

Sverre Paulsen Thoresen

# Dagbruddsstabilitet i Norcem Kjøpsvik

Masteroppgave i Tekniske Geofag  
Veileder: Steinar L. Ellefmo  
Juni 2019





Sverre Paulsen Thoresen

# Dagbruddsstabilitet i Norcem Kjøpsvik

Masteroppgave i Tekniske Geofag  
Veileder: Steinar L. Ellefmo  
Juni 2019

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for geovitenskap og petroleum







## MASTEROPPGAVEN

<i>Kandidatens navn</i>	Sverre Paulsen Thoresen
<i>Oppgavens tittel</i>	Dagbruddsstabilitet i Norcem Kjøpsvik
<i>Veiledere</i>	Steinar Løve Ellefmo, Charlie Chunlin Li
<i>Samarbeidspartner, bedrift:</i>	Norcem, Kjøpsvik v/ Lisbeth Storhaug

### Utfyllende tekst

Masteroppgaven skal vurdere **dagbruddsstabilitet og dagbruddsvinkel** i Norcem sitt dagbrudd i Kjøpsvik. Gjennom masteroppgaven skal følgende punkter belyses.

- Kinematisk analyse basert på data fra stereografiske plott og friksjonsvinkel innhentet i prosjektoppgaven høsten 2018. Dette for å vurdere eventuell bruddvinkel langs svakhetsplan og bruddmekanisme i ulike deler av bruddet.
- Numerisk analyse av dagbruddet i ulike vertikalsnitt ved bruk av egnet programvare. (RS2 eller UDEC). Analysen skal være basert på oppdaterte input parametere innhentet i prosjektoppgaven høsten 2018. Dette for å vurdere stabilitet av dagbruddsveggen. Det skal inkluderes en kort vurdering og diskusjon (fordeler og ulemper) av hvilken programvare som egners seg best for dette tilfellet.
- Detaljert strukturegeologisk kartlegging av 3D-modellert område fra prosjektoppgaven for videre bruk i masteroppgaven.
- 3D-modellering av bergmassekvaliteten i dypet basert på loggede RQD-verdier og avledete Q-verdier for vurdering av bergmassens styrke og relaterte bergmekaniske utfordringer.

<i>Studieretning</i>	Mineralproduksjon og teknisk ressursgeologi
<i>Hovedprofil</i>	Mineralproduksjon
<i>Tidsrom</i>	15.01.2019 til 15.06.2019

*Steinar L. Ellefmo*

---

Steinar L. Ellefmo, førsteamanuensis og hovedveileder

Skjemaet tas inn som side 1 i masteroppgaven

NTNU, 06.06.2018



# Sammendrag

Dagbruddsområdet til Norcem Kjøpsvik er i en situasjon hvor en optimalisering av dagbruddets vegg er av interesse. Denne oppgavens mål er å undersøke total- og detaljstabilitetsforholdene for endelig planlagt dagbrudd med hensyn på kinematisk analyse, 3D-modellering av Q-verdi og numerisk stabilitetsanalyse. Dette skal resultere i en identifisering av potensielle bergmekaniske utfordringer, bruddmekanismer og tiltak for å øke stabiliteten. Det skal også gis anbefaling av totalvinkel for dagbruddsveggen i ulike geotekniske områder.

Structure – from – Motion fotogrammetri har blitt gjennomført for bestemte deler av dagbruddsområdet og dannet grunnlaget for utført digital strukturgeologisk kartlegging. Resultatet fra kartleggingen er presentert i Rocscience's Dips 7.0. Ved bruk av kinematisk analyse er det identifisert potensielle bruddmekanismer på pallnivå for alle geotekniske domener i området. I denne sammenheng er det også benyttet Dips 7.0. Blokkmodellering av Q-verdi, med bakgrunn i loggførte borekjerner fra Norcem Kjøpsvik, er utført i LeapFrog Geo 4.5 ved bruk av ordinær kriging. Bergmasseklassene i modellen er klassifisert i henhold til Q-systemet, før en stabilitetsvurdering er gjennomført. Basert på informasjon om bergmasseegenskaper, bergspenningsmålinger, orientering av sprekkesett, Rock Quality Designation (RQD), Joint Compressive Strength (JCS), Joint Roughness Coefficient (JRC) og Geological Strength Index (GSI) har numerisk stabilitetsanalyse blitt utført. I den sammenheng er det blitt benyttet shear strength reduction i Itasca's Universal Distinct Element Code (UDEC) og Rocscience's RS2.

Blokkmodellering av Q-verdi i Sentralbruddet har identifisert ingen bergmekaniske utfordringer som truer totalstabiliteten for endelig planlagt dagbruddsvegg. Store deler av bergmassen i dagbruddet er klassifisert med Q-verdi i området [10.0, 100.0] og ansees som god til veldig god kvalitet. Gjennom kinematisk analyse er bøyelig og blokkutvelting identifisert som dominerende bruddmekanisme, samtidig som at kileutglidning og plan utglidning også kan inntreffe i nordlig og sørlig ende av dagbruddsområdet. For pallnivå lokalisert i granatglimmerskifer er det anbefalt å tilpasse pallfrontens fallvinkel etter bergmassens foliasjon på omtrent  $87^\circ$ . Resterende pallnivå anbefales å tilrettelegge pallvinkel i området [ $70^\circ, 74^\circ$ ]. Basert på numeriske stabilitetsanalyser er det konkludert med optimalisert totalvinkel for ulike geotekniske domener varierer i området [ $38^\circ, 72^\circ$ ].



# Abstract

The open pit of Norcem Kjøpsvik is in a situation where an optimization of the final pit slope is of interest. The aim of this thesis is to examine the bench scale and overall stability conditions based on kinematic analysis, 3D-modelling of Q-value and numerical stability analysis. This should result in an identification of any potential rock mechanical challenges, failure modes and measures to increase the stability. In addition, a recommendation of an overall slope angle should be given to all geotechnical domains in the open pit.

Structure – from – Motion photogrammetry has been conducted in certain parts of the open pit and established the base for a performed digital mapping of joints. The result of the mapping is presented in Rocscience's Dips 7.0. By using kinematic analysis, potential failure modes on bench scale has been identified in all geotechnical domains. Dips 7.0 has been conducted for this task. With information of Q-logged drill cores from Norcem Kjøpsvik, a 3D-model has been created in LeapFrog Geo 4.5 by applying ordinary kriging. The rock mass quality in the model is classified according to the Q-system before a stability assessment is conducted. Based on information about rock properties, rock stress measurements, orientation of joint sets, Rock Quality Designation (RQD), Joint Compressive Strength (JCS), Joint Roughness Coefficient (JRC) and Geological Strength Index (GSI) numerical stability assessments have been done. In this context the method of shear strength reduction has been performed through Itasca's Universal Distinct Element Code (UDEC) and Rocscience's RS2.

Based on 3D-modelling of Q-values, no rock mechanical challenges have been identified which threatens the planned final pits overall stability. In considerable parts of the open pit, rock mass is classified with Q-value in the interval of [10.0, 100,0] and the quality is considered as good to very good. Through kinematic analysis, flexural and block toppling are identified as the dominating failure modes, simultaneously potential wedge and planar failure can occur in the southern and northern parts of the open pit. Bench levels located in garnet mica schist is recommended to adapt the bench face angle along the dip of foliation of about 87°. Other bench levels are recommended to design the bench face angle in the interval of [70°, 74°]. Through numerical stability analysis, it is concluded an optimized overall slope angle in all geotechnical domains which lies in the interval of [38°, 72°].





# Forord

Dette er en masteroppgave om dagbruddsstabilitet skrevet i samarbeid med Norcem Kjøpsvik AS gjennom vårsemesteret 2019, ved Instituttet for Petroleum og Geovitenskap, NTNU.

En stor takk til veilederne førsteamanuensis Steinar L. Ellefmo og professor Charlie C. Li ved Instituttet for Petroleum og Geovitenskap. Deres kunnskap og erfaring har vært til stor hjelp og inspirasjon for å gjennomføre denne oppgaven.

En stor takk til Norcem Kjøpsvik AS og gruvesjef Lisbeth Storhaug for deres bidrag, råd og tilbakemeldinger gjennom denne oppgaven. Dette har vært til stor hjelp.

En takk til Franzefoss Minerals AS og Brønnøy Kalk AS for deling av bergspenningsmålinger i forbindelse med denne oppgaven. Overingeniør Lars Johan Sandvik har bistått med drone ved befaring til Norcem Kjøpsvik og kunnskap med 3D-modellering. Overingeniør Jon Runar Drotninghaug og Gunnar Vistnes var behjelpelig og gav gode råd i forbindelse med bergmekaniske tester. En stor takk til dem.

Til slutt vil jeg takke min kjære skoleklasse for fem flotte år på NTNU ved Tekniske Geofag.

## Uppover berget

*Mot blå djup av endeløyse  
lyfter seg berget. Bratt  
berg mot ditt stålblå auga.  
Her skal du gå gjennom livet  
kvar dag, kvar natt.*

*Solflaumen øljar kring panna.  
Nattstjerna svarar og skin.*

*Frå usedd kjelde  
går viljen  
som fløande sevjestraumar  
igjenom dine lemer.*

*Føtene leitar  
blindt etter feste  
uppper berget  
på smale pall.*

*Du veit i ei dirring  
at djupet ligg der nedunder.  
Syg med ein avgrunns dragnad,  
ventar ditt fall -*

*Du kjem dit du ser. -*

*Dag etter dag  
til den siste timen  
vil du beda um kraft  
til å vende  
auga mot dit du skal.*

Jan-Magnus Bruheim, diktsamling «Innover viddene» (1968)

# Innholdsfortegnelse

<b>Sammendrag</b> .....	i
<b>Abstract</b> .....	iii
<b>Forord</b> .....	v
<b>Figurliste</b> .....	xi
<b>Tabelliste</b> .....	xxiii
<b>1 INNLEDNING</b> .....	1
1.1    Dagbruddsstabilitet.....	1
1.2    Oppgavens bakgrunn.....	3
1.3    Oppgavens struktur, omfang og mål.....	3
<b>2 BAKGRUNN</b> .....	5
2.1    Norcem Kjøpsvik.....	5
2.1.1    Geografisk plassering.....	6
2.1.2    Klima.....	7
2.2    Bergspenningsmålinger.....	9
2.3    Tekniske bakgrunnsdata.....	12
2.3.1    Strukturgeologisk feltkartlegging.....	12
2.3.2    Bergmasseklassifisering.....	14
2.3.3    Estimerte parametere og egenskaper for bergmassen.....	16
2.3.4    Structure – from – Motion fotogrammetri.....	17
<b>3 TEORI</b> .....	19
3.1    Stabilitetsproblemer i bergskråninger.....	19
3.2    Faktorer som innvirker på stabiliteten.....	23
3.2.1    Bergmassens utløsende faktorer.....	23
3.2.2    Ytre utløsende faktorer.....	27
3.3    Analyse av strukturkontrollerte brudd.....	31
3.3.1    Definisjoner.....	31
3.3.2    Stereografisk projeksjon.....	32
3.3.3    Kinematisk analyse.....	33
3.4    Rock Quality Designation (RQD).....	38
3.5    Q-systemet.....	39
3.6    Numeriske metoder i bergmekanikk.....	40

3.7	Sikkerhetsfaktor som designkriterium.....	44
3.8	Structure-from-Motion fotogrammetri .....	44
3.9	Ordinær Kriging .....	46
<b>4</b>	<b>METODE</b> .....	<b>49</b>
4.1	Structure – from – motion fotogrammetri .....	49
4.2	Digital strukturgeologisk kartlegging.....	49
4.3	Stereografisk analyse.....	50
4.4	Kinematisk analyse.....	50
4.5	Blokkmodellering .....	51
4.6	Numerisk stabilitetsanalyse .....	53
4.7	Konstruksjon av numerisk modell for stabilitetsanalyse .....	53
<b>5</b>	<b>RESULTAT</b> .....	<b>65</b>
5.1	Structure – from – motion fotogrammetri .....	65
5.2	Stereografisk analyse av digital kartlegging.....	67
5.3	Kinematisk analyse.....	72
5.3.1	Domene 2 .....	73
5.3.2	Domene 4 .....	75
5.3.3	Domene 11 .....	77
5.4	Blokkmodellering av Q-verdi.....	78
5.4.1	Variogrammodell .....	78
5.4.2	Blokkmodellerte Q-verdier for Sentralbruddet .....	80
5.4.3	Vertikalsnitt A-A' .....	81
5.4.4	Vertikalsnitt B-B' .....	82
5.4.5	Vertikalsnitt C-C' .....	82
5.4.6	Vertikalsnitt D-D' .....	83
5.4.7	Vertikalsnitt E-E' .....	83
5.4.8	Vertikalsnitt F-F' .....	84
5.4.9	Vertikalsnitt G-G' .....	84
5.4.10	Vertikalsnitt H-H' .....	85
5.5	Numerisk stabilitetsanalyse .....	86
5.5.1	Indeksparametere .....	86
5.5.2	Geometrisk stabilitetsproblem.....	87
5.5.3	Materialmodell for sprekkesett.....	88

5.5.4	Materialmodell for bergmassen.....	88
5.5.5	Bergspenningsparametere .....	90
5.5.6	Vertikalsnitt A-A' .....	91
5.5.7	Vertikalsnitt B-B' .....	92
5.5.8	Vertikalsnitt C-C' .....	95
5.5.9	Vertikalsnitt D-D' .....	97
5.5.10	Vertikalsnitt E-E' .....	99
5.5.11	Vertikalsnitt F-F' .....	101
5.5.12	Vertikalsnitt G-G' .....	103
5.5.13	Vertikalsnitt H-H' .....	105
<b>8</b>	<b>DISKUSJON</b> .....	<b>107</b>
8.1	Blokkmodellering .....	107
8.2	Strukturgeologisk analyse.....	108
8.3	Stabilitetsanalyse .....	110
8.3.1	Detaljstabilitet .....	110
8.3.2	Totalstabilitet.....	112
<b>9</b>	<b>KONKLUSJON</b> .....	<b>115</b>
<b>10</b>	<b>VIDERE ARBEID</b> .....	<b>117</b>



# Figurliste

<b>Figur 1:</b> Illustrering av effekten en økning av totalvinkel har på bryting av økonomiske mineraler og gråberg (Stacey, 2009). .....	1
<b>Figur 2:</b> Oversiktsbilde av Kjøpsvik med regional kartbeskrivelse (Modifisert etter kilde fra Norcem Kjøpsvik). .....	6
<b>Figur 3:</b> Månedlige verdier for nedbør og temperatur ved observasjonsstasjon Drag (Ájluokta) 83710 mellom perioden 01.01.2008 – 01.09.2018. Verdiene er oppgitt i gjennomsnitt og standardavvik.....	7
<b>Figur 4:</b> Antall dager i årets måneder hvor temperatur er under 0 grader celsius og nedbør overstiger 1mm. Data er registrert ved observasjonsstasjon Drag (Ájluokta) 83710 mellom perioden 01.01.2008 – 01.09.2018. Verdiene er oppgitt i gjennomsnitt og standardavvik. ....	8
<b>Figur 5:</b> Lokalitet for bergspenningsmålinger rundt Kjøpsvik (Kartverket, 2019). .....	9
<b>Figur 6:</b> Lokalitet i Ballangen for utført bergspenningsmåling i forhold til Norcem Kjøpsvik (Kartverket, 2019) .....	10
<b>Figur 7:</b> Svakhetsplan registrert ved feltkartlegging for de ulike geotekniske domene i dagbruddsområdet .....	13
<b>Figur 8:</b> Bergmasseklassifisering i Sentralbruddet og Kikvikbruddet gjort i henhold til GSI-systemet. ....	15
<b>Figur 9:</b> 3D-modell Sentralbrudd 60. Georeferert 3D-modell i Sentralbruddet for den vestlige delen av nivå 60 med markerte domener. ....	17
<b>Figur 10:</b> Illustrering av total- og detaljstabilitet (Stacey, 2009) .....	19
<b>Figur 11:</b> Ulike typer utvelting. <b>a.)</b> Blokkutvelting. <b>b.)</b> Bøyelig utvelting. <b>c.)</b> Blokk-bøyelig utvelting (Wyllie and Mah, 2004) .....	21
<b>Figur 12:</b> Oversikt over karakteristiske ustabiliteter i bergmassen (Nilsen, 2016) .....	22
<b>Figur 13:</b> Sammenligning av skjærfasthet for bergmasse og ulike diskontinuiteters overflateforhold med varierende effektiv normalspenning (Wyllie and Mah, 2004). ....	24
<b>Figur 14:</b> Maksimal normalspenning for et sprekkesett (Barton, 1973) .....	25
<b>Figur 15:</b> Eksempel på numerisk analyse som illustrerer spenningsfordelingen i en dalside med 40° helning. Aksekorsene angir retninger og størrelser for hovedspenningene i planet vinkelrett på dalsida (Nilsen, 2016). ....	27
<b>Figur 16:</b> Definerings av bakbryting etter sprengning og endelig pallvinkel (Ryan and Pryor, 2000). .....	29

<b>Figur 17:</b> Illustrering av egenskaper for orientering av svakhetsplan. <b>a.)</b> i tre dimensjoner <b>b.)</b> i to dimensjoner (Wyllie and Mah, 2004, Jing and Stephansson, 2007).....	31
<b>Figur 18:</b> <b>a.)</b> Storsirkel som treffer nedre halvkule. <b>b.)</b> Linje som treffer nedre halvkule (Wyllie and Mah, 2004). .....	32
<b>Figur 19:</b> <b>a.)</b> Projeksjon av storsirkel med dens tilhørende pol. <b>b.)</b> Projeksjon av en linje (Wyllie and Mah, 2004). .....	32
<b>Figur 20:</b> Polkonsentrasjoner og deres tilhørende bruddmekanisme (Wyllie and Mah, 2004). <b>a.)</b> Plan utglidning. <b>b.)</b> Utglidning langs to plane flater. <b>c.)</b> Utvelting. <b>d.)</b> Utvelting langs en krum flate. ....	33
<b>Figur 21:</b> Illustrering av Markland-testen ved plan utglidning. <b>a.)</b> Analysen er vist med polvektorer. <b>b.)</b> Analysen er vist med fallvektorer (Rocscience, 2018a).....	34
<b>Figur 22:</b> Illustrering av Markland-testen ved kileutglidning hvor analysen er vist med storsirkler. <b>a.)</b> Utglidning langs plan 1, fallretning $\alpha_1$ . <b>b.)</b> Kileutglidning langs krysningslinjen, fallretning $\alpha_i$ . Modifisert etter Hoek and Bray (1981).....	35
<b>Figur 23:</b> Illustrering av kinematisk analyse for bøyelig utvelting. Analysen benytter polvektorer (Rocscience, 2018a).....	36
<b>Figur 24:</b> Illustrering av kritiske områder i kinematisk analyse for blokk/direkte utvelting (Rocscience, 2018a). .....	37
<b>Figur 25:</b> Q-systemets definerte klasser for bergmassekvalitet og tilhørende sikringstiltak (NGI, 2015). .....	39
<b>Figur 26:</b> Reduksjon av bergmassens skjærstyrke med en faktor F for beregning av sikkerhet for brudd.....	43
<b>Figur 27:</b> Structure – from – Motion (SfM). En rekke 2D-bilder fra ulike posisjoner og retninger er nødvendig for å generere en 3D-modell (Micheletti et al., 2015). .....	45
<b>Figur 28:</b> Eksempel på tilpasning av en variogrammodell for å estimere variansen (Modifisert etter Bohling (2005)). .....	47
<b>Figur 29:</b> Dagbruddsområdet til Norcem Kjøpsvik med retning på søkeellipsoidens største og minste akse. Kartet er i Euref koordinatsystem.....	52
<b>Figur 30:</b> Vertikalsnitt for utarbeidelse av numeriske modeller i UDEC og RS2. Profil B-B' og C-C' er analysert i RS2 mens resterende er utført i UDEC. ....	55
<b>Figur 31:</b> anbefalte dimensjonsstørrelser ved numerisk analyse av bergskjæringer (Wyllie and Mah, 2004) .....	56
<b>Figur 32:</b> Elastisk analyse av sigma 1 (vertikal) spenningstilstand for vertikalsnitt C-C'. Analysen oppnår forventet spenningstilstand ved overdekning på 490 meter.....	59



<b>Figur 33:</b> Plastisk analyse av vertikal spenningstilstand for vertikalsnitt A-A'. Analysen oppnår forventet spenningstilstand ved overdekning på 100 meter. ....	60
<b>Figur 34:</b> Plottet normalspenning over vertikalsnitt A-A'. Hver linjetykkelse representerer 0.5 MPa normalspenning, mens fargen er angitt i egne intervaller i marginen med enhet MPa. ....	61
<b>Figur 35:</b> Beskrivelse av to ulike typer tap av styrke etter brudd, hvor topp- og residualstyrke er angitt (Cai et al., 2007). <b>a.)</b> Strain-softening bergmasse hvor bergmassens styrke avtar gradvis etter brudd. <b>b.)</b> Perfekt elastisk-sprø bergmasse hvor bergmassen oppnår konstant residualstyrke momentant etter brudd. ....	63
<b>Figur 36:</b> Illustrering av prinsippet for instantaneous MC sampler (Hoek, 2000b). ....	64
<b>Figur 37:</b> Kikvik1 3D-modell med markerte domener. ....	65
<b>Figur 38:</b> Kikvik2 3D-modell med markerte domener. ....	65
<b>Figur 39:</b> Kanalen 3D-modell med markerte domener. ....	66
<b>Figur 40:</b> Domene 2 fra 3D-modell Sentralbrudd 60. Fire identifiserte sprekkesett: 1m (eksfoliasjon), 2m (foliasjon), 3m og 4m. ....	67
<b>Figur 41:</b> Domene 3 fra 3D-modell Sentralbrudd 60. To identifiserte sprekkesett: 1m (foliasjon) og 2m. ....	68
<b>Figur 42:</b> Domene 4 fra 3D-modell Kanalen og Sentralbrudd 60. Tre identifiserte sprekkesett: 1m (foliasjon), 2m (eksfoliasjon) og 3m. ....	68
<b>Figur 43:</b> Domene 5 fra 3D-modell Kanalen. To identifiserte sprekkesett: 1m og 2m. ....	69
<b>Figur 44:</b> Domene 6 fra 3D-modell Kanalen. Ett identifisert sprekkesett: 1m. ....	69
<b>Figur 45:</b> Domene 10 fra 3D-modell Kikvik1. Ett identifisert sprekkesett: 1m. ....	70
<b>Figur 46:</b> Domene 10 fra 3D-modell Kikvik2. To identifiserte sprekkesett: 1m og 2m (eksfoliasjon). ....	70
<b>Figur 47:</b> Domene 11 fra 3D-modell Kikvik1. Tre identifiserte sprekkesett: 1m (foliasjon), 2m (eksfoliasjon) og 3m. ....	71
<b>Figur 48:</b> Domene 11 fra 3D-modell Kikvik2. Tre identifiserte sprekkesett: 1m (foliasjon), 2m (eksfoliasjon) og 3m. ....	71
<b>Figur 49:</b> Kinematisk analyse for domene 2 med hensyn på kileutglidning. 28% av totale krysninger mellom svakhetsplan befinner seg i kritisk område. ....	73
<b>Figur 50:</b> Sensitivitetsanalyse for kileutglidning i domene 2. Økende fallvinkel vil resultere i betydelig grad øke andelen av kritiske prosent. Til sammenligning påvirker varierende fallretning og friksjonsvinkel kritisk prosent i mindre grad. ....	73

<b>Figur 51:</b> Kinematisk analyse for domene 2 med hensyn på plan utglidning. 83% av alle polvektorene i sprekkeseett 3m befinner seg i kritisk område og faller med høy fallvinkel ut av pallfronten. ....	74
<b>Figur 52:</b> Sensitivitetsanalyse for plan utglidning i domene 2. Fallretning viser maksimum kritisk prosent ved asimut N078 mens fallvinkel viser maksimum kritisk prosent fra 85° og høyere. ....	74
<b>Figur 53:</b> Kinematisk analyse med hensyn på blokkutvelting i domene 4. Definerert sprekkeseett 1m (eksfoliasjon) fungerer avløsende med lav fallvinkel mens polvektorer i sprekkeseett 2m (foliasjon) og kritisk sone 1 faller med høy vinkel ut av pallfronten. ....	75
<b>Figur 54:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 4. Økning i pallfrontens fallvinkel øker andelen kritisk prosent. ....	75
<b>Figur 55:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 4. Økning i pallfrontens fallretning fører gir en gradvis lavere andel kritiske vektorer. Krysninger for direkte og skrå utvelting er tilnærmet konstant ved varierende fallretnings asimut. ....	76
<b>Figur 56:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 4. Tilnærmet uforandret stabilitetstilstand ved varierende friksjonsvinkel. ....	76
<b>Figur 57:</b> Kinematisk analyse med hensyn på bøyelig utvelting i domene 11. 83.3% av polvektorer i sprekkeseett 1m (foliasjon) er lokalisert i kritisk område. ....	77
<b>Figur 58:</b> Sensitivitetsanalyse av bøyelig utvelting i domene 11. Pallfrontens fallretning har maksimal kritisk prosent ved asimut N285, hvor en videre reduksjon eller økning av asimut vil gi redusert kritisk prosent. ....	77
<b>Figur 59:</b> Variogrammodell for Q-verdi nedover i borekjernen, hvor småskala variasjon (nugget) er identifisert. ....	78
<b>Figur 60:</b> Variogrammodell for søkeellipsoidens største akse med hensyn på Q-verdi. ....	79
<b>Figur 61:</b> Variogrammodell for søkeellipsoidens minste akse med hensyn på Q-verdi. ....	80
<b>Figur 62:</b> Blokkmodell av Sentralbruddet hvor det vises en langstrakt fordeling av Q-verdi i bergmassen parallelt med strøket på forekomsten. ....	81
<b>Figur 63:</b> Vertikalsnitt A – A' med soner av bergmassekvalitet $Q > 100.0$ og $Q = 10.0 - 40.0$ .....	81
<b>Figur 64:</b> Vertikalsnitt B – B' med soner av bergmassekvalitet $Q > 100.0$ . ....	82
<b>Figur 65:</b> Vertikalsnitt C – C' med soner av bergmassekvalitet $Q > 100.0$ og $Q = 10.0 - 40.0$ i kanten av området. ....	82
<b>Figur 66:</b> Vertikalsnitt D – D' med hovedsakelig bergmasse av $Q = 40.0 - 100.0$ . En sone av klasse $Q = 10.0 - 40.0$ er lokalisert lavest i dagbruddet. ....	83

<b>Figur 67:</b> Vertikalsnitt E – E’ med en mektig sone av bergmasse $Q = 10.0 – 40.0$ sentralt i vertikalsnittet. ....	83
<b>Figur 68:</b> Vertikalsnitt F – F’ med dominerende bergmasse $Q = 40.0 – 100.0$ med enkelte soner av bergmassekvalitet $Q = 10.0 – 40.0$ . ....	84
<b>Figur 69:</b> Vertikalsnitt G-G’ med rødfarget bergmassekvalitet $Q > 100.0$ ved overflaten i domene 1 og en gradvis reduksjon med dybde. ....	84
<b>Figur 70:</b> Vertikalsnitt H-H’ med rødfarget bergmassekvalitet $Q > 100.0$ i domene 1 og $Q = 10.0 – 40.0$ ved domene 8. ....	85
<b>Figur 71:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt A-A’. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. ....	91
<b>Figur 72:</b> Stabilitetsanalyse i vertikalsnitt A-A’ av optimalisert endelig dagbruddsvegg. Totalvinkelen er $38.0^\circ$ ....	92
<b>Figur 73:</b> Analyse av dagbruddsvinkel $63.3^\circ$ , $68.0^\circ$ , $72.9^\circ$ og $78.5^\circ$ med økende dybde av endelig dagbrudd. Dagbruddsveggen er lokalisert i granatglimmerskifer. ....	93
<b>Figur 74:</b> Analyse av dagbruddsvinkel $63.3^\circ$ , $68.0^\circ$ , $72.9^\circ$ og $78.5^\circ$ med økende dybde av endelig dagbrudd. Dagbruddsveggen er lokalisert i kalsittmarmor. ....	93
<b>Figur 75:</b> Numerisk stabilitetsanalyse i RS2 for planlagt endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt B-B’. Potensiell sirkulær bruddkurve er vist med utløp i nedre del av dagbruddsveggen og ved Lifjellet. Bunnen av dagbruddet er ved 0 m.o.h. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. ....	94
<b>Figur 76:</b> SRF plottet mot økende høyde på dagbruddsveggen i situasjoner med dagbruddsvinkel $50^\circ$ , $53.6^\circ$ , $57.5^\circ$ og $63.3^\circ$ . SRF reduseres betydelig med økende dyp i dagbruddet. ....	95
<b>Figur 77:</b> Numerisk stabilitetsanalyse i RS2 for planlagt endelig dagbruddsvegg. Potensiell sirkulær bruddkurve er vist med utløp i dagbruddsveggen og toppen av Storbotnholtan. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. ....	96
<b>Figur 78:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt D-D’. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. Hastighetsvektorene indikerer at bergmassen i øvre deler av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet. ....	97
<b>Figur 79:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for optimalisert endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt D-D’. Totalvinkelen er $50^\circ$ . Hastighetsvektorene indikerer at bergmassen i øvre deler av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet. ....	98
<b>Figur 80:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt E-E’. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. Hastighetsvektorer viser en sirkulær bevegelse i bergmassen. ....	99

<b>Figur 81:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for optimalisert dagbruddsvegg i vertikalsnitt E-E'. Totalvinkelen er 63.0°. Hastighetsvektorer viser en sirkulær bevegelse i bergmassen.....	100
<b>Figur 82:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt F-F'. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. Hastighetsvektorene viser en sirkulær bevegelse av bergmassen inn mot dagbruddet.....	101
<b>Figur 83:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for optimalisert endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt F-F'. Totalvinkelen er 64.0°. Hastighetsvektorene viser en sirkulær bevegelse av bergmassen inn mot dagbruddet.....	102
<b>Figur 84:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC av endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt G-G'. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. Hastighetsvektorene viser en nær horisontal bevegelse av bergmassen inn mot dagbruddet.....	103
<b>Figur 85:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC av optimalisert endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt G-G'. Totalvinkelen er 48.0°. Hastighetsvektorene viser en nær horisontal bevegelse av bergmassen inn mot dagbruddet.....	104
<b>Figur 86:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt H-H'. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. Hastighetsvektorene viser en nær horisontal bevegelse av bergmassen inn mot dagbruddet.....	105
<b>Figur 87:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt H-H'. Totalvinkelen er 63.0°. Hastighetsvektorene beskriver en nær horisontal bevegelse av bergmassen hvor toppen av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet. ....	106
<b>Figur 88:</b> Illustrering av kileutglidning (wedge failure) langs krysninglinjen S2, som et resultat av krysningen mellom sprekkeseett 1m og 3m. S2 analysert som plan utglidning i UDEC. Modifisert etter Hoek and Bray (1981). ....	112
<b>Figur 89:</b> GSI-systemet for oppsprukket bergmasse (Marinos et al., 2007). ....	125
<b>Figur 90:</b> Bergspenningsmåling utført av Franzefoss Minerals AS, Ballangen (Mork, 2019). ....	127
<b>Figur 91:</b> Digital strukturgeologisk kartlegging av domene 1. Identifiserte sprekkeseett: 1m (foliasjon) og 2m (eksfoliasjon).....	129
<b>Figur 92:</b> Kinematisk analyse av domene 1 med hensyn på kileutglidning. Rødt område markerer kritiske krysninger av svakhetsplan. Gjennomsnittlig svakhetsplan 1m og 3m har krysning i dagen ved pallfot. ....	131
<b>Figur 93:</b> Sensitivitetsanalyse for kileutglidning i domene 1. Økt fallvinkel resulterer i økt kritisk prosent. ....	131

<b>Figur 94:</b> Kinematisk analyse i domene 1 med hensyn på bøyelig utvelting. 41% av polvektorene i sprekkeseett 2m befinner seg i kritisk område. ....	132
<b>Figur 95:</b> Sensitivitetsanalyse for bøyelig utvelting i domene 1. En økning i pallfrontens fallretning vil gi en lavere risiko for utvelting. ....	132
<b>Figur 96:</b> Kinematisk analyse for domene 2 med hensyn på blokkutvelting. Sprekkeseett 3m består av kritiske vektorer og faller med høy fallvinkel ut av pallfronten. 11.95% av alle krysninger er i kritisk område for skrå og direkte blokkutvelting.....	133
<b>Figur 97:</b> Sensitivitetsanalyse av blokkutvelting i domene 2 med hensyn på blokkutvelting. En økning i pallfrontens fallvinkel vil gi nær uforandret kritisk prosent for direkte eller skrå utvelting.....	133
<b>Figur 98:</b> Sensitivitetsanalyse for pallfrontens fallretning i domene 2 med hensyn på blokkutvelting. De blokkdefinerende sprekkplanene har maksimum kritisk på 22% ved asimut N078. ....	134
<b>Figur 99:</b> Sensitivitetsanalyse for friksjonsvinkel i domene 2 med hensyn på blokkutvelting. Kritisk prosent er i stor grad uforandret ved varierende friksjonsvinkel. ....	134
<b>Figur 100:</b> Kinematisk analyse i domene 3 med hensyn på plan utglidning. 9.5% av alle definerte polvektorer i sprekkeseett 1m (foliasjon) befinner seg i kritisk område. ....	135
<b>Figur 101:</b> Sensitivitetsanalyse for plan utglidning i domene 2. Kritisk prosent øker i takt med økende pallfronts fallvinkel fra 78°. ....	135
<b>Figur 102:</b> Kinematisk analyse i domene 3 med hensyn på bøyelig utvelting. 30% av alle polvektorer i sprekkeseett 1m (foliasjon) befinner seg i kritisk område.....	136
<b>Figur 103:</b> Sensitivitetsanalyse for bøyelig utvelting i domene 3. En endring i fallretningens asimut mot N140 fører til økt kritisk prosent. ....	136
<b>Figur 104:</b> Kinematisk analyse med hensyn på blokkutvelting i domene 5. Sprekkeseett 1m (eksfoliasjon) fungerer avløsende for 10% av de totale krysningene som eksisterer i det kritiske området.....	137
<b>Figur 105:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 5. Krysninger for direkte blokkutvelting øker betydelig i det kritiske området fra 83° pallvinkel.....	137
<b>Figur 106:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 5. Krysninger for direkte blokkutvelting øker i det kritiske området fra N223 asimut fallretning. Kritiske vektorer reduseres betydelig med økende asimut.....	138
<b>Figur 107:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 5. Endring i friksjonsvinkel har minimal effekt på stabiliteten. ....	138

<b>Figur 108:</b> Kinematisk analyse med hensyn på bøyelig utvelting i domene 6. 33% av polvektorene i definert sprekesett 2m (foliasjon) befinner seg i kritisk område.....	139
<b>Figur 109:</b> Sensitivitetsanalyse for bøyelig utvelting i domene 6. Kritisk prosent øker med økende fallretning.....	139
<b>Figur 110:</b> Kinematisk analyse med hensyn på bøyelig utvelting i domene 7. 32% av polvektorer i sprekesett 2m (foliasjon) befinner seg i kritiske sone for utvelting.....	140
<b>Figur 111:</b> Sensitivitetsanalyse for bøyelig utvelting i domene 7. Økning i fallretning resulterer i høyere andel polvektorer i kritisk sone. ....	140
<b>Figur 112:</b> Kinematisk analyse med hensyn på kileutglidning i domene 7.21.39% av alle krysninger er lokalisert i kritisk område.....	141
<b>Figur 113:</b> Sensitivitetsanalyse for kileutglidning i domene 7. Økning av friksjonsvinkel vil redusere andelen kritisk prosent. En økning i pallfrontens fallvinkel vil øke andelen kritisk prosent. En økning i fallretning vil variere andelen kritiske prosent. ....	141
<b>Figur 114:</b> Kinematisk analyse med hensyn på blokkutvelting i domene 8. 6.4% av alle kritiske krysninger er i området for skrå utvelting. ....	142
<b>Figur 115:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 8. Økning i pallfrontens fallvinkel øker andelen blokkdannede svakhetsplan i pallfronten. ....	142
<b>Figur 116:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 8. Økning i fallretning fører til redusert kritisk prosent for skrå utvelting men gradvis økning i blokkdefinerende svakhetsplan (base plane). ....	143
<b>Figur 117:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 8. Økning i friksjonsvinkel for sprekeplanet vil resultere i økende kritisk prosent for skrå utvelting. ....	143
<b>Figur 118:</b> Kinematisk analyse med hensyn på blokkutvelting i domene 9. Sprekesett 2m (eksfoliasjon) fungerer avløsende på steiltstående søyler som faller på skrå ut av pallfronten dannet av 1m (foliasjon).....	144
<b>Figur 119:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 9. Økning i pallfrontens fallvinkel vil resultere i flere blokkdefinerende sprekesett i kritisk sone for utvelting.....	144
<b>Figur 120:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 9. Omtrent 10% reduksjon i kritisk prosent ved økning i pallfrontens fallretning til høyere enn N110. ....	145
<b>Figur 121:</b> Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 9. Variasjon i friksjonsvinkel vil ikke føre til endringer i stabiliteten. ....	145
<b>Figur 122:</b> Kinematisk analyse med hensyn på plan utglidning i domene 9. Tre kritiske polvektorer i sprekesett 1m (foliasjon) faller skrått ut av pallfronten.....	146

<b>Figur 123:</b> Sensitivitetsanalyse for plan utglidning i domene 9. Økning i fallvinkel resulterer i en kraftig stigning i kritisk prosent. ....	146
<b>Figur 124:</b> Kinematisk analyse med hensyn på kileutglidning i domene 9. 42% av krysninger er lokalisert i kritisk område.....	147
<b>Figur 125:</b> Sensitivitetsanalyse for kileutglidning i domene 9. En økning av pallfrontens fallvinkel vil resultere i betydelig økning i kritisk prosent. En økning av pallfrontens fallretning vil resultere i en gradvis reduksjon i kritisk prosent.....	147
<b>Figur 126:</b> Kinematisk analyse med hensyn på bøyelig utvelting i domene 10, etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2. Hovedmengden av sprekkesett 1m har fall skrått inn i pallfronten og utgjør en potensiell fare for bøyelig utvelting. ....	148
<b>Figur 127:</b> Sensitivitetsanalyse for bøyelig utvelting i domene 10 etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2. Pallfrontens fallretning oppnår maksimal kritisk prosent ved asimut N270. ....	148
<b>Figur 128:</b> Kinematisk analyse med hensyn på kileutglidning i domene 10, etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2. Omtrent 27% alle kryssende svakhetsplan er lokalisert i kritisk område for kileutglidning.....	149
<b>Figur 129:</b> Sensitivitetsanalyse for kileutglidning i domene 10 etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2. Økning av pallfrontens fallvinkel vil konstant øke andelen kritiske krysninger, mens en økning i fallretning vil gi en betydelig reduksjon i kritiske prosent. ....	149
<b>Figur 130:</b> Kinematisk analyse med hensyn på kileutglidning i domene 11, etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2. ....	150
<b>Figur 131:</b> Sensitivitetsanalyse for kileutglidning i domene 11, etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2. Økning av pallfrontens fallvinkel vil konstant øke andelen kritiske krysninger, mens en økning i fallretning vil gi en betydelig økning i kritiske prosent.....	150
<b>Figur 132:</b> Vertikalsnitt A-A' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.....	152
<b>Figur 133:</b> Vertikalsnitt B-B' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.....	152
<b>Figur 134:</b> Vertikalsnitt C-C' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.....	153
<b>Figur 135:</b> Forlengelse av vertikalsnitt C-C. ....	153
<b>Figur 136:</b> Profillinje ved forlengelse av vertikalsnitt C-C' (Kilde: Hoydedata.no).....	154
<b>Figur 137:</b> Vertikalsnitt D-D' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.....	154

<b>Figur 138:</b> Vertikalsnitt E-E' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.....	155
<b>Figur 139:</b> Vertikalsnitt F-F' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.....	155
<b>Figur 140:</b> Vertikalsnitt G-G' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.....	156
<b>Figur 141:</b> Vertikalsnitt H-H' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.....	156
<b>Figur 142:</b> Fordeling av borekjerneleNGder som har ilagt RQD-verdi. KomposittleNGde på 5 meter er brukt i oppgaven.....	158
<b>Figur 143:</b> Tetthetsfunksjon for RQD i Sentralbruddet. Histogrammet er basert på 697 registreringer fra kjerneboring .....	159
<b>Figur 144:</b> Tetthetsfunksjon for RQD i Kikvikbruddet. Histogrammet er basert på 37 registreringer fra kjerneboring .....	160
<b>Figur 145:</b> Konvertering av Barton-Bandisparametere til Mohr-Coulombs friksjonsvinkel phi og kohesjon gjennom bruk av ligninger gitt av (Hoek, 2000b) .....	162
<b>Figur 146:</b> Sprekkeegenskaper og tetthet for ulike domener i dagbruddsområdet.....	162
<b>Figur 147:</b> For optimalisert dagbruddsvinkel ved vertikalsnitt H-H' er ubalanserte krefter plottet mot syklostid. Konvergering av ubalanserte krefter i modellen går mot en verdi når 0. ....	165
<b>Figur 148:</b> Numerisk stabilitetsanalyse i RS2 med overdrevet totalvinkel på 90�. SRF = 1.0 og går i brudd. ....	166
<b>Figur 149:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for vertikalsnitt D-D'. Dagbruddsveggen illustrerer dagens situasjon. Designet av Norcem Kjøpsvik. Avstand på sprekkesett er økt til 15 meter for � oppnå forventet stabilitet. Analysen viser deformasjon i x-retning og potensiell bruddkurve med utgående i overkant og i dagbruddsveggen (se rød sone). Sikkerhetsfaktor er estimert til 2.0.....	167
<b>Figur 150:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for optimalisert endelig dagbruddsvegg ved vertikalsnitt A-A'. I analysen har en totalvinkel på 42� resultert i en SRF lik 1.20.....	169
<b>Figur 151:</b> Stabilitetsanalyse i UDEC for optimalisert endelig dagbruddsvegg ved vertikalsnitt H-H'. I analysen har en totalvinkel på 66� resultert i en SRF lik 1.23.....	170
<b>Figur 152:</b> Numerisk stabilitetsanalyse i UDEC ved vertikalsnitt D-D'. Modellen er designet som optimalisert endelig dagbruddsvinkel på 53 grader totalvinkel. Analysen viser	



deformasjon i x-retning og potensiell bruddkurve i overkant og i dagbruddsveggen (se gul, lilla og rød sone). Sikkerhetsfaktor er estimert til 1.17..... 171



# Tabelliste

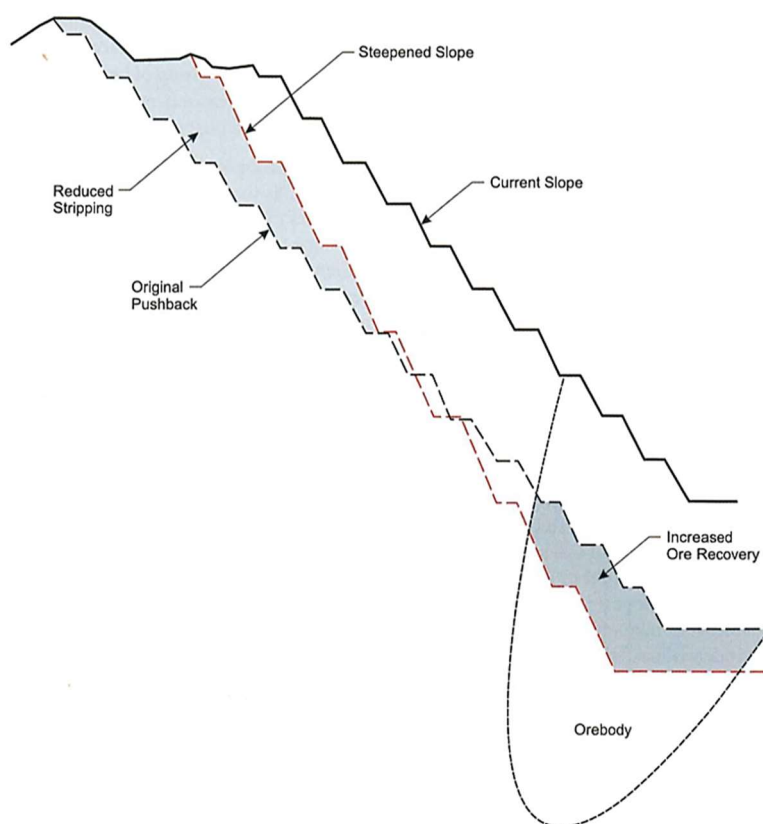
<b>Tabell 1:</b> Bergspenningsdata for lokaliteter rundt Kjøpsvik (Hanssen, 1998). .....	9
<b>Tabell 2:</b> Størrelse og orientering av bergspenninger målt ved Franzefoss Minerals AS, Ballangen (Mork, 2019) .....	10
<b>Tabell 3:</b> Utførte bergspenningsmålinger hos Brønnøy Kalk AS (Larsen et al., 2007) .....	11
<b>Tabell 4:</b> Registrerte sprekkesett og deres overflateforhold i hvert domene. Orienteringen er gitt i fall/fallretning. ....	12
<b>Tabell 5:</b> Indeksegenskaper for intakt bergmasse. Verdier er gitt som gjennomsnitt $\pm$ standardavvik. ....	16
<b>Tabell 6:</b> Estimerte og korrigert verdi av basis friksjonsvinkel gitt som median og standardavvik .....	16
<b>Tabell 7:</b> Estimerte verdier av JRC og JCS etter domene for labskala og feltskala størrelse..	16
<b>Tabell 8:</b> Beskrivelse av bergmassekvalitet og sprekkefrekvens gjennom RQD (NGI, 2015)	38
<b>Tabell 9:</b> Oversikt over de mest brukte numeriske metodene (Nikolić et al., 2016, Jing and Hudson, 2002, Jing and Stephansson, 2007).....	40
<b>Tabell 10:</b> Typisk akseptable verdier av sikkerhetsfaktor (Wesseloo and Read, 2009).....	44
<b>Tabell 11:</b> Definerings av grenseforhold.....	57
<b>Tabell 12:</b> Barton-Bandis parametere for sprekkesett i hvert vertikalsnitt.....	62
<b>Tabell 13:</b> Stivhet for sprekkesett.....	62
<b>Tabell 14:</b> Oversikt over dagbruddsområdets bruddmekanismer og deres virkning.....	72
<b>Tabell 15:</b> Bergmekaniske egenskaper for kalsittmarmor og granatglimmerskifer benyttet i numerisk analyse .....	86
<b>Tabell 16:</b> Data om sprekkesettens orientering og frekvens samt veggorientering i tilhørende vertikalsnitt. Sprekkenes orientering er presentert som fall/fallretning. ....	87
<b>Tabell 17:</b> Mohr-Coulomb parametere for kritisk sprekkesett .....	88
<b>Tabell 18:</b> Residualstyrke etter brudd i intakt bergmasse.....	88
<b>Tabell 19:</b> Parametere i Hoek-Brown bruddkriterium for vertikalsnitt B-B'. Benyttet i RS2.	89
<b>Tabell 20:</b> Parametere i Hoek-Brown bruddkriterium for vertikalsnitt C-C'. Benyttet i RS2.	89
<b>Tabell 21:</b> Parametere i Mohr-Coulomb bruddkriterium for intakt berg. Benyttet i UDEC...	90
<b>Tabell 22:</b> Orientering og størrelse på antatte bergspenninger rundt dagbruddet i Norcem Kjøpsvik .....	90

<b>Tabell 23:</b> 3D-modellenes gjennomsnittlige nøyaktighet.....	108
<b>Tabell 24:</b> Anbefalte totalvinkler for geotekniske domener i dagbruddsområdet .....	115
<b>Tabell 25:</b> Bergmekaniske parametere av dolomitten hos Franzefoss Minerals AS, Ballangen (Mork, 2019). .....	127
<b>Tabell 26:</b> Bergmekaniske egenskaper for marmoren hos Brønnøy Kalk AS (Watne, 2019) .....	127

# 1 INNLEDNING

## 1.1 Dagbruddsstabilitet

Sammenlignet med bergskjæringer under sivile forhold er det reduserte krav til stabilitet i dagbrudd for bergindustrien. For å hindre en høy ustabilitet, som setter menneskeliv og materielle verdier i fare, har Direktoratet for Mineralressursforvaltning med Bergmesteren for Svalbard (DMF) anbefalt at den totale dagbruddsvinkelen ikke overstiger 50-52° (DMF, 2016). I løpet av livstiden til gruva vil det være aktuelt å gjennomføre en stabilitetsanalyse for å vurdere den maksimale totalvinkelen for endelig dagbruddsvegg, slik at risiko for ansatte og materielle verdier blir redusert men også for å forvalte mineralressursen på en best mulig måte. Gjennom en økning av totalvinkelen vil brytningen av gråberg bli redusert samtidig som det skjer en økning i brytning av økonomiske mineraler, se Figur 1. Innvirkingene som påvirker dagbruddets design kan deles inn i tre grupper: (1) sikkerhet og sosiale faktorer, (2) økonomiske faktorer og (3) miljø og regulerende faktorer (Stacey, 2009).



**Figur 1:** Illustrering av effekten en økning av totalvinkel har på brytning av økonomiske mineraler og gråberg (Stacey, 2009).

## **Sikkerhet og sosiale faktorer**

Arbeidsmiljøloven har lovpålagt arbeidsgivere i Norge krav om å gi et trygt arbeidsmiljø som ikke gir fare for dødsfall eller skade av personer på arbeidsplassen (Arbeidsmiljøloven, 2005 ).

Siden 1970-tallet, da det ble innført en formell metode for analyse av stabilitetsdesign, har det vært en reduserende trend i antall ulykker. Selv om storskala ustabilitet har forekommet de siste årene og blir registrert av offentlige styringsmakter, er det mindre skala ustabilitet som forekommer oftest og resulterer i størst antall personskade. For å øke sikkerheten må dermed alle dimensjoner for stabilitet prioriteres (Stacey, 2009).

## **Økonomiske faktorer**

I deler av livsløpet til et dagbrudd er det vanlig å operere med en lavere totalvinkel enn hva som blir sett på som optimalt for endelig dagbruddsvegg. Dette skyldes en økt pallbredde for å gi tilstrekkelig produksjonskapasitet eller hvor det ikke er innhentet nødvendige designparametere. Ved å evaluere den mineralske reserven og sikkerhetskrav som stilles til personell er det mulig å gjennomføre en stabilitetsanalyse hvor det økonomiske målet er å maksimere totalvinkelen. En brattere dagbruddsvegg vil resultere i en høyere «stripping-ratio», som beskriver forholdet mellom mengden økonomiske mineral og gråberg som brytes (Stacey, 2009).

## **Miljø og regulerende faktorer**

Ifølge Stacey (2009) er det vanligvis jurisdiksjoner som kontrollerer og setter krav til miljø og sikkerhet for dagbrudd gjennom livsløpet. Direktoratet for Mineralressursforvaltning har en slik rolle i Norge, hvor de kontrollerer at (1) arbeidet som utføres ikke medfører unødvendig skade eller forurensning på miljøet, (2) undersøkelse og drift utføres på en bergfaglig måte, (3) alle planer, pålegg og vilkår overholdes og (4) plikt for sikring og opprydding utføres under og etter avsluttet drift (Mineralloven, 2009 ).

## 1.2 Oppgavens bakgrunn

Bakgrunnen til oppgaven er Norcem Kjøpsvik sitt ønske om en grundigere undersøkelse av stabilitet av endelig dagbruddsvegg grunnet kvalitetsvariasjoner i forekomsten og en produksjon som nærmer seg bergartsgrensen. Bedriften ønsker en vurdering av stabilitet og hvilke problemer som kan oppstå basert på utvidelse av dagbruddsområdets nåværende geometri og en økning i dagbruddets totalvinkel.

Dagbruddsområdet består i dag av 10 – 15 meter høye paller og er i stor grad preget av pallbredder designet med bakgrunn i høy effektivitet av produksjon.

## 1.3 Oppgavens struktur, omfang og mål

Basert på feltarbeid og laboratorieundersøkelser utført i Thoresen (2018) vil stabiliteten av endelig planlagt dagbrudd bli undersøkt gjennom kinematisk og numerisk analyse. I tillegg vil digital strukturgeologisk kartlegging og 3D-modellering av Q-verdier bli gjennomført og fungerer som supplerende data i vurderingen og bidrar til bedre forståelse av bergmassens styrke i dypet.

Grunnlaget til den kinematiske analysen vil være basert på strukturgeologisk data innhentet i felt og utført detaljert digital strukturgeologisk kartlegging av produserte 3D-modeller.

Indeksparametere og bergmasseegenskaper som er tidligere identifisert og kvantifisert vil være inngangsparametere i både den kinematiske og numeriske analysen. Med utgangspunkt i tilgjengelige og innsamlede data skal det basert på analysene i oppgaven etterstrebtes å vurdere detalj- og totalstabilitet og foreslå stabilitetstiltak for dagbruddsområdet. Gjennom 3D-modellering av Q-verdi skal potensielle bergmekaniske stabilitetsutfordringer identifiseres.

Basert på numerisk stabilitetsanalyse skal det gis en anbefaling om optimal dagbruddsvinkel for hvert geotekniske domene i dagbruddsområdet til Norcem Kjøpsvik.





# 2 BAKGRUNN

## 2.1 Norcem Kjøpsvik

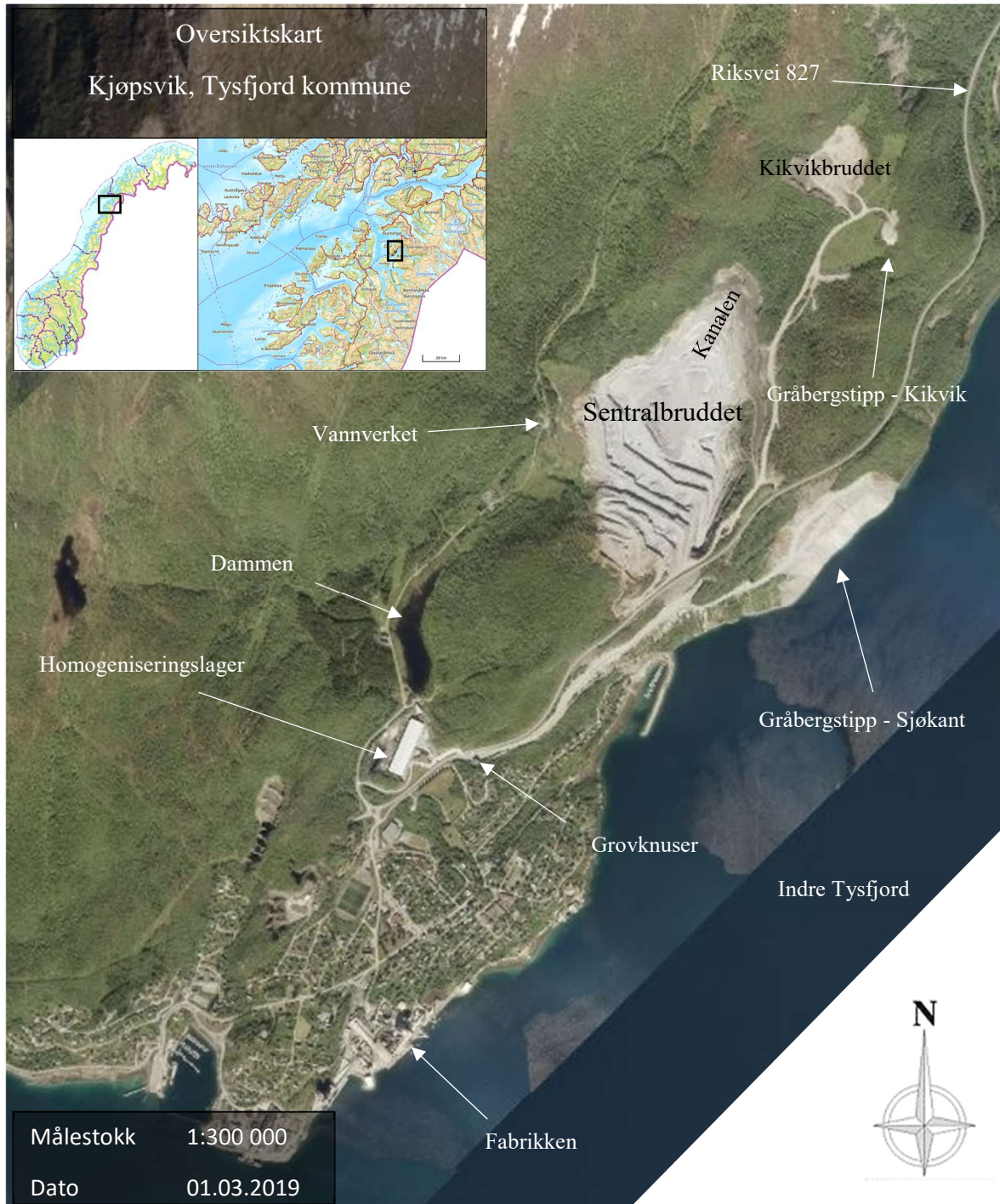
Norcem AS er Norges fremste leverandør og eneste produsent av sement og har et bredt fordelingsnettverk av depoteområder langs med kysten av landet. Bedriften er en del av HeidelbergCement Group, en global markedsleder innen tilslag i tillegg til å være en fremtredende aktør innen områder som sement og betong, som gjør selskapet til en av verdens største produsenter av byggemateriale.

I Norge har Norcem fabrikk lokalisert i Porsgrunn kommune i Telemark og i Tysfjord kommune i Nordland. Bedriften i Tysfjord ligger i kommunesenteret Kjøpsvik og bryter årlig omtrent 1 million tonn bergmasse, hvor 2/3 er kalsittmarmor som benyttes til produksjon av sement og klinker.

### 2.1.1 Geografisk plassering

Kjøpsvik ligger på nordsiden av Tysfjorden, omtrent 120 km i luftlinje nord for Bodø.

Området nord for Tysfjorden er preget av høye og bratte fjell, med nasjonalfjellet Steind (1391 meter over havnivå) som er blant de høyeste. Tettstedet Kjøpsvik er lokalisert mellom Lifjellet (849 m.o.h.) og Tysfjorden. Se Figur 2 for regional og lokal beskrivelse.

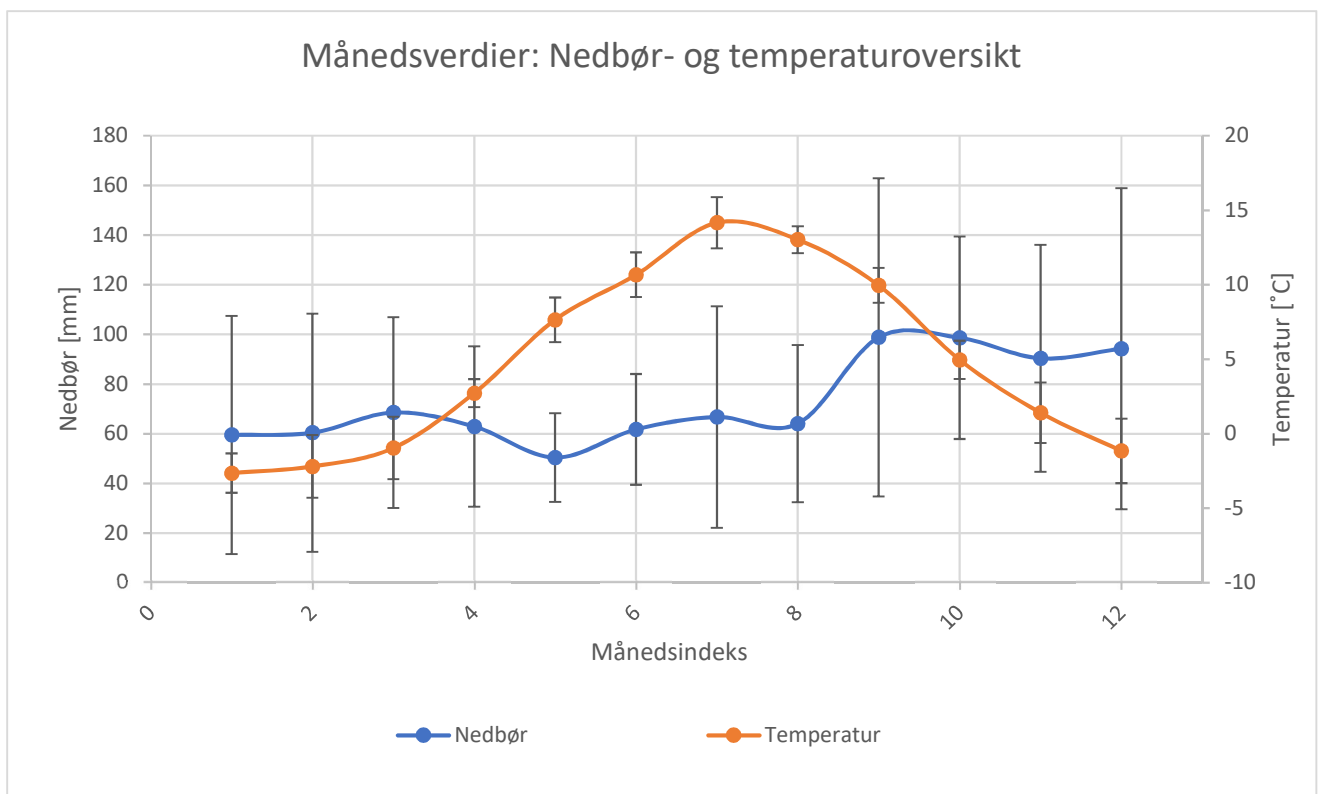


Figur 2: Oversiktsbilde av Kjøpsvik med regional kartbeskrivelse (Modifisert etter kilde fra Norcem Kjøpsvik).

### 2.1.2 Klima

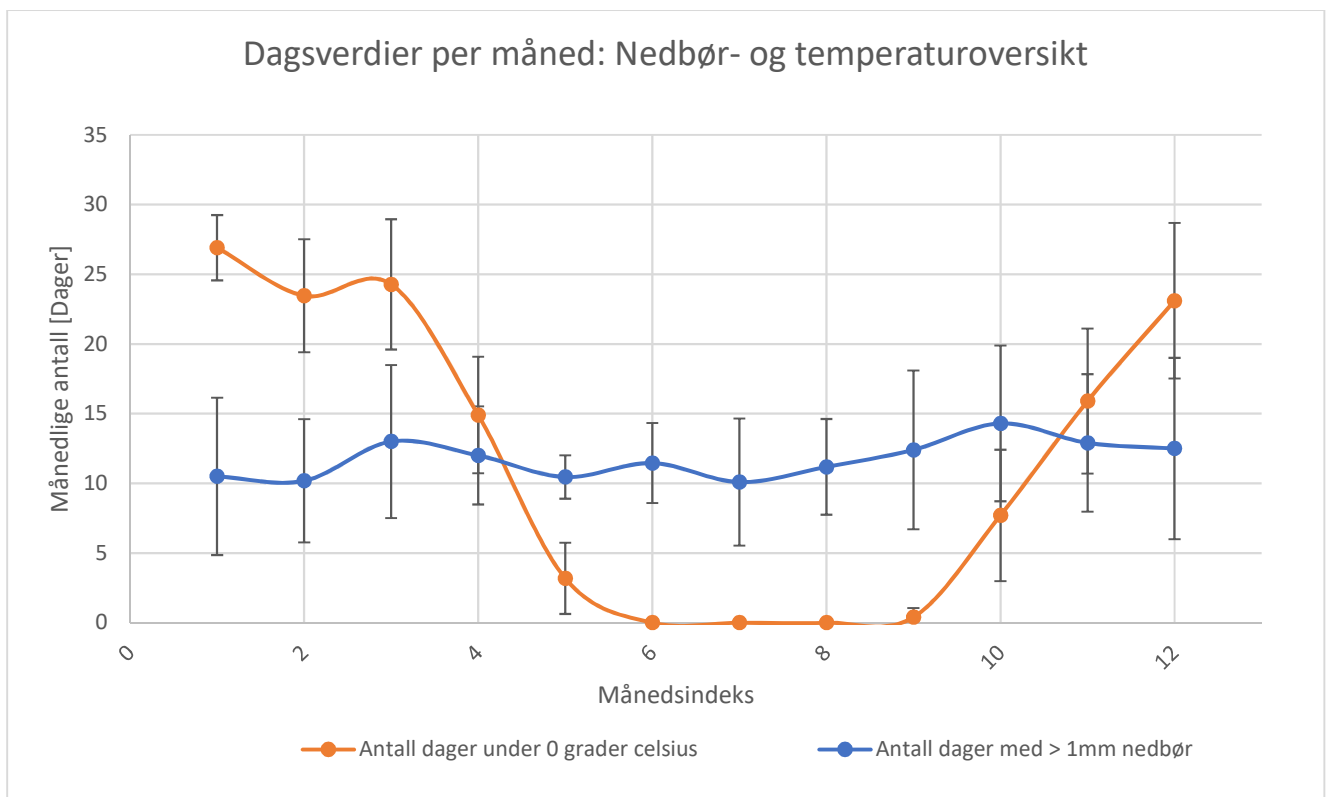
På grunn av den nære beliggenheten til kysten og Norskehavet, består klimaet i stor grad av milde somre og varme vintre. Se Figur 3 og Figur 4 for månedlige variasjoner av nedbør og temperatur for området rundt Tysfjord. Datagrunnlaget for sistnevnte figurer er registreringer fra observasjonsstasjon Drag (Ájluokta) 83710 mellom perioden 01.01.2008 – 01.09.2018 (MET (2018)).

Figur 3 viser en vinterperiode (desember – mars) som er preget av temperatur rundt  $-1.0^{\circ}\text{C}$ , mens sommerperioden (juni – august) ligger på temperatur rundt  $12^{\circ}\text{C}$  hvor juli er registrert som varmeste måned med et gjennomsnitt på  $14^{\circ}\text{C}$ . Registrerte månedlige nedbørsmengder i området har et høyest gjennomsnitt i perioden september – desember på rundt 90-100mm, mens resterende deler av årets måneder ligger på omtrent 60mm. Grafene for både temperatur og nedbør viser standardavvik, som tydelig indikerer at nedbørsmengdene kan fravike gjennomsnittet med store verdier sammenlignet med temperaturmålingene.



**Figur 3:** Månedlige verdier for nedbør og temperatur ved observasjonsstasjon Drag (Ájluokta) 83710 mellom perioden 01.01.2008 – 01.09.2018. Verdiene er oppgitt i gjennomsnitt og standardavvik.

Figur 4 viser endringen i antall dager per måned som har > 1mm nedbør og antall dager under 0°C. Vinterperioden desember – mars har i gjennomsnitt rundt 25 dager under 0°C per måned, mens sommerperioden juni – august har omtrent ingen registrerte dager. Gjennomsnittlig antall dager med > 1mm i måneden for Tysfjord er rundt 10 – 15 dager. Figur 3 og Figur 4 kan sees i sammenheng, hvor minimum registrerte dager med > 1mm og høye nedbørsmengder for en gitt måned vil indikere maksimal ekstremverdi av nedbørsfall for området.



**Figur 4:** Antall dager i årets måneder hvor temperatur er under 0 grader celsius og nedbør overstiger 1mm. Data er registrert ved observasjonsstasjon Drag (Ájluokta) 83710 mellom perioden 01.01.2008 – 01.09.2018. Verdiene er oppgitt i gjennomsnitt og standardavvik.

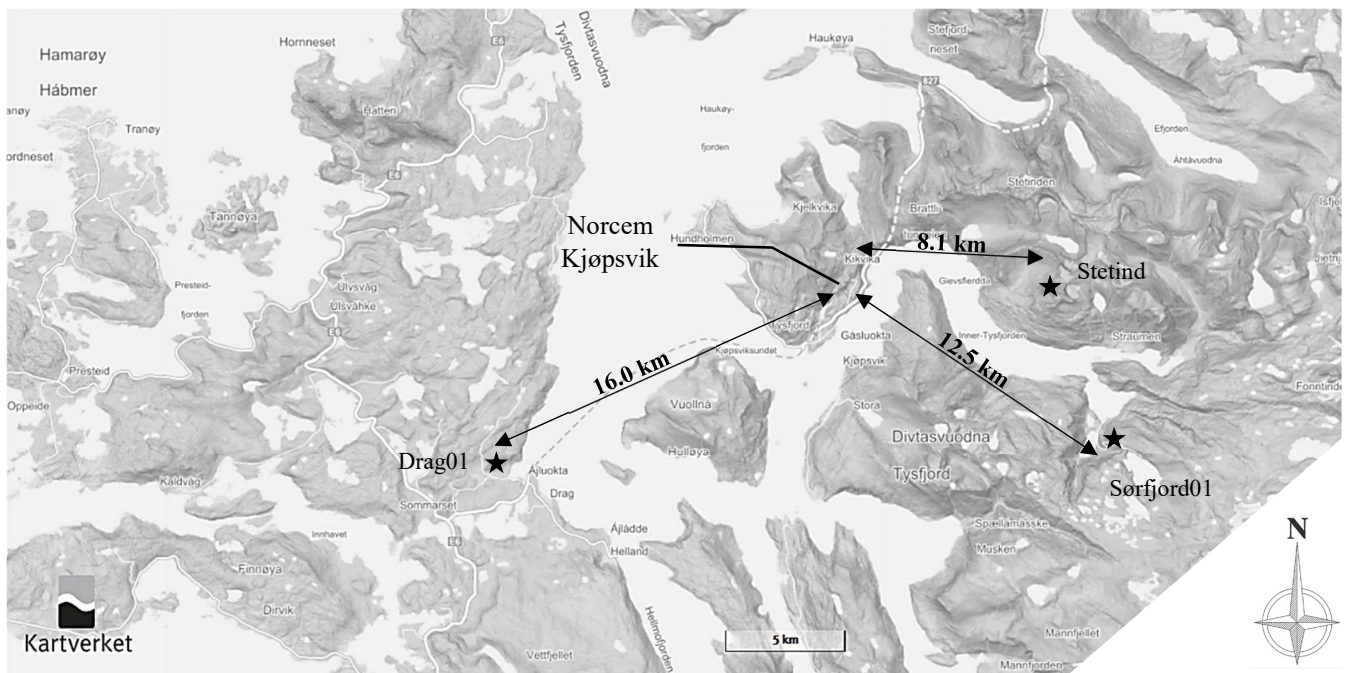
## 2.2 Bergspenningsmålinger

I forbindelse med denne masteroppgaven har det ikke blitt gjennomført noen form for bergspenningsmålinger for å måle bergspenningsfeltet rundt dagbruksområdet til Norcem Kjøpsvik. Likevel har det fra tidligere og pågående aktivitet blitt utført bergspenningsmålinger i Tysfjord, Franzefoss Minerals AS og Brønnøy Kalk AS.

### Bergspenningsmålinger i Tysfjord

Det er registrert tre bergspenningsmålinger av høy kvalitet i lokal nærhet av Kjøpsvik (Hanssen, 1998). Lokalitetene for hver av bergspenningsmålingene Drag01, Sørfjord01 og Stetind er gitt i Figur 5, med henholdsvis omtrentlig avstand 16.0 km, 12.5 km og 8.1 km.

Data fra bergspenningsmålingene er gitt i Tabell 1.



Figur 5: Lokalitet for bergspenningsmålinger rundt Kjøpsvik (Kartverket, 2019).

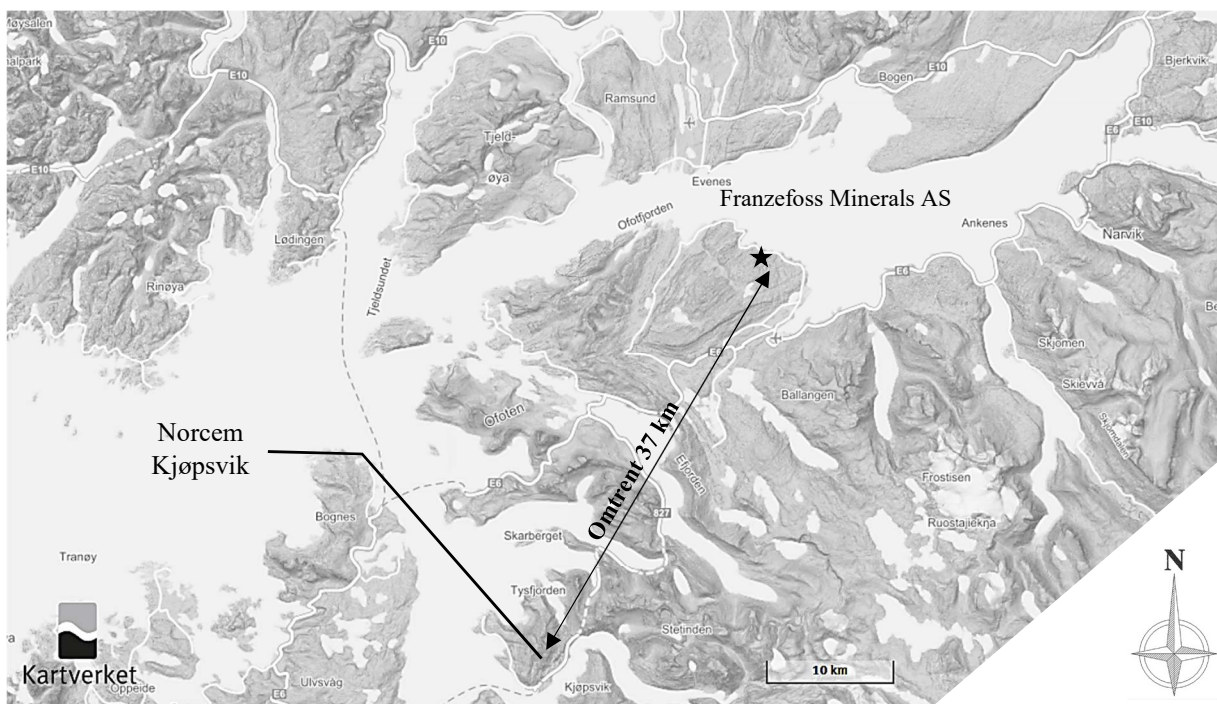
Tabell 1: Bergspenningsdata for lokaliteter rundt Kjøpsvik (Hanssen, 1998).

Borehullsnavn	Meter over havnivå	Overdekning [m]	Lat [des]	Lon [des]	$\sigma_H$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_v$ [MPa]	$\sigma_H$ [asimut]	$\sigma_h$ [asimut]
Drag01	87.4	35	68.050	16.048	9.1	8.6	4.1	N129	N039
Sørfjord01	213.5	230	68.061	16.663	9.3	4.5	4.1	N054	N144
Stetind	1013.6	250	68.110	16.610	5.9	4.8	7.1	N092	N002



## Franzefoss Minerals AS, Ballangen

Dolomittgruva i Ballangen, som er eid og drevet av Franzefoss Minerals AS, har utført en rekke 3D bergspenningsmålinger i forbindelse med kontroll av stabiliteten i underjordsgruva. I forbindelse med oppgaven har bedriften delt informasjon om målinger fra 2009, se Tabell 2. Disse verdiene er antatt å være blant de mer representerbare målingene av det naturlige bergspenningsfeltet, med tanke på påvirkninger fra brytningen i gruva. Koordinat for utført bergspenningsmåling er ved system NGO akse V gitt ved punkt (-2929, 1158323, 43) (Mork, 2019). Dolomitt er vertsbergart ved måling og de bergmekaniske egenskapene for bergarten er vist i vedlegg B sammen med stereoplott av hovedspenningene.



**Figur 6:** Lokaltet i Ballangen for utført bergspenningsmåling i forhold til Norcem Kjøpsvik (Kartverket, 2019)

**Tabell 2:** Størrelse og orientering av bergspenninger målt ved Franzefoss Minerals AS, Ballangen (Mork, 2019)

Bergspenningsmåling fra Franzefoss Minerals AS					
$\sigma_1$ [MPa]		$\sigma_2$ [MPa]		$\sigma_3$ [MPa]	
8.5 ± 3.1		6.0 ± 2.5		4.4 ± 1.2	
Asimut	Fall	Asimut	Fall	Asimut	Fall
N109	NV45°	N017	S03°	N284	SØ45°

## Brønnøy Kalk AS

Brønnøy Kalk AS, eid av Norsk Mineral AS, har gjennom SINTEF utført 3D bergspenningsmålinger for å måle den upåvirkede (in-situ) spenningssituasjonen i området (Tabell 3). Bedriften er lokalisert i Velfjorden, sør på Helgelandskysten i Nordland, hvor de siden 1997 har hatt uttak av marmor. Bergarten og forekomstens dannelse er i denne oppgaven sett på som sammenlignbar med marmoren i Kjølsvik. Verdier av enaksjell kompresjonsstyrke og E-modul for Brønnøy Kalks marmor er lagt i vedlegg.

**Tabell 3:** Utførte bergspenningsmålinger hos Brønnøy Kalk AS (Larsen et al., 2007)

	Akselberg			Forbergskog			Engadal		
	Spenning [MPa]	Orientering [°]	Fall [°]	Spenning [MPa]	Orientering [°]	Fall [°]	Spenning [MPa]	Orientering [°]	Fall [°]
Største hovedspenning, $\sigma_1$	14.6	252	14	10.1	28	6	7.4	285	5
Mellomste hovedspenning, $\sigma_2$	11.3	108	74	5.2	285	67	3.6	188	55
Minste hovedspenning, $\sigma_3$	9.6	344	9	3.6	121	22	2.7	18	35
Vertikalspenning, $\sigma_v$	11.4	-	-	5.0	-	-	3.3	-	-
Minste horisontalspenning, $\sigma_h$	9.7	163	-	3.9	119	-	3.0	15	-
Største horisontalspenning, $\sigma_H$	14.4	73	-	10.1	29	-	7.4	105	-
Stereoplott									

## 2.3 Tekniske bakgrunnsdata

I dette delkapittelet vil det bli presentert eksisterende data og resultat som har blitt innhentet fra et tidligere tidspunkt, og som er nødvendig i denne oppgaven. For en mer nøyaktig evaluering av presentert data henvises det videre til Thoresen (2018).

Feltkartleggingen har fokusert på større svakhetsplan som vil kunne påvirke stabiliteten. Gjennomsnittlig orientering (fall/fallretning) er estimert basert på stereografiske plott i Dips 7.0, se Figur 7 med tilhørende verdier i Tabell 4. Slik det ble diskutert, skilles det på ingen måte mellom karakteristikker og egenskaper for ulike svakhetsplanen eller sprekkesett. På denne måten har ikke stabiliteten for større svakhetssoner og/eller knusningssoner blitt tatt hensyn til.

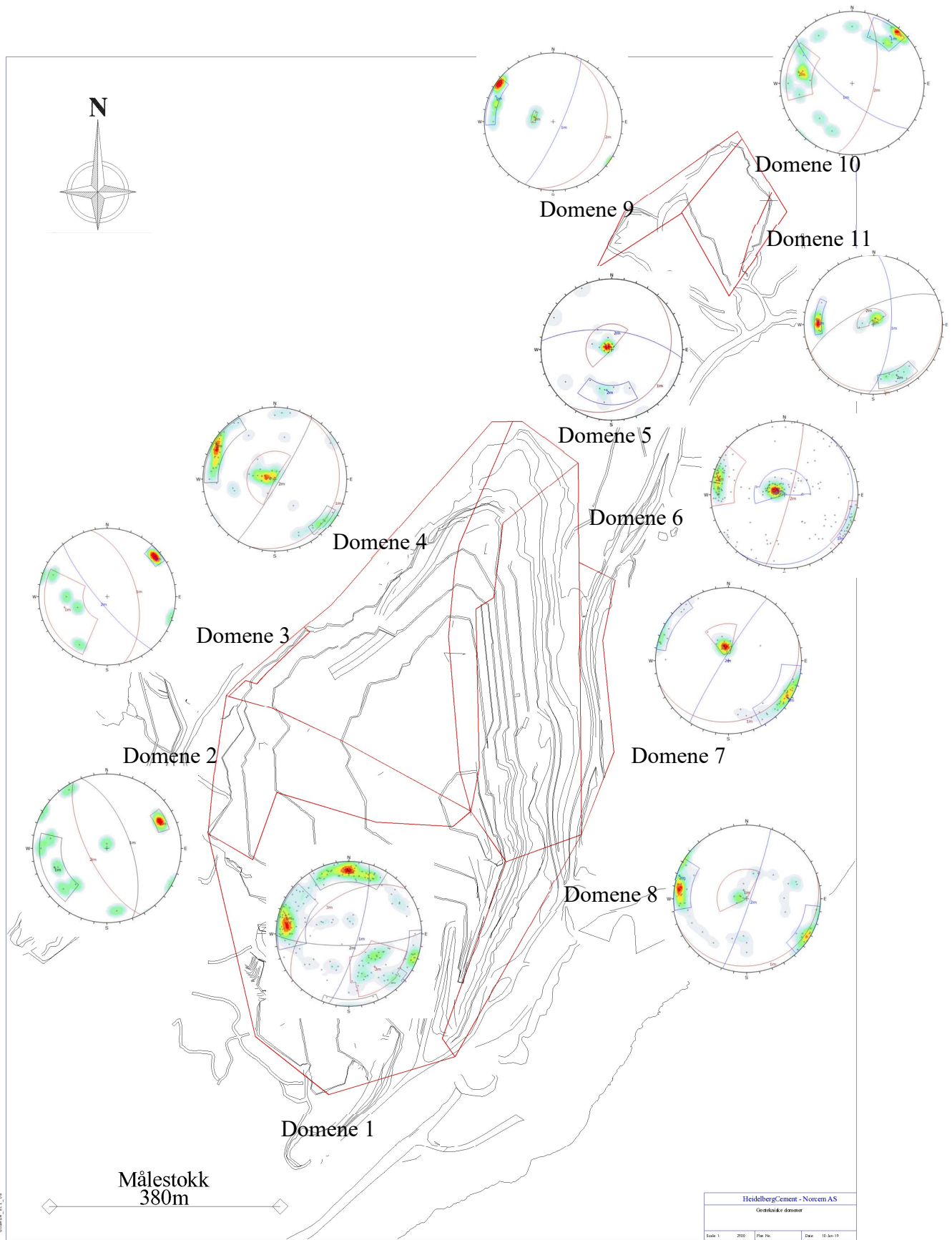
### 2.3.1 Strukturgeologisk feltkartlegging

I hele dagbruddsområdet vil eksfoliasjons- og foliasjonssprekker være gjengående med noe varierende fallvinkel og fallretning. Dagbruddsvegg orientert på tvers av forekomstens strøk kan vise andre sprekkesett.

**Tabell 4:** Registrerte sprekkesett og deres overflateforhold i hvert domene. Orienteringen er gitt i fall/fallretning.

Domene	S1	S2	S3	Antall registreringer	Overflateforhold	Bergart
1	79/106	77/179	48/322	192	Oksidert	Kalsittmarmor
2	54/076	80/230		7	Uforvitret	Kalsittmarmor
3	64/070	69/243		11	Uforvitret	Granatglimmerskifer
4	12/110	85/121		54	Lite oksidasjon	Kalsittmarmor
5	13/127	60/007		21	Lite oksidasjon	Kalsittmarmor
6	10/128	84/105		225	Lite oksidasjon	Kalsittmarmor
7	10/160	86/109		50	Uforvitret	Granatglimmerskifer
8	18/163	85/302		66	Uforvitret	Kalsittmarmor
9	80/114	23/104		8	Uforvitret	Granatglimmerskifer
10	73/219	65/102		17	Oksidert	Kalsittmarmor
11	69/094	69/335	05/171	24	Oksidert	Kalsittmarmor





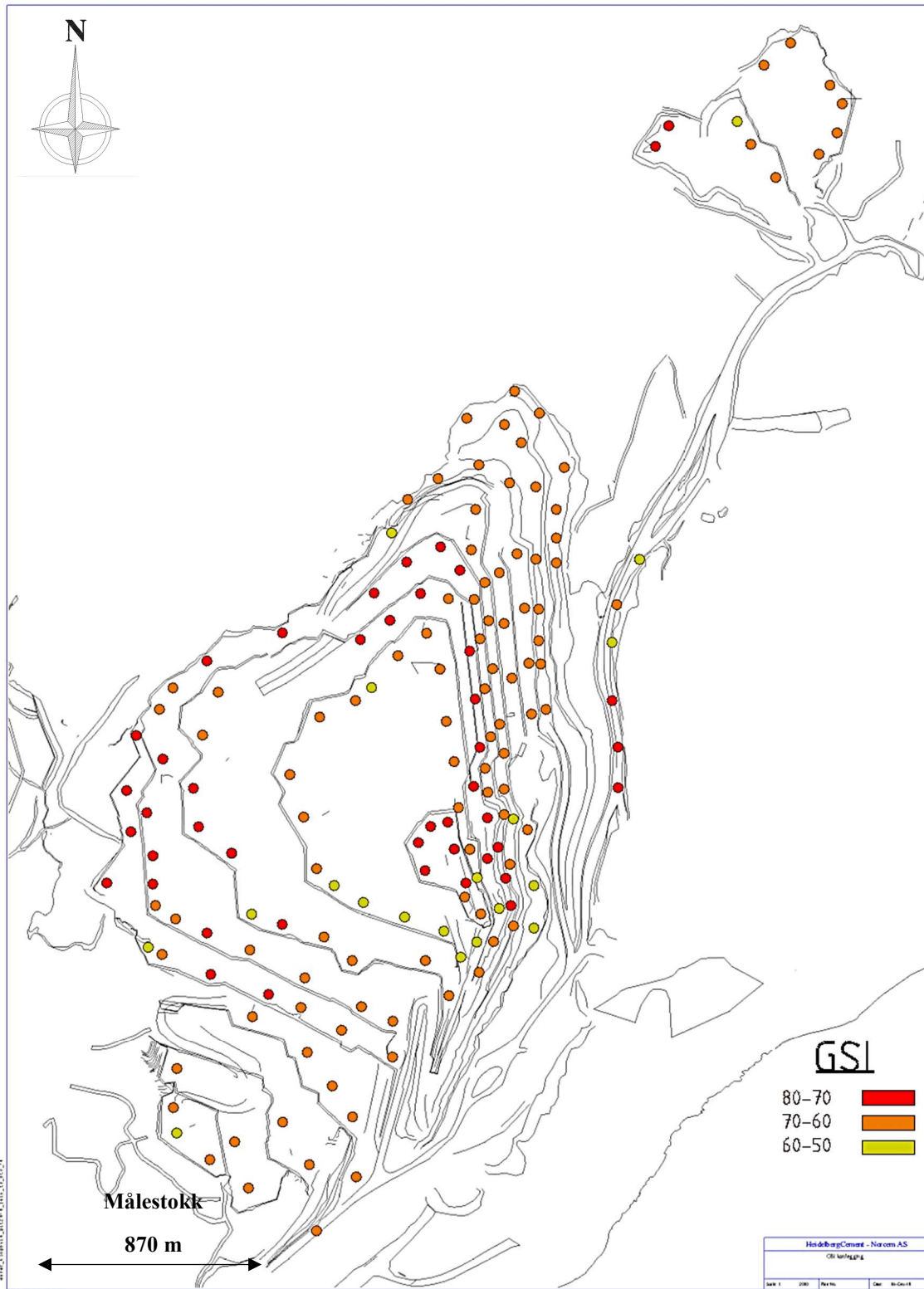
**Figur 7:** Svakhetsplan registrert ved feltkartlegging for de ulike geotekniske domene i dagbruddsområdet

### 2.3.2 Bergmasseklassifisering

Kvaliteten av bergmassen i Kjøpsvik er kvantifisert i henhold til GSI-systemets beskrivelse av oppsprukket berg, se skjema i vedlegg A. Metoden baserer seg på vurdering av oppsprekking og overflateforhold på sprekkesett ved upåvirket bergmasse (Marinos et al., 2007). Basert på tolkning av bergmassekvalitet ved pallnivå i Sentralbruddet og i Kikvikbruddet er det kvantifisert verdi av in-situ bergkvalitet med et intervall på ti for å ta høyde for variasjon, se Figur 8. Gjennom befaring i begge områder er GSI-verdi tolket til å variere mellom 50 og 80. Bruddet består av foliert kalsittmarmor med unntaksvis hvor bergartsgrensen krysses og går over i skifrig granatglimmerskifer. Kalsittmarmoren varierer i grad av oppsprekking langs foliasjonen. I områder hvor hovedsakelig eksfoliasjonssprekker er enerådige er bergarten tolket til å være av høy GSI-verdi. Lavere GSI-verdi er gitt bergmasse bestående av to til tre sprekkesett og hvor overflateforhold langs svakhetsplanet var preget av oksidasjon.

Følgende observasjoner er gjort ved kvantifisering av GSI.

- Domene 1 er betydelig preget av oksidasjon på svakhetsplan med to til tre sprekkesett.
- Domene 2-4 er i svært liten grad preget av oksidasjon og består i hovedsak mellom ett og to sprekkesett.
- Domene 5 og 6 består i hovedsak av to svakhetsplan med lite preg av oksidasjon. Sør i domene 6 er i større grad preget av økt tetthet av foliasjonssprekker.
- Domene 10 og 11 er preget av oksidasjon på svakhetsplan med to til tre sprekkesett.



**Figur 8:** Bergmasseklassifisering i Sentralbruddet og Kikkvikbruddet gjort i henhold til GSI-systemet.

### 2.3.3 Estimerte parametere og egenskaper for bergmassen

Verdiene som gjengis nedenfor er presentert for bruk i stabilitetsanalyse. Indeksegenskapene i Tabell 5 er for finkornet og grovkornet kalsittmarmor og granatglimmerskifer, oppgitt som gjennomsnitt  $\pm$  standardavvik. Estimerte verdier av parametere i Barton-Bandis skjærbruddkriterium er gitt i Tabell 6 og 7. Basis friksjonsvinkel er korrigert etter anbefalt bruk av Stimpsons metode (Alejano et al., 2018). Målingene av JCS og JRC er gitt i henhold til registrert domene, hvor beregnet verdi av JCS for flere lokaliteter i ett domene har tatt utgangspunkt i %-vektet fordeling av totale registreringer. Parameterne er skalert til 5 meter størrelser etter observasjoner gjort i felt. Teori for skalering til feltstørrelse er beskrevet i avsnitt 4.2.1.

**Tabell 5:** Indeksegenskaper for intakt bergmasse. Verdier er gitt som gjennomsnitt  $\pm$  standardavvik.

Parametere	Antall prøver	Finkornet kalsittmarmor	Antall prøver	Grovkornet kalsittmarmor	Antall prøver	Granatglimmerskifer
Enaksiell kompresjonsstyrke [MPa]	2	77.4 $\pm$ 0.5	4	59.1 $\pm$ 1.94	4	41.6 $\pm$ 5.322
E <sub>i</sub> -modulus [GPa]	2	51.6 $\pm$ 1.465	4	49.4 $\pm$ 3.40	4	11.4 $\pm$ 1.543
Poissons forholdstall	2	0.385 $\pm$ 0.015	4	0.335 $\pm$ 0.045	4	0.337 $\pm$ 0.020
Tetthet [kg/m <sup>3</sup> ]	3	2728 $\pm$ 2.70	4	2703.0 $\pm$ 1.99	6	2778 $\pm$ 45.93

**Tabell 6:** Estimerte og korrigert verdi av basis friksjonsvinkel gitt som median og standardavvik

Litologi	Antall forsøk	$\beta_{\text{median}}$ [°]	$\sigma_{\beta}$ [°]	$\phi_b$ [°]	$\sigma_{\phi}$ [°]
Kalsittmarmor (Finkornet)	15	30.5	1.28	27.0	1.19
Kalsittmarmor (Grovkornet)	20	31.5	2.24	27.95	2.09
Granatglimmerskifer	30	32.4	1.37	28.75	1.28

**Tabell 7:** Estimerte verdier av JRC og JCS etter domene for lab skala og feltskala størrelse.

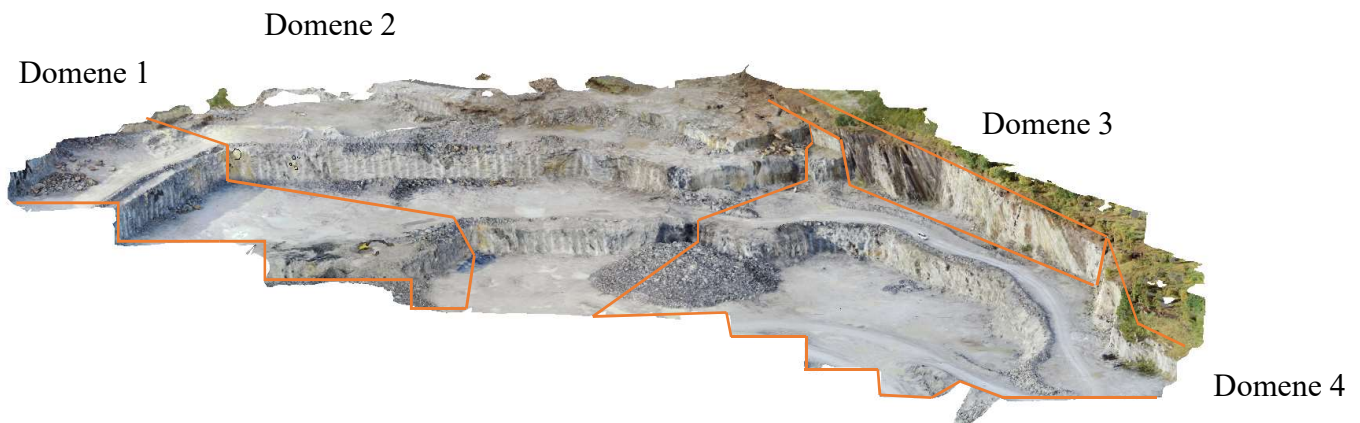
Domene	Antall målinger	JRC <sub>0</sub>	JRC <sub>n</sub>	Antall målinger	JCS <sub>0</sub> [MPa]	JCS <sub>n</sub> [MPa]
		L = 0.04 – 0.12m	L = 5m		L = 0.5m	L = 5m
1	6	7.1 $\pm$ 1.3	4.0 $\pm$ 0.34	31	41.67	25.5
3	3	7.0 $\pm$ 1.4	4.0 $\pm$ 0.44	20	25.50	15.7
4	3	7.0 $\pm$ 2.1	4.0 $\pm$ 0.722	29	29.16	18.0
6	3	6.0	3.75 $\pm$ 0.06	Ingen registreringer		
7	Ingen registreringer			10	46.1	30.4*

\*Beregnet verdi har tatt utgangspunkt i JRC<sub>0</sub> for domene 6.

### 2.3.4 Structure – from – Motion fotogrammetri

Den vestlige delen av Sentralbruddet ved nivå 60 har blitt konstruert i en georeferert 3D-modell, *Sentralbrudd 60*, og skal danne grunnlaget for en detaljert digital strukturgeologisk kartlegging for hele domene 2 og 3 samt deler av domene 4 og 1. Hvert domene er markert i Figur 9. Modellen er basert på 644 skråstilte og vertikale bilder, hvor en DJI Phantom 4 Pro drone har blitt benyttet for datainnhenting. Tre GPS-målte kontrollpunkt er brukt for georeferering. Ved produksjon ble området delt inn i 484 volumetriske grid på 17 meter.

3D-modellen i Figur 9 er tydelig og sammenhengende og viser høy oppløsning på vertikale og horisontale flater. Store deler av domene i modellen viser klare detaljer.



**Figur 9:** 3D-modell Sentralbrudd 60. Georeferert 3D-modell i Sentralbruddet for den vestlige delen av nivå 60 med markerte domener.

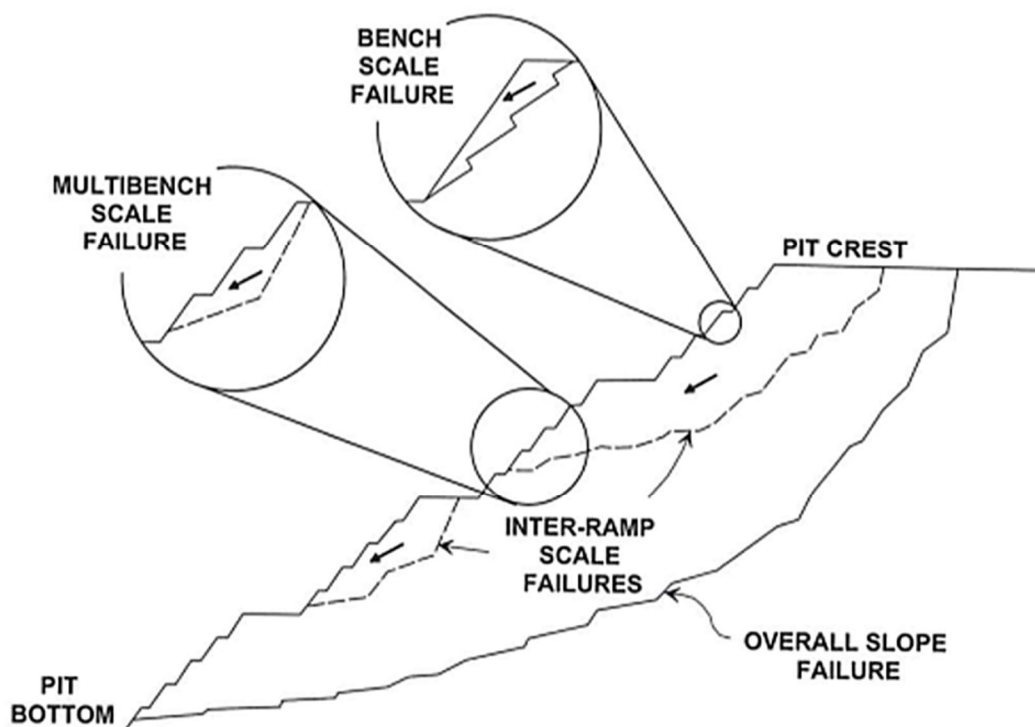


# 3 TEORI

## 3.1 Stabilitetsproblemer i bergskråninger

Stabiliteten av bergskråninger vil variere med tid og er avhengig av hvilke mekanismer som påvirker. For å evaluere effekten over tid, skilles det mellom korttids- og langtidsstabilitet. Dette skyldes i hovedsak forskjellige mekanismer som er mer fremtredende med tiden og har avgjørende påvirkning på stabiliteten. Korttidsstabilitet, f. eks. gjennom 10 – 20 år eller dagbruddets levetid, vil inkludere f. eks. effekten av vann i bergmassen eller tine og fryseprosesser, som har avgjørende påvirkning. Langtidsstabilitet, f. eks. en naturlig bergskråning etter siste istid, vil i større grad være påvirket av f. eks. krypdeformasjoner som utvikles over tid eller forandring i kjemisk og strukturelle karakteristikk i bergmassen (Nilsen, 1979, Parra et al., 2018).

For å evaluere stabiliteten i et større dagbrudd eller andre store bergskjæringer er det, ifølge Nilsen (1979), vanlig å analysere med hensyn på total- og detaljstabilitet, dvs. henholdsvis stabilitet av den totale bergveggen og én eller få sammenhengende nivå i en bergskråning, slik det er illustrert i Figur 10.



Figur 10: Illustrering av total- og detaljstabilitet (Stacey, 2009)

I hovedsak er det orientering av sprekker og større diskontinuiteter, i forhold til bergveggen, som vil bestemme bruddflaten for den ustabile bergmassen (Nilsen, 1979). Figur 12 viser de karakteristiske utglidningene som kan forekomme i en bergskråning, men er i stor grad forenklet for å gjøre det klart hvordan bruddflaten forekommer. I en reell situasjon vil det kunne være en rekke geologiske strukturer tilstede, slik at forskjellige bruddflater vil kunne være mulig samtidig (Wyllie and Mah, 2004). Nilsen (1979) deler bruddflatene inn i følgende fem grupper:

***a.) Utrasing langs en plan flate***

I sterke og uforvitrede bergarter vil dette være den vanligste formen for utglidning, hvor bruddflaten utgjør ett enkelt svakhetsplan eller langs et bruddplan som oppstod på grunn av flere parallelle og usammenhengende svakhetsplan. Orienteringen av svakhetsplanets strøk er innen  $\pm 20^\circ$  parallelt med skråningen, hvor planet har utgående i den nedre og øvre delen av den steiltstående bergskråningen, se Figur 12a. For at brudd skal fremkomme, er det nødvendig at vinkel på glideplanet er brattere enn friksjonsvinkel og at avskjærende overflater som definerer omfanget på bruddsonen har negligierende motstandsevne (Wyllie and Mah, 2004).

***b.) Utrasing langs to plane flater***

To svakhetsplan skjærer hverandre og fungerer som et glideplan for en kileformet bergmasse. Skjæringslinjen mellom de to svakhetsplanene har en lavere fallvinkel enn den steile bergveggen slik at glideplanet har utløp i pallfronten, se Figur 12b. For at utglidning skal forekomme, må skjæringslinjen i tillegg være brattere enn den gjennomsnittlige friksjonsvinkel for de to svakhetsplanene (Wyllie and Mah, 2004).

***c.) Utvelting («toppling»)***

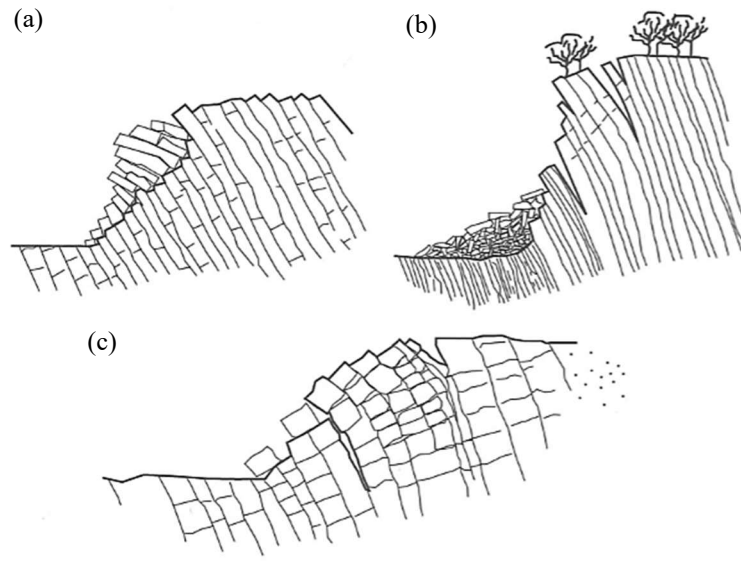
Steiltstående sprekkesett med strøk tilnærmet parallell med bergskråningen er forutsetningen for at utvelting skal kunne inntreffe. Dermed vil flak eller plater av bergmassen kunne rase ut, se Figur 12c. Wyllie and Mah (2004) skiller videre mellom blokk og bøyelig utvelting. *Blokkutvelting* forekommer som oftest i sterke bergarter, hvor det gjennom to ortogonale sprekkesett dannes individuelle kolonner. I denne forbindelsen er det ett steiltstående sprekkesett som faller inn i bergveggen, og ett slaktfallende sprekkesett med stor sprekkeavstand som definerer blokkhøyden, se Figur 11a. For at utvelting skal forekomme,



må tyngdepunktet til blokken befinne seg på utsiden av grunnflaten.

*Bøyelig utvelting*, illustrert i Figur 11b, forekommer i tilfeller hvor bare det steilstående sprekkesettet er veldefinert og resulterer i kontinuerlige kolonner av bergmasse som brekker av gjennom bøyning.

*Blokk-bøyelig utvelting*, illustrert i Figur 11c, er karakterisert ved bøyning av blokkformede kolonner av bergmasse, som skyldes akkumulert forskyvning i det kryssende sprekkesettet.



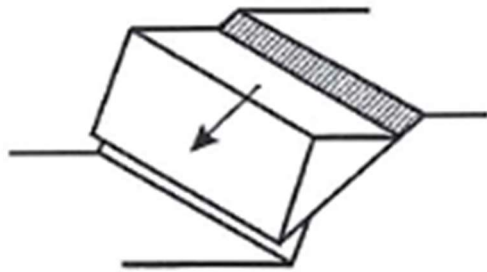
**Figur 11:** Ulike typer utvelting. **a.)** Blokkutvelting. **b.)** Bøyelig utvelting. **c.)** Blokk-bøyelig utvelting (Wyllie and Mah, 2004)

#### ***d.) Utrasing langs en krum flate***

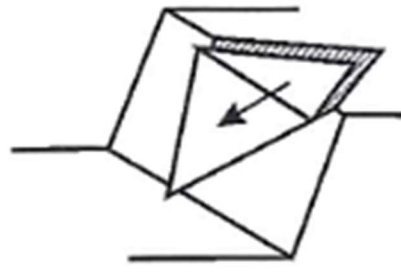
I tilfeller hvor bergmassen er sterkt oppsprukket i flere ulike retninger eller forvitret og har resultert i et svekket homogent materiale, kan det oppstå utrasing langs en krum glideflate. Denne bruddannelsen er ofte lokalisert i løsmasser og i kohesjonsmasser (f. eks. leire). Ifølge Wyllie and Mah (2004) vil formen på bruddplanet være avhengig av de geologiske forholdene i skråningen. Et homogent og oppsprukket materiale vil ofte resultere i en grunn bruddflate med stor radius fra en tensjonssprekk i bakhånd og med utløp i tåen på skråningen, mens leire normalt vil resultere i et dypere bruddplan og lavere radius hvor bruddflaten har utløp på nedsiden av bergskråningens fot.

#### ***e.) Steinsprang***

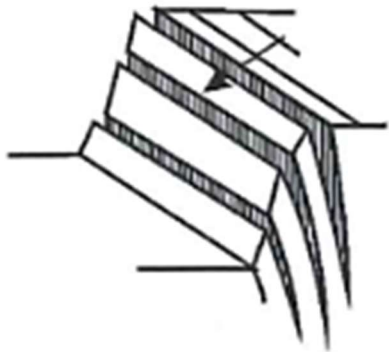
Sammenlignet med de nevnte bruddflatene i Figur 12a. – d., så forbindes ofte steinsprang med bergmasse av mindre enn 1000 m<sup>3</sup>. Utløsende prosesser som kan forårsake steinsprang befinner seg nært overflaten, slik som frostsprengning (Nilsen, 1979).



a) Utrasing langs en plan flate



b) Utrasing langs to plane flater



c) Utvelting ("toppling")



d) Utrasing langs en krum flate



e) Steinsprang

Figur 12: Oversikt over karakteristiske ustabiliteter i bergmassen (Nilsen, 2016)

## 3.2 Faktorer som innvirker på stabiliteten

For å kunne analysere og evaluere stabiliteten av bergskråninger er det nødvendig å ha innsikt i hvilke faktorer som har størst innvirkning. Ifølge litteraturen er det stor internasjonal enighet i hvilke faktorer som påvirker stabiliteten, men hver av disse må vurderes i hver enkelt situasjon for å definere graden av påvirkning (Pantelidis, 2009, Nilsen, 1979, Parra et al., 2018, Naghadehi et al., 2011, Sjöberg, 1999). Følgende faktorer er gjort rede for og klassifisert basert på om faktorene har opprinnelse i ytre eller geologiske forhold:

### **Bergmassens utløsende faktorer**

- Bergartsgrenser og materialtekniske egenskaper
- Oppsprekking og svakhetssoner i bergmassen
- Bergspenningsforhold

### **Ytre utløsende faktorer**

- Hydrogeologiske forhold og klima
- Seismiske hendelser og sprengningsrystelser
- Geometrisk design

### 3.2.1 Bergmassens utløsende faktorer

Tilstanden til en bergmasse som et resultat av tidligere geologiske prosesser vil i stor grad avgjøre og sette grunnlaget for stabiliteten til en bergskråning.

#### ***Bergartsgrenser og materialtekniske egenskaper***

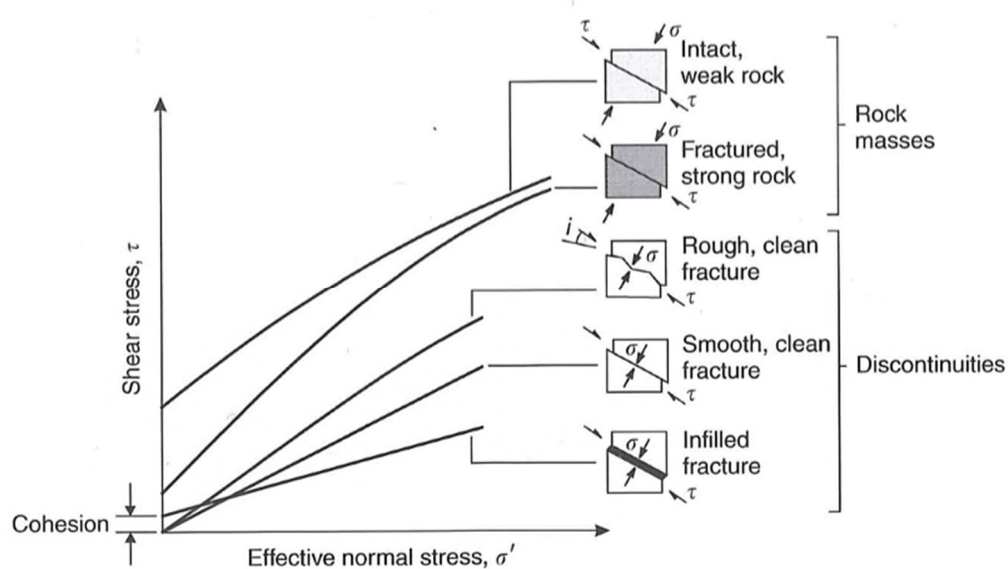
Under forhold hvor det grenses mellom to bergarter eller ved foldede bergartsstrukturer, kan det oppstå ustabilitet. Eksempel for slike situasjoner er når et svakt bergartslag har en skrå utgående i begge ender av bergskråningen eller at en pallfront står vinkelrett på en synklinal med fallende foldeakse ut av fronten.

I tilfeller med stor topografisk variasjon over et lite område eller høy tektoniske spenninger vil kunne føre til spenningskonsentrasjon, slik at bergmassens styrke vil være av betydning for stabiliteten. Videre vil en økende spenningsanisotropi bidra til større belastning på bergskjæringens fot og fare for etterfølgende utrasing. Dermed vil stabiliteten bedres ved økende bergartsstyrke, som også kan sees i tilfeller med brudd langs et svakhetsplan (Nilsen, 1979). For at utrasing langs et diskontinuitetsplan skal kunne inntreffe, kreves energi til å overvinne skjærfastheten hos det tilhørende planet, som er en funksjon av bergartens styrke. I

tillegg vil egenskaper som tyngdetetthet, Poissons forhold og elastisitetsmodul ha påvirkning på spennings situasjonen og dermed stabiliteten.

### ***Oppsprekking og diskontinuiteter i bergmassen***

Vanlige diskontinuiteter i bergmassen klassifiseres, ifølge Wyllie and Mah (2004), som forkastning, lagdeling, foliasjon, sprekk, kløv og skiffrighet, og vil enkeltvis variere i betydning for stabiliteten. Totalstabilitet vil i mange sammenhenger bli forbundet med større svakhetssoner, men ingenting tilsier at en rekke mindre bruddplan kan føre til dannelsen av et større glideplan. Ifølge Nilsen (1979) vil følgende faktorer ha innvirkning på stabiliteten hos et system av diskontinuiteter: orientering, frekvens, kontinuitet, ruhet og tilstedeværelsen av sleppemateriale. Orienteringen vil i stor grad bestemme om utglidning er kinematisk mulig, mens frekvens og kontinuitet gir en beskrivelse av henholdsvis bergmassens styrke og størrelsen av allerede dannede glideplan. Videre har ruhet og en eventuell tilstedeværelse av sleppemateriale en sentral rolle for skjærfastheten langs et svakhetsplan, slik det er illustrert i Figur 13. Skjærfastheten for oppsprukket sterk bergmasse vil ha stor effekt av økende normalspenning og nærme seg forhold for intakt svak bergmasse, mens skjærfastheten for diskontinuiteter vil i stor grad avhenge av ruhet og overflateforhold (Wyllie and Mah, 2004). En økning i normalspenning vil i tillegg resultere i høyere maksimal og residual skjærfasthet henholdsvis før og etter at ruhet er avskåret gjennom deformasjon (Nilsen, 1979).



**Figur 13:** Sammenligning av skjærfasthet for bergmasse og ulike diskontinuiteters overflateforhold med varierende effektiv normalspenning (Wyllie and Mah, 2004).

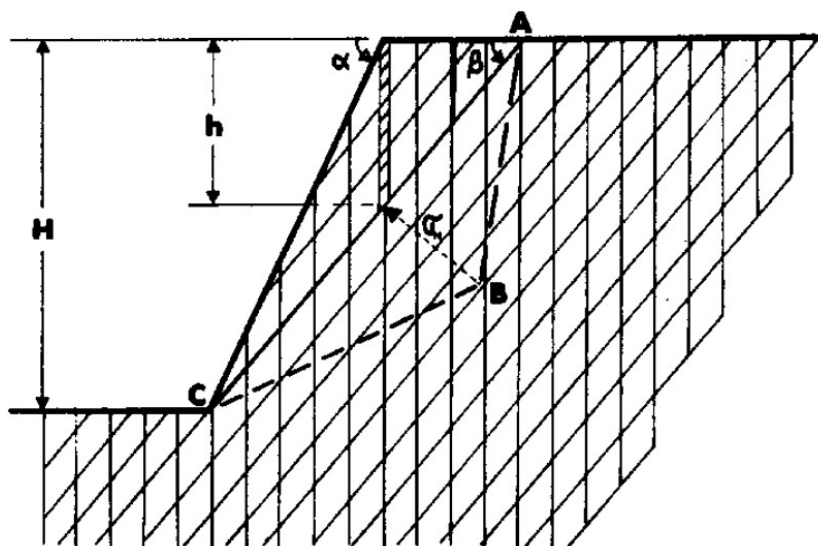
Skjærfastheten for en diskontinuitet er blant annet definert gjennom Barton-Bandis skjærbruddkriterium i ligning (1)

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan[\phi_b + JRC \cdot \log_{10}[\frac{JCS}{\sigma_n}]] = \sigma_n \cdot \tan[\phi_b + i] \quad (1)$$

hvor  $\tau$  og  $\sigma_n$  er henholdsvis skjærstyrken og normalspenningen ved sprekkeplanet, JRC er ruhetskoeffisienten, JCS er trykkstyrken til svakhetsplanet,  $\phi_b$  er basis friksjonsvinkel og  $i$  er dilasjonsvinkelen. For en oppsprukket bergskjæring forklarer Barton (1973) at under lave normalspenninger vil skjærkraften langs sprekkesett har store variasjoner og dermed påvirke stabiliteten. Ligning (2) beskriver den maksimale normalspenningen for et sprekkeplan som befinner seg vertikalt under toppen av en bergskjæring og har utløp i dagen, hvor  $\gamma$  er spesifikk tyngdetetthet for bergmassen. For illustrasjon av parameterne, se Figur 14.

$$\sigma_n = \gamma H \cdot [\cot[\beta] - \cot[\alpha]] \cdot \sin[\beta] \cdot \cos[\beta] \quad (2)$$

- H: Høyden på bergskjæringen
- $\beta$ : Fallvinkel til kritisk sprekkesett
- $\alpha$ : Bergskjæringens fallvinkel
- $\sigma_n$ : Maksimal normalspenning på svakhetsplanet



Figur 14: Maksimal normalspenning for et sprekkesett (Barton, 1973)

Ved estimering av JRC og JCS i felt i henhold til ISRMs anbefalinger for labskala prøve, er det nødvendig å korrigere for in-situ størrelse gjennom ligning (3) og (4)

$$JRC_n = JRC_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02JRC_0} \quad (3)$$

$$JCS_n = JCS_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03JRC_0} \quad (4)$$

hvor  $L_n$ ,  $JRC_n$  og  $JCS_n$  er henholdsvis in-situ lengde på diskontinuitetsplanet og JRC- og JCS-korrigert etter lengde  $L_n$  på svakhetsplanet.  $L_0$ ,  $JCS_0$  og  $JRC_0$  er henholdsvis labskala lengde av diskontinuitetsplan og JCS- og JRC-estimat basert på labskala prøver (Wyllie and Mah, 2004).

Parametere for diskontinuiteters stivhet (skjærstivhet ( $k_s$ ) og normalstivhet ( $k_n$ )) beskriver karakteristikkene ved spenningsdeformasjon og er fundamentale egenskaper ved numerisk modellering av oppsprukket bergmasse (Li et al., 2012). Ifølge Preh and Poisel (2004) anbefaler Itasca (2011) en stivhet på svakhetsplanet gitt i ligning (5)

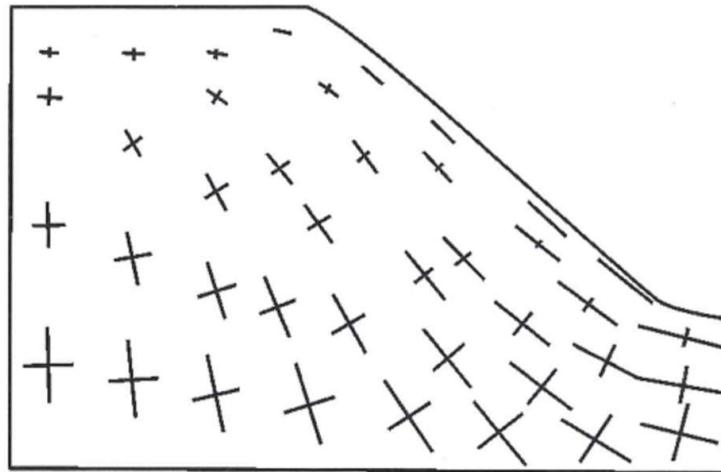
$$k_n = k_s \leq 10 \left[ \max \left[ \frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{min}} \right] \right] \quad (5)$$

hvor K og G er bulk- og skjærmodulus for bergmassematerialet, mens  $\Delta z_{min}$  er minste bredde av sone i umiddelbar nærhet til sprekkeplanet. Hvis sprekkenes stivhet ilegges for høy verdi vil det føre til en betydelig økning i beregningstid for modellens løsning. På motsatt siden vil en for lav verdi føre til økt overlapp av bevegelige blokker.

### ***Bergspenningsforhold***

Bakgrunnen for tilstedeværelsen av bergspenninger og dannelsen av det opprinnelige spenningsbildet i fjellet skyldes i hovedsak gravitasjonsspenninger og tektoniske spenninger. En varierende topografi, slik som i Norge, vil imidlertid sette preg på den opprinnelige

spenningssituasjonen. I nærheten av større dalsider vil største hovedspenning være orientert parallelt med overflaten og minste hovedspenning oppleves som veldig liten (Figur 15), noe som kan resultere i eksfoliasjon (overflateparallele avskallinger). Bergskjæringer har i grove trekk mye av egenskapene som er nevnt, men Nilsen (1979) poengterer at sprengningsindusert oppsprekking fører til at største tangentialspenning forflyttes dypere inn i bergmassen sammenlignet med dalsider.



**Figur 15:** Eksempel på numerisk analyse som illustrerer spenningsfordelingen i en dalside med 40° helning. Aksekorsene angir retninger og størrelser for hovedspenningene i planet vinkelrett på dalsida (Nilsen, 2016).

Som følge av store anisotrope spenningsforhold spesielt i foten av et dagbrudd, er dette området størst utsatt for bergslag og oppsprekking. Forstyrrelsen av spenningsfeltet vil også kunne føre til strekkbrudd i den ytre delen av bergskjæringen. I disse tilfellene har de tektoniske bergspenningene en dominerende innvirkning. Nilsen (1979) understreker at selv om bergspenningsforholdet kan være en viktig faktor for vurderingen av stabilitet, så er det vanntrykk og gravitasjonen de endelige årsakene for utglidning.

### 3.2.2 Ytre utløsende faktorer

Bergmassen er utsatt for en rekke ytre påvirkninger som har en markant betydning for stabiliteten til bergskjæringen, enten i form av menneskelig aktivitet eller naturlige hendelser som forekommer i varierende grad.

### ***Hydrogeologiske forhold og klima***

Geologien danner det fysiske rammeverket som vannet beveger seg i, og for en situasjon i Norge vil strømming av grunnvann i stor grad foregå utelukkende i sprekker grunnet lav permeabilitet, selv etter sprengning (Nilsen, 1979, Beale et al., 2013). Litologien i området er en avgjørende faktor for hardheten i bergmassen og dermed tendensen til å danne et nettverk av sprekker. Fordelingen og tilretteleggingen av sprekkenes styres hovedsakelig av de geologiske strukturene i bergmassen. Storskala geologiske strukturer (som lagdeling eller forkastninger) kan ha en betydelig innvirkning på innstrømmingen i et dagbrudd, spesielt hvor det er en forbindelse med en vannkilde. Slike kilder kan komme i form av nedbør som infiltrerer berggrunnen eller overflateavrenning, forbindelse til en elv/innsjø eller innstrømming av grunnvann fra permeable områder utenfor dagbruddsområdet (Beale et al., 2013). Videre, ifølge Sjöberg (1999), Beale et al. (2013), kan frysing av porevann på vinteren hindre grunnvann i å lekke ut i pallfronten og dermed bygge opp poretrykket slik at effektivspenningen i bergmassen reduseres. Beale et al. (2013) følger opp med at frysing av porevann vil åpne og forstørre sprekker bak frysefronten, med en mulighet for at noen av sprekkenes ikke utøver full elastisk egenskap tilbake til sin originale posisjon, avhengig av orientering og mineralfylling. Dermed vil en gjentagende fryse-tine prosess kunne øke permeabiliteten i bergmassen, og ifølge Nilsen (1979) er dette ofte en direkte årsak til steinsprang.

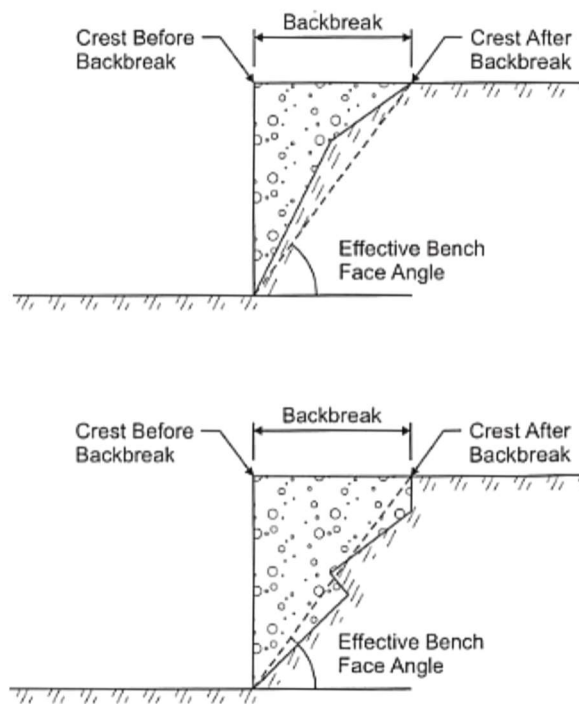
For grunnvann som utøver poretrykk langs diskontinuitetsplan vil, ifølge Nilsen (1979), Sjöberg (1999), Beale et al. (2013), føre til redusert effektivspenning og resultere i mindre skjærfasthet. I bestemte situasjoner vil også grunnvann ha en direkte drivende kraft, for eksempel i en tensjonssprekk. Videre, kan enkelte sleppematerialer få redusert indre friksjon i kontakt med vann, eller reduksjon av diskontinuitetens skjærfasthet ved bortvasking av sleppematerialet.

### ***Seismiske hendelser og sprengningsrystelser***

Stabiliteten av endelig dagbruddsvegg har en direkte sammenheng med hvordan bergmassen påvirkes av detonerte salver ved konstruksjon. Her definerer Lupogo et al. (2014) faren for ustabilitet som et resultat av skadet intakt berg (bakbryting, se Figur 16), forlengelse av eksisterende diskontinuiteter eller redusere skjærstyrken av diskontinuiteter. Ifølge Wyllie and Mah (2004) strekker gjerne sprengningsindusert ustabilitet seg ofte 5-10 meter inn i bergmassen for større salver, og kan resultere i steinsprang når vann og is løsner blokker.



Deformasjon av bergmassen vil være større i tilfeller hvor den eksplosive gassen kan bevege seg langs tydelige lagdelingssprekker som faller ut av bergskråningen. Williams et al. (2009) legger til at hvis salven ikke gir tilstrekkelig avlastning bort fra bergskråningen ved detonasjon, så kan det føre til betydelig bakbryting. Sjöberg (1999) poengterer at bakbryting av paller har neglisjerbar effekt på den totale oppførselen til totalstabiliteten.



**Figur 16:** Definerings av bakbryting etter sprengning og endelig pallvinkel (Ryan and Pryor, 2000)

Seismiske hendelser har derimot en lavere frekvens og vil i større grad påvirke den totale stabiliteten. Det er bare registrert ustabilitet av naturlige fjellskjæringer i forbindelse med jordskjelv, noe som har skapt debatt om slik effekt burde bli vurdert i dagbruddsstabilitet og skyldes i stor grad grunnen til at det ofte ignoreres Read and Keeney (2009). Siden området av interesse i denne oppgaven er seismisk inaktivt, vil det ikke behandles videre.

For å unngå at endelig dagbruddsvegg blir påført unødvendig skade blir det benyttet en rekke teknikker og metoder for forsiktig sprengning, som for eksempel redusert produksjonssalve, presplitting, trimsprengning og linjeboring. Å tilpasse helningen på bergskjæringen etter stratigrafien kan også være en effektiv måte å oppnå stabilitet, spesielt i tynne lag av skifer eller kalkstein (Kliche, 2018). En videre vurdering av ulike teknikker for sprengning faller ikke inn under oppgavens mål og nevnes ikke videre.

### ***Geometrisk design***

Basert på studier av diamantgruver i Sør-Afrika har det blitt undersøkt og konkludert med at kurvaturen har stor effekt på stabiliteten av skråninger. Nilsen (1979) nevner videre at hvis kurveradien i horisontalplanet er mindre enn skråningshøyden, vil kritisk skråningsvinkel være opptil  $10^\circ$  steilere enn hva todimensjonale analyser for dagbruddsvegger skulle tilsi. I tillegg har studier indikert at en konkav kurvatur i retning av bergskjæringens fallretning i vertikalplanet virker stabiliserende, mens en konveks kurvatur virker destabiliserende, noe Hoek et al. (2009) bekrefter. Dette skyldes det manglende omslutningstrykket i konveks design og et stabiliserende omslutningstrykk i konkav design. I denne sammenhengen vil utspringende hjørner mangle innspenning og bør derfor bli forsøkt unngått (Nilsen, 1979).

Endring av bergskjæringens høyde eller vinkel vil også ha en direkte sammenheng med stabiliteten. Reduksjon av høyden vil innebære reduksjon av drivende krefter, men også for normalkraften og friksjonen mot glideplanet, slik at en vurdering av effekten burde derfor bli tatt før tiltak settes i gang.

En økning av hyllebredden vil resultere i en slakere totalveggvinkel og kan være spesielt aktuelt i områder med fare for steinsprang. I tillegg vil begge de to sistnevnte tiltakene føre til redusert spenningskonsentrasjon i foten av bergskjæringen (Nilsen, 1979).

Design av et pallnivå krever bestemmelse av pallens høyde, bredde og vinkel, hvor disse faktorene sammen skal sørge for at arbeidspersonell som oppholder seg nær bergskjæringen har et trygt arbeidsmiljø. I hvilken grad planlagt design av pallens bredde og vinkel er oppnådd vil variere med salvens bakbryting. Et pallnivå må, ifølge Lorig et al. (2009), oppfylle følgende behov. (1) Være pålitelig, som innebærer at fronten og toppen av pallen er stabil. Dette kontrolleres i stor grad av geometrien og skjærstyrken til svakhetsplan. (2) Sikkerhet, som krever at pallbredden er tilstrekkelig for å stoppe eller dempe blokkfall. (3) Langsiktig tilgang til pallnivået slik at personell kan utføre nødvendige aktiviteter, for eksempel deformasjonsmålinger eller opprydding etter blokkfall.

### 3.3 Analyse av strukturkontrollerte brudd

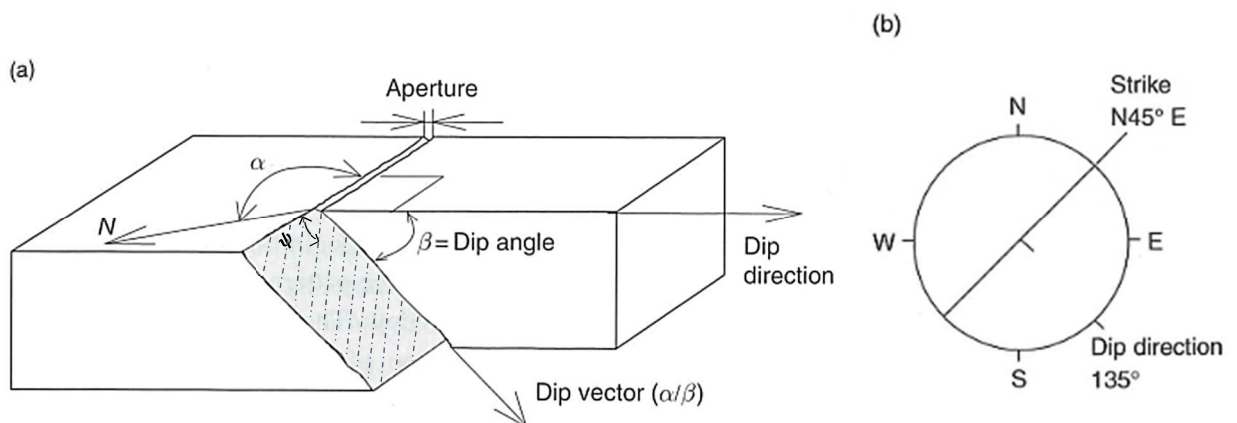
For å evaluere strukturgeologiske bruddmekanismer i tre dimensjoner vil det bli gjort en oppsummering av stereografisk projeksjon og konturplott. Dette vil være grunnleggende for å utføre en kinematisk analyse.

#### 3.3.1 Definisjoner

For å bestemme orienteringen på svakhetsplan definerer Suppe (1985), Fossen (2016) følgende egenskaper (se Figur 17a)

- *Strøket* til et plan er orienteringen av krysslinjen med horisontalplanet
- *Asimut av strøket* ( $\alpha$ ) er vinkelen mellom strøklinjen og nordretningen.
- *Fallet* til et sprekkeplan er vinkelen mellom planet og enhver horisontal linje som står vinkelrett på strøket.
- *Asimut av fallretningen* er den horisontale retningen på fallet i forhold til nord.
- *Pitch* ( $\psi$ ) er vinkelen mellom strøket og lineasjonen i planet.

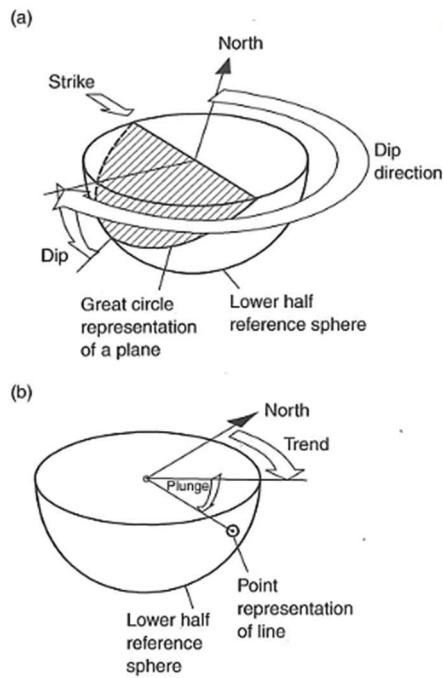
Figur 17b illustrerer benyttelsen av høyrehåndsregelen for definering av strøkretning, hvor fallretning alltid er 90° forskjøvet i klokkeretning fra benyttet strøkverdi.



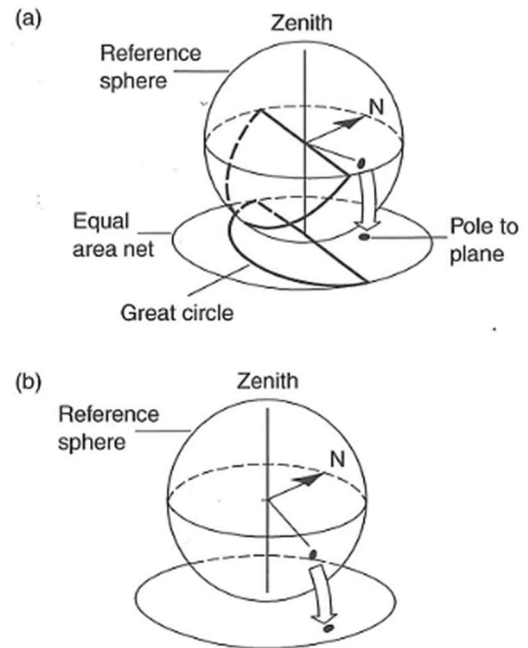
**Figur 17:** Illustrