 2 |       | Mektig glimmerband     |
| 198 | 199 | 74  | 2 | 2 | 4 | 1 | 1 | 18.5  | 6 |       | Foliasjonsendring      |
| 199 | 200 | 91  | 2 | 3 | 4 | 1 | 1 | 34.13 | 2 |       |                        |
| 200 | 201 | 96  | 2 | 3 | 4 | 1 | 1 | 36    | 6 |       |                        |
| 201 | 202 | 84  | 4 | 2 | 4 | 1 | 1 | 10.5  | 7 |       |                        |

### 11.2.4 Tilt test

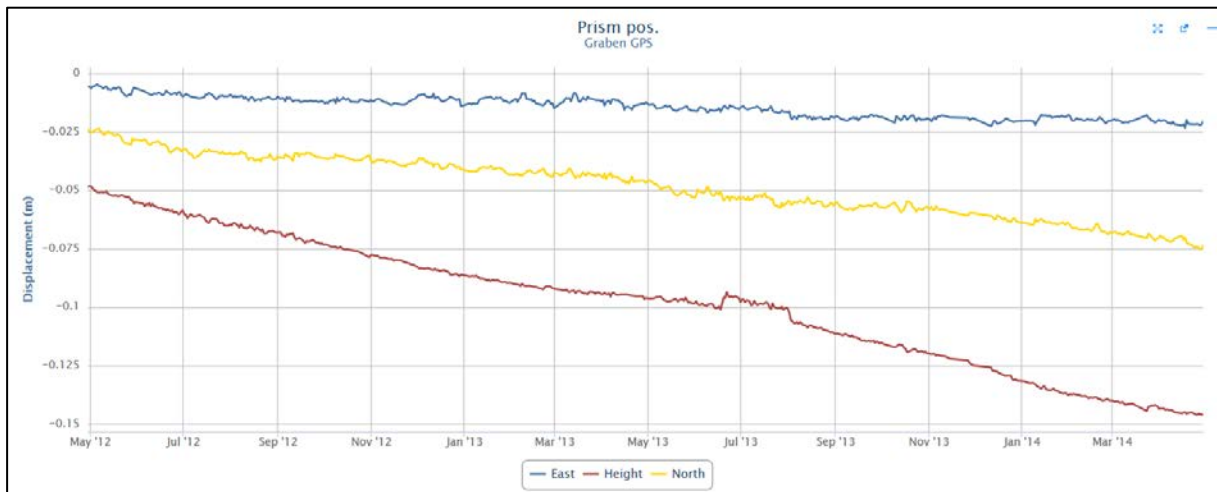
| Prøve nr.            | 1-2   | 1-2 snitt | 2-10  | 2-10 snitt | 2-11  | 2-11 snitt |
|----------------------|-------|-----------|-------|------------|-------|------------|
| <b>A1</b>            | 27,9° | 26,46°    | 24,4° | 27,13°     | 32,5° | 30,83°     |
|                      | 25,4° |           | 25,5° |            | 29,6° |            |
|                      | 26,1° |           | 31,5° |            | 30,4° |            |
| <b>A2</b>            | 25,9° | 27,16°    | 34,1° | 31,6°      | 30°   | 30,8°      |
|                      | 27°   |           | 31,6° |            | 31,4° |            |
|                      | 28,6° |           | 29,1° |            | 31°   |            |
| <b>B1</b>            | 26,4° | 27,66°    | 35,5° | 32,93°     | 32,1° | 31,76°     |
|                      | 27,9° |           | 28,5° |            | 30,6° |            |
|                      | 28,7° |           | 34,8° |            | 32,6° |            |
| <b>B2</b>            | 26,7° | 26,8°     | 33,5° | 30,9°      | 31,6° | 31,8°      |
|                      | 25,5° |           | 33,2° |            | 33,1° |            |
|                      | 28,2° |           | 26°   |            | 30,7° |            |
| <b>Totalt serier</b> |       | 27,02°    |       | 30,64°     |       | 31,29°     |

### 11.2.5 Totalstasjon (Tidsrom 29.04.2012-29.04.2014). Data henta frå ÅTB software ved Lars Harald Blikra.

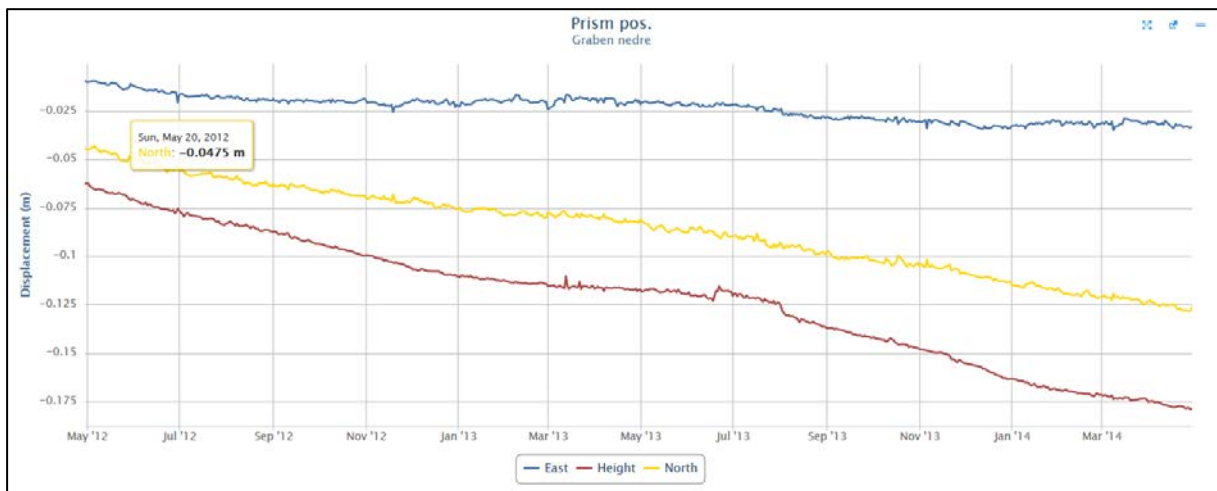
Totalstasjon 1:  $\Delta$ Aust= 0.015 m (Blå),  $\Delta$ Nord= -0.035 m (Gul),  $\Delta$ Vertikal= -0.015 m (Raud)



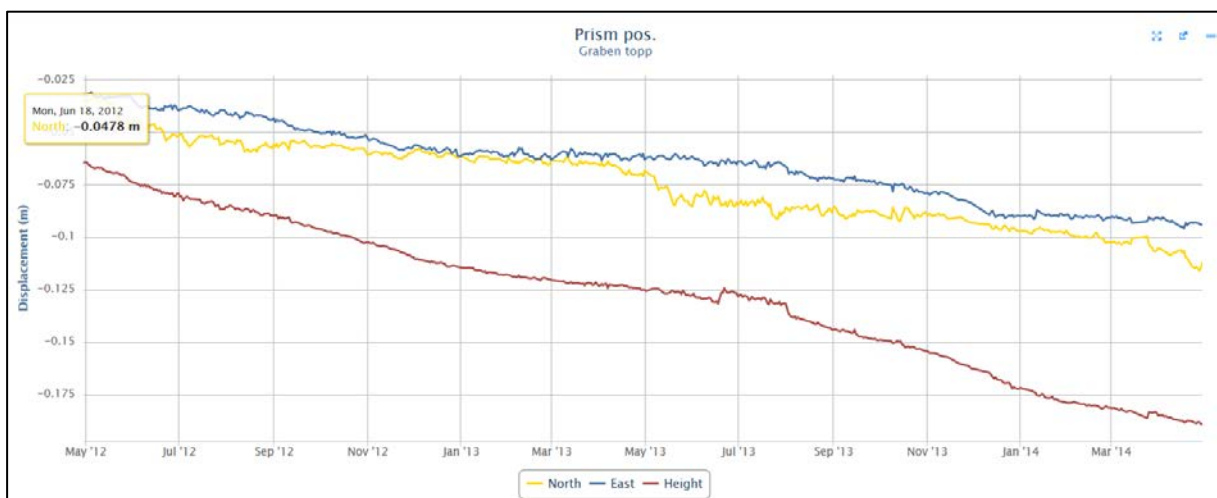
Totalstasjon 2:  $\Delta$ Aust= -0.01375 m,  $\Delta$ Nord= -0.05 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.09 m



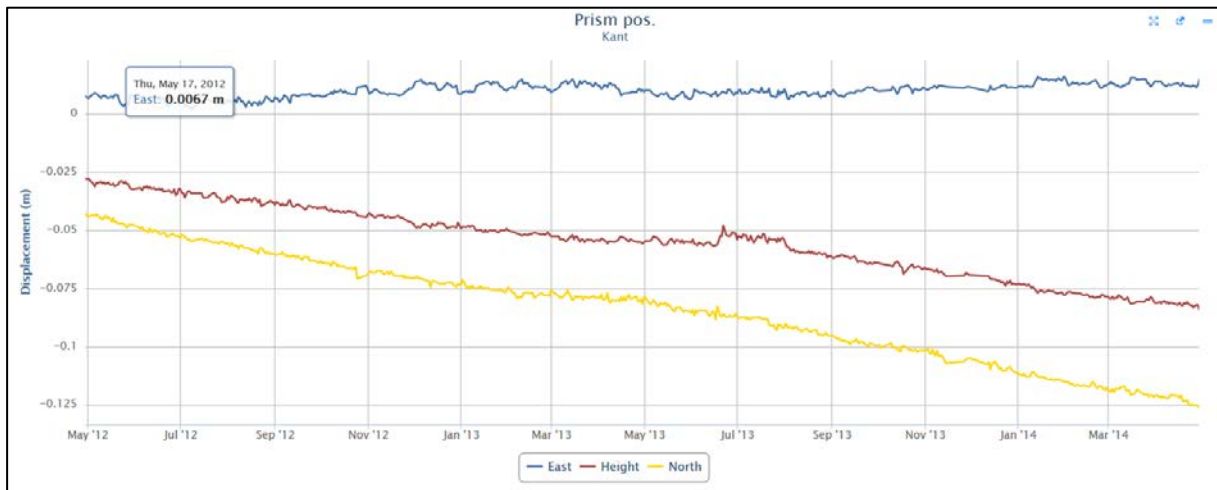
Totalstasjon 3:  $\Delta$ Aust= -0.018 m,  $\Delta$ Nord= -0.0675 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.1175 m



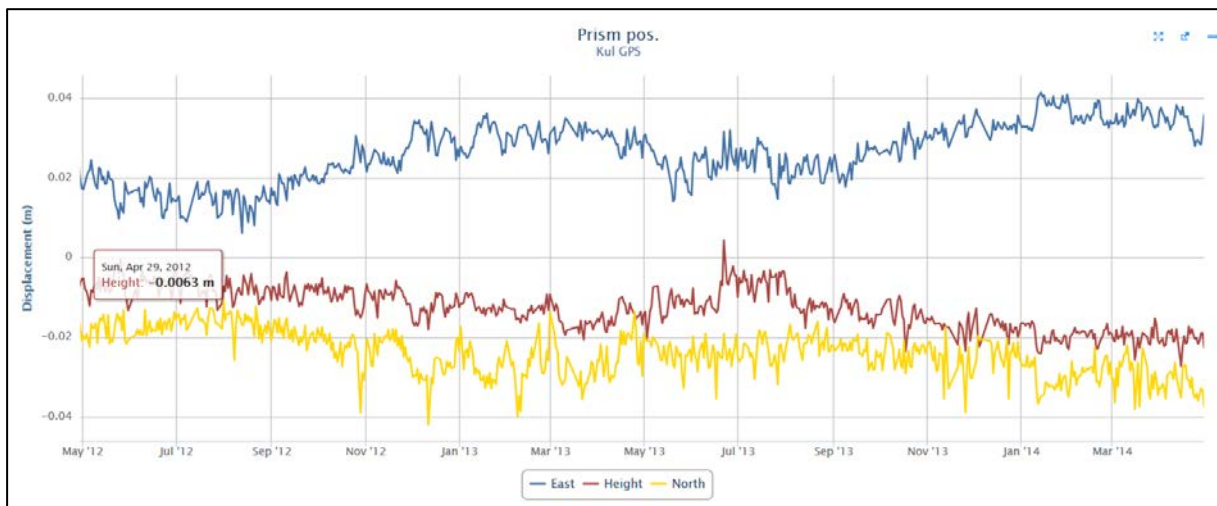
Totalstasjon 4:  $\Delta$ Aust= -0.0525 m,  $\Delta$ Nord= -0.0647 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.125 m



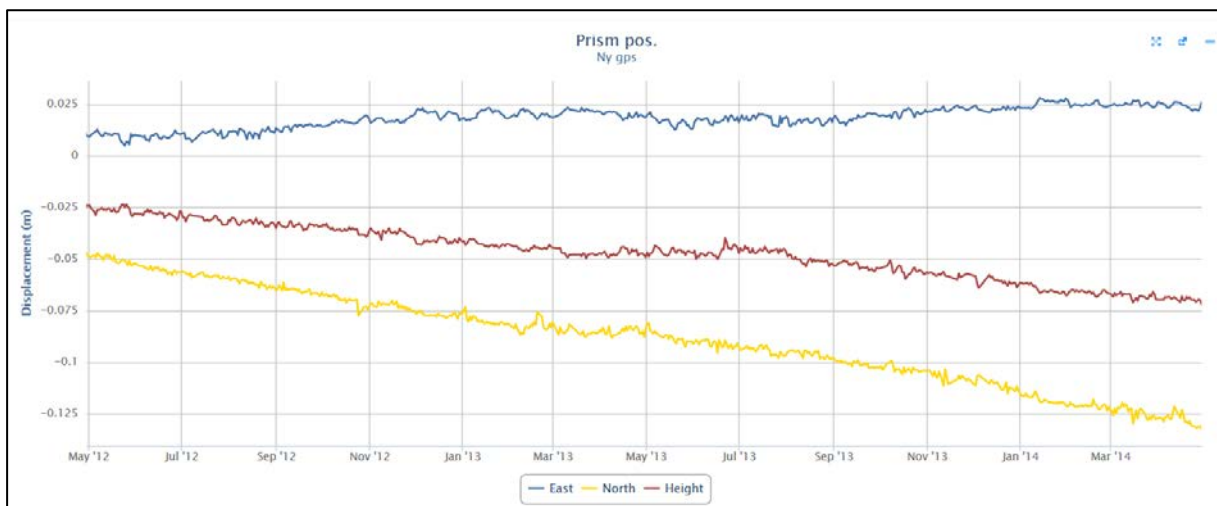
Totalstasjon 5:  $\Delta$ Aust= 0.0025 m,  $\Delta$ Nord= -0.085 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.054 m



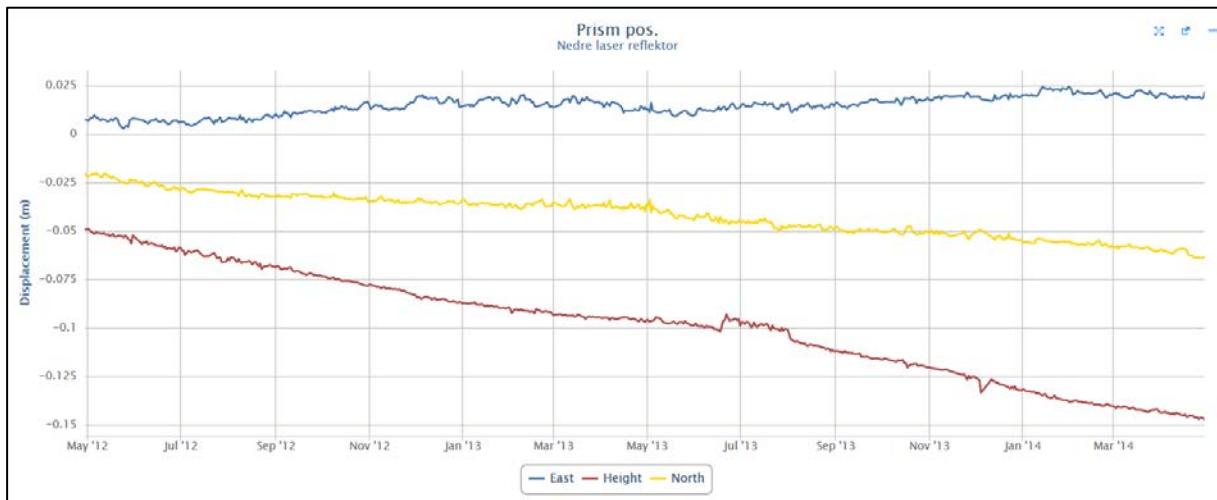
Totalstasjon 6:  $\Delta$ Aust= 0.015 m,  $\Delta$ Nord= -0.017 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.015 m



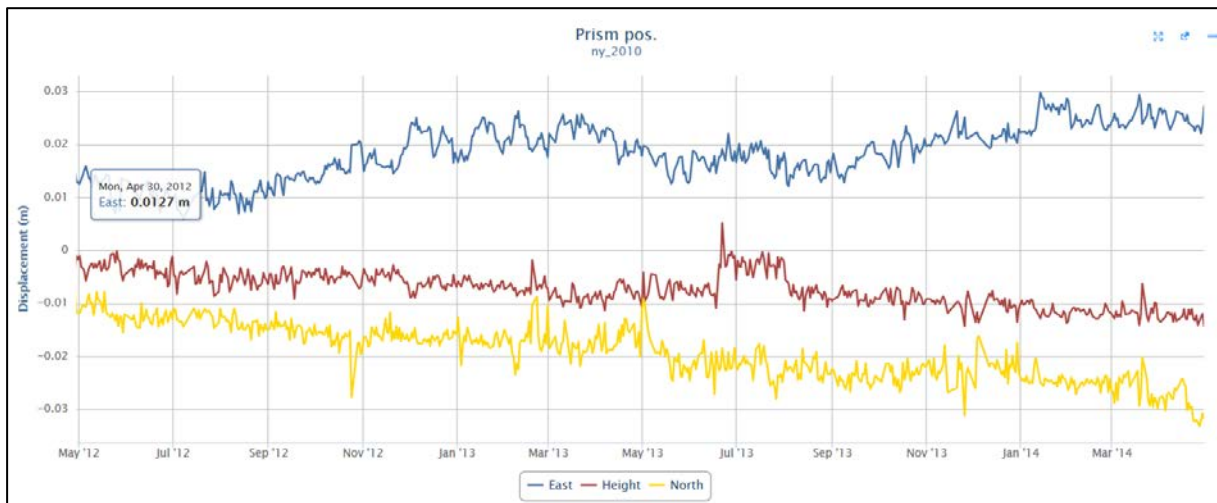
Totalstasjon 7:  $\Delta$ Aust= 0.0125 m,  $\Delta$ Nord= -0.08 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.045 m



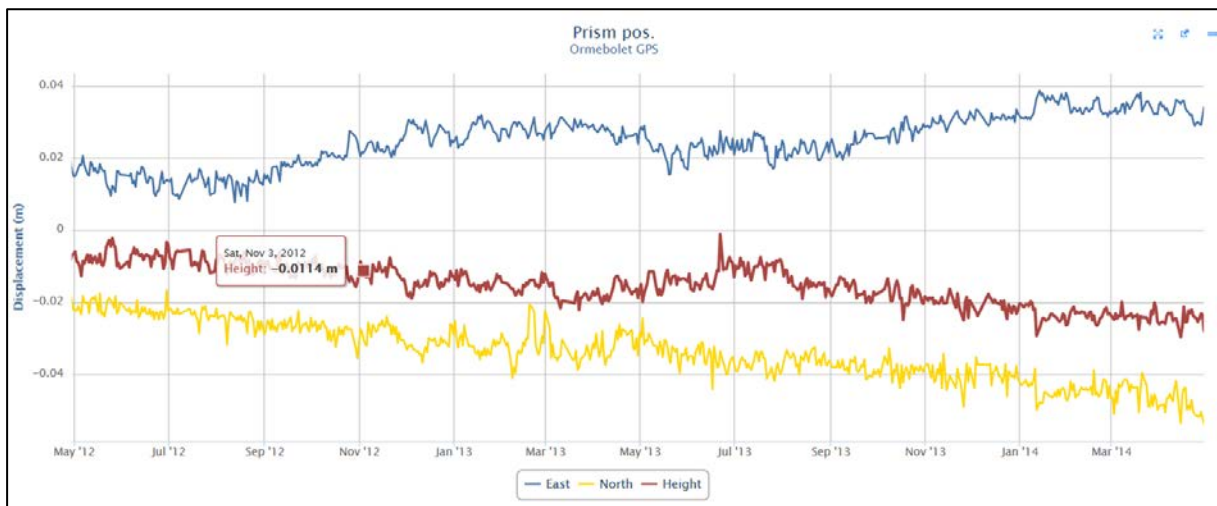
Totalstasjon 8:  $\Delta$ Aust= 0.012 m,  $\Delta$ Nord= -0.0485 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.09 m



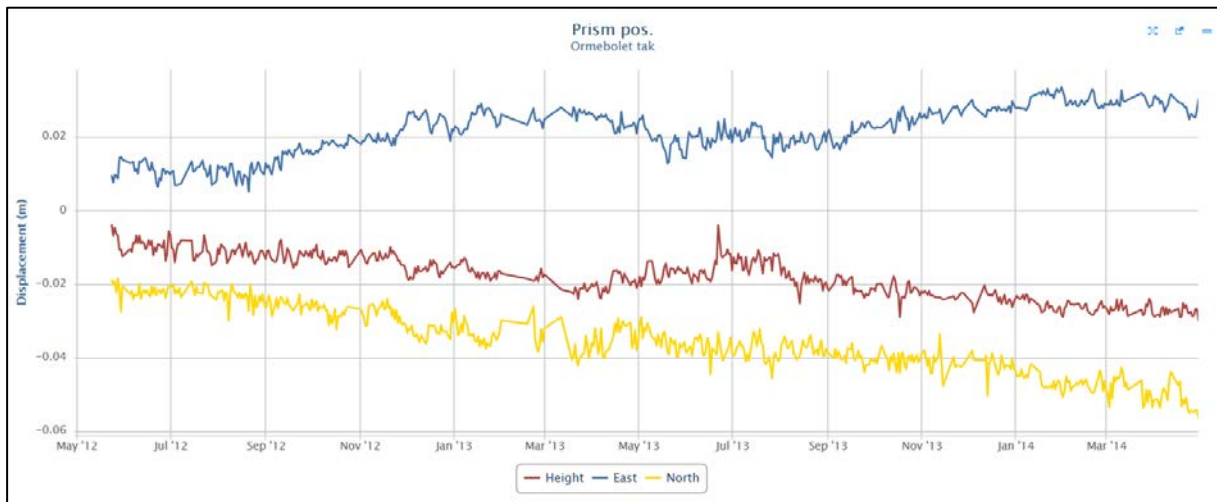
Totalstasjon 9:  $\Delta$ Aust= -0.0135 m,  $\Delta$ Nord= -0.018 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.012 m



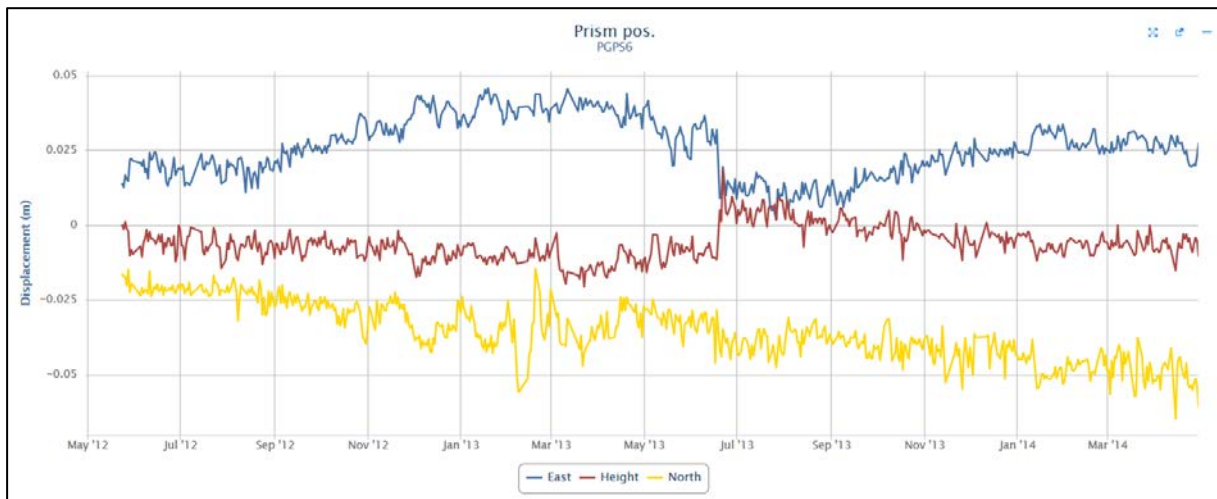
Totalstasjon 10:  $\Delta$ Aust= 0.02 m,  $\Delta$ Nord= -0.035 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.017 m



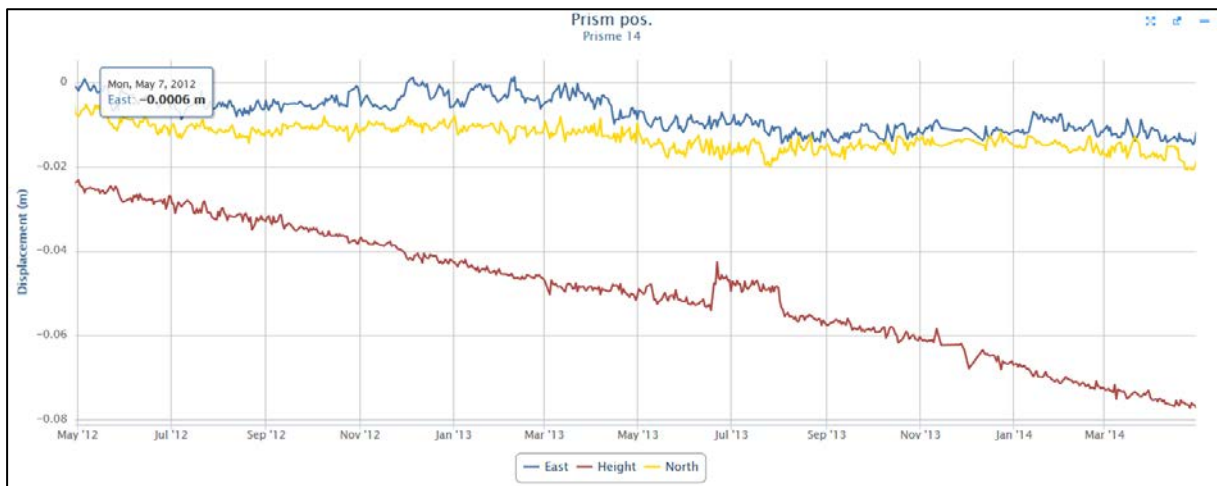
Totalstasjon 11:  $\Delta$ Aust= 0.02 m,  $\Delta$ Nord= -0.035 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.023 m



Totalstasjon 12:  $\Delta$ Aust= 0.0135 m,  $\Delta$ Nord= -0.0475 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.007 m

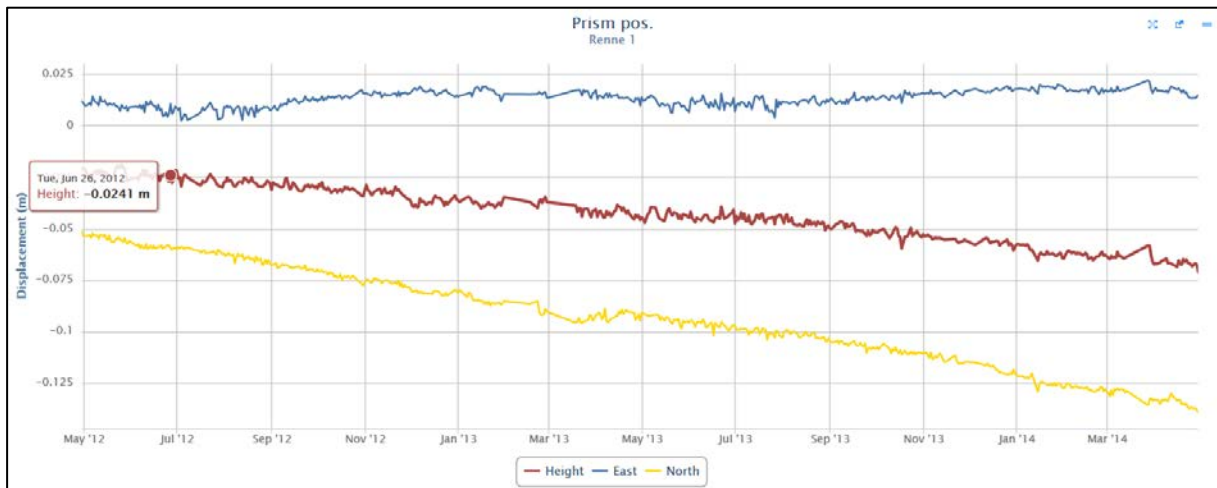


Totalstasjon 13:  $\Delta$ Aust= -0.011 m,  $\Delta$ Nord= -0.013 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.052 m

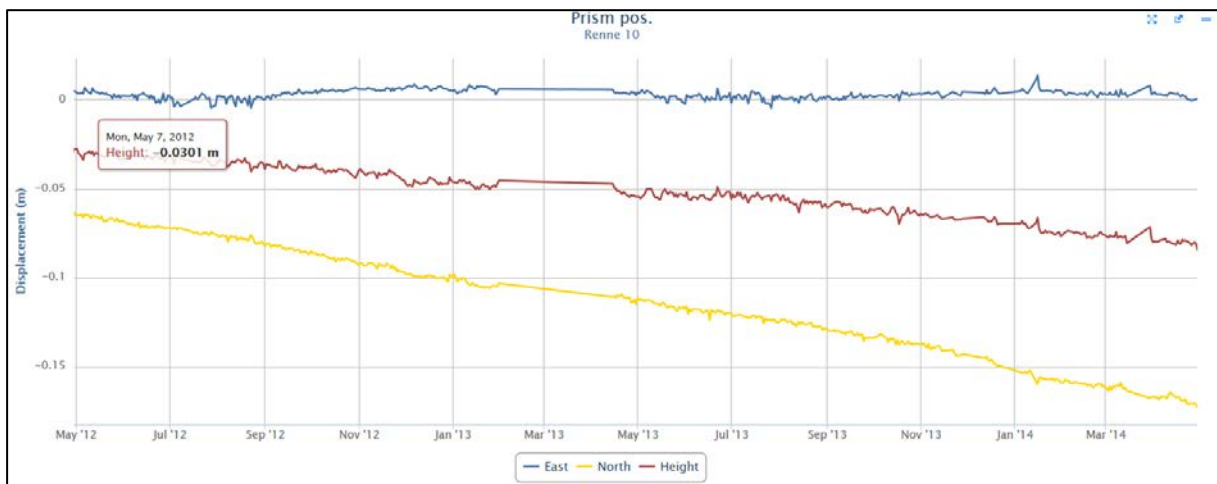




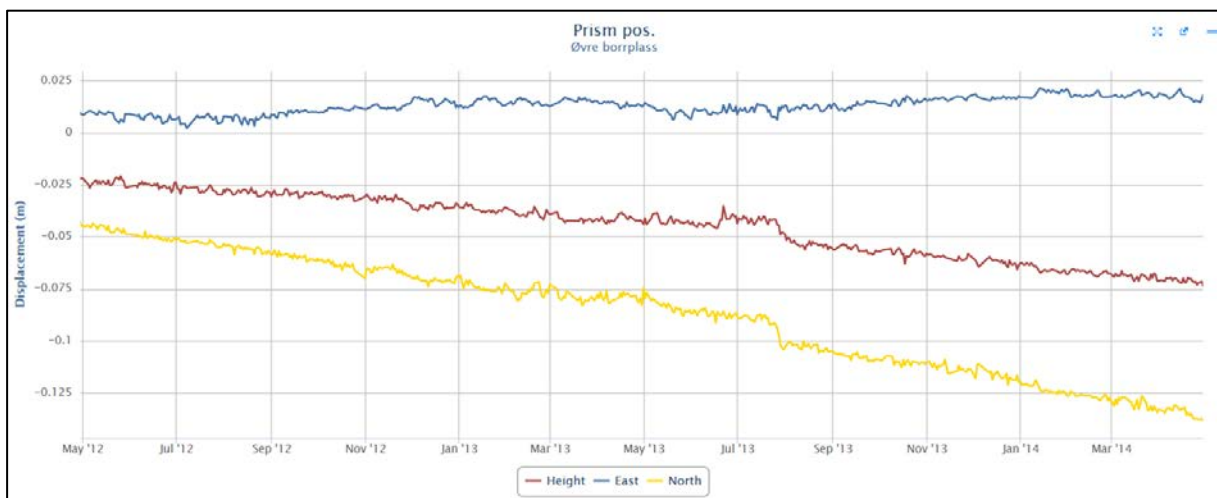
Totalstasjon 14:  $\Delta$ Aust= 0.0015 m,  $\Delta$ Nord= -0.0855 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.0449 m



Totalstasjon 15:  $\Delta$ Aust= -0.005 m,  $\Delta$ Nord= -0.105 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.045 m

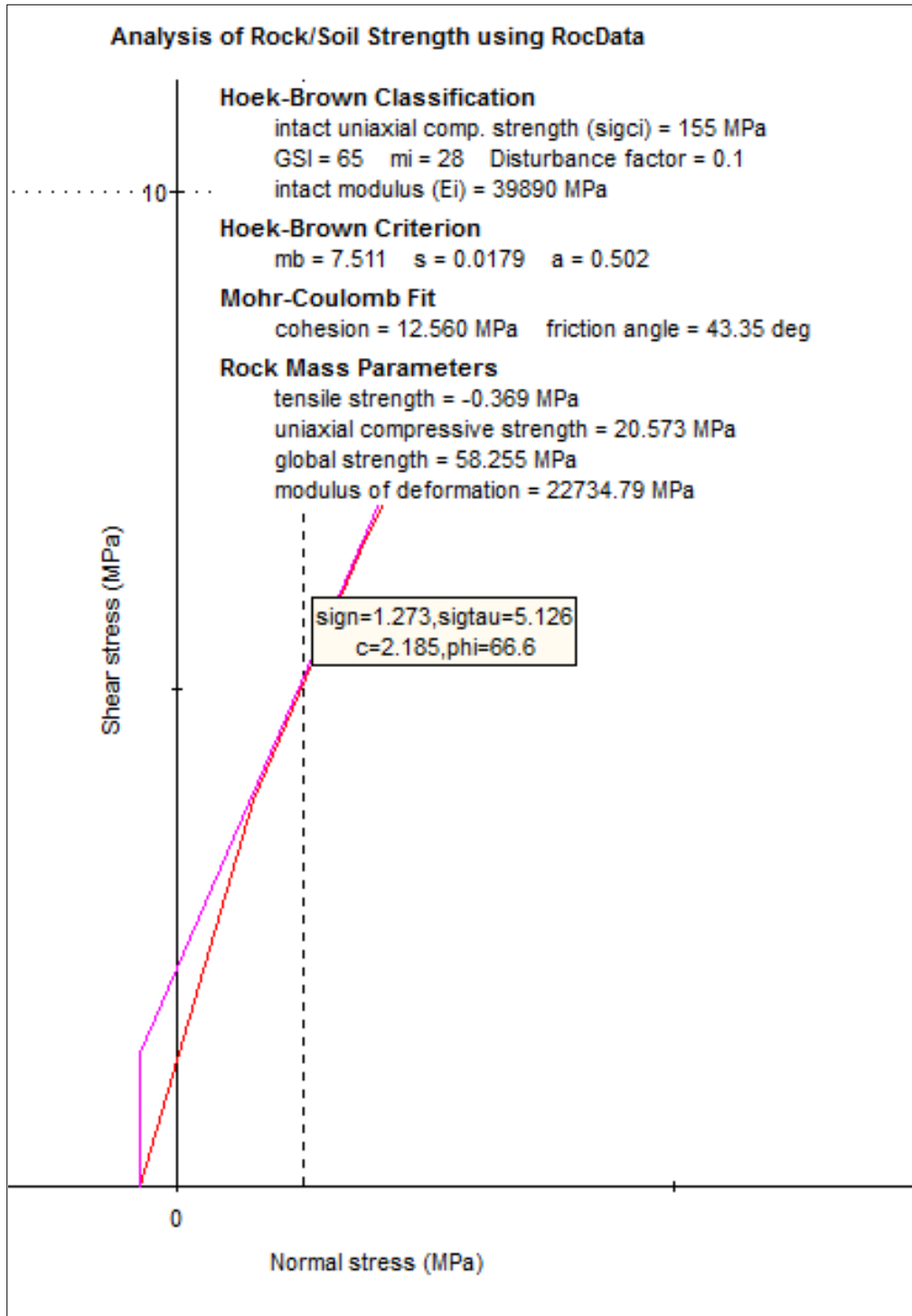


Totalstasjon 16:  $\Delta$ Aust= 0.008 m,  $\Delta$ Nord= -0.0938 m,  $\Delta$ Vertikal= -0.053 m



### 11.3. Vedlegg Numerisk modell

11.3.1 Mohr-Coulomb verdier for bergmasse ved gitt normalspenning,  $\sigma_n$ . Figur frå Rocdata.



### 11.3.2 Skjærsoner stivheit (Rocscience, 2014)

Joint normal stiffness,  $k_n$  med skjærsonemateriale

$$k_n = \frac{E_0}{h} \quad (10.1)$$

der  $E_0$  = Young's modul for sprekke materiale, funnet empirisk og  $h$  = sprekke opening/mektighet (m)

Joint shear stiffness,  $k_s$  med skjærsonemateriale

$$k_s = \frac{G_0}{h} \quad (10.2)$$

der  $G_0$  = skjærmodul for sprekke material,  $G_0 = E_0/2 * (1 + \nu)$ ,  $\nu$  = Poisson's forhold for sprekke material og  $h$  = sprekke opening/mektighet (m)

### 11.3.3 Sprekke stivheit

Joint normal stiffness,  $k_n$

$$k_n = \frac{E_i * E_m}{L(E_i - E_m)} \quad (10.3)$$

der  $E_i$  = Youngs modul for intakt berg, funnet i laboratorieforsøk (Kap. 4.3.1)

$E_m$  = Youngs modul bergmasse, funnet gjennom RocData (22734.79 MPa)

$L$  = Avstand mellom sprekkar, 15 m mellom S1 og 45 m mellom JEW

Joint shear stiffness,  $k_s$

$$k_s = \frac{G_i * G_m}{L(G_i - G_m)} \quad (10.4)$$

der  $G_m$  = Skjærmodul for bergmasse (Myrvang, 2001), gitt ved  $G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu)}$

$G_i$  = Skjærmodul for intakt berg (Myrvang, 2001), gitt ved  $G_i = \frac{E_i}{2(1+\nu)}$

$L$  = Avstand mellom sprekkar, 15 m mellom S1 og 45 m mellom JEW

### 11.3.4 Analyser i Phase2

Infofiler for alle analysane er lagt ved oppgåva både som zip-fil i DAIM og på CD.

| Analyse 1, Forflytning  |   |                               |  |
|---|---|-------------------------------|--|
| Modell  |   |                               | Kommentar  |
| 1.1<br>Original modell,<br>utan sprekkar eller<br>skjærsoner.   | 1.1.1   | Maksimal, historisk<br>rørsle | Maksimal historisk<br>rørsle.  |
| 1.2<br>Originale<br>inngangsparameter<br>for bergmasse,<br>sprekkar og<br>skjærsoner.                 | 1.2.1<br>1.2.1B seismisk aktivitet                  | Lavt GV-nivå                  | Nullstille rørsle frå 1.1,<br>og analysere rørsle ved<br>ulike grunnvassnivå.<br>Analyse B gir seismisk<br>aktivitet.  |
|   | 1.2.2<br>1.2.2B seismisk aktivitet                  | Normal GV-nivå                |  |
|   | 1.2.3<br>1.2.3B seismisk aktivitet                  | Høgt GV-nivå                  |  |
| 1.3<br>Originale<br>inngangsparameter<br>for bergmasse og<br>sprekkar, men 5%<br>redusert skjærsoner. | 1.3.1<br>1.3.1B seismisk aktivitet<br>1.3.1C, k=2.5 | Lavt GV-nivå                  | Nullstille rørsle frå 1.1,<br>og analysere rørsle ved<br>ulike grunnvassnivå,<br>samt redusere<br>skjærsoneverdiar 5%.<br>Analyse B gir seismisk<br>aktivitet og C gir<br>spenningsforhold<br>k=2.5. |
|   | 1.3.2<br>1.3.2B seismisk aktivitet<br>1.3.2C, k=2.5 | Normal GV-nivå                |  |
|   | 1.3.3<br>1.3.3B seismisk aktivitet<br>1.3.3C, k=2.5 | Høgt GV-nivå                  |  |

| Analyse 2, SSR   |                         |                 |                     |
|--|-------------------------|-----------------|---------------------|
| Modell   |                         |                 | Skjærsone parameter |
| 2.1<br>Original<br>materialparameter,<br>bergmasse og<br>sprekkar  | 2.1.1<br>Lavt GV-nivå   | 2.1.1.1         | Original            |
|  |                         | 2.1.1.1C, k=2.5 | Original            |
|  |                         | 2.1.1.2         | 10 % redusert       |
|  |                         | 2.1.1.2C, k=2.5 | 10 % redusert       |
|  |                         | 2.1.1.3         | 20 % redusert       |
|  |                         | 2.1.1.3C, k=2.5 | 20 % redusert       |
|  | 2.1.2<br>Normal GV-nivå | 2.1.2.1         | Original            |
|  |                         | 2.1.2.1C, k=2.5 | Original            |
|  |                         | 2.1.2.2         | 10 % redusert       |
|  |                         | 2.1.2.2C, k=2.5 | 10 % redusert       |
|  |                         | 2.1.2.3         | 20 % redusert       |
|  |                         | 2.1.2.3C, k=2.5 | 20 % redusert       |
|  | 2.1.3<br>Høgt GV-nivå   | 2.1.3.1         | Original            |
|  |                         | 2.1.3.1C, k=2.5 | Original            |
|  |                         | 2.1.3.2         | 10 % redusert       |
| 2.1.3.2C, k=2.5  |                         | 10 % redusert   |                     |
| 2.1.3.3  |                         | 20 % redusert   |                     |
| 2.1.3.3C, k=2.5  |                         | 20 % redusert   |                     |
| 2.2<br>30 % redusert<br>Materialparameter<br>for bergmasse og<br>sprekkar i forhold til<br>originale parameter | 2.2.1<br>Lavt GV-nivå   | 2.2.1.1         | Original            |
|  |                         | 2.2.1.2         | 10 % redusert       |
|  |                         | 2.2.1.3         | 20 % redusert       |
|  | 2.2.2<br>Normal GV-nivå | 2.2.2.1         | Original            |
|  |                         | 2.2.2.2         | 10 % redusert       |
|  |                         | 2.2.2.3         | 20 % redusert       |
|  | 2.2.3<br>Høgt GV-nivå   | 2.2.3.1         | Original            |
|  |                         | 2.2.3.2         | 10 % redusert       |
|  |                         | 2.2.3.3         | 20 % redusert       |
| 2.3<br>30 % auka<br>Materialparameter<br>for bergmasse og<br>sprekkar i forhold til<br>originale parameter     | 2.3.1<br>Lavt GV-nivå   | 2.3.1.1         | Original            |
|  |                         | 2.3.1.2         | 10 % redusert       |
|  |                         | 2.3.1.3         | 20 % redusert       |
|  | 2.3.2<br>Normal GV-nivå | 2.3.2.1         | Original            |
|  |                         | 2.3.2.2         | 10 % redusert       |
|  |                         | 2.3.2.3         | 20 % redusert       |
|  | 2.3.3<br>Høgt GV-nivå   | 2.3.3.1         | Original            |
|  |                         | 2.3.3.2         | 10 % redusert       |
|  |                         | 2.3.3.3         | 20 % redusert       |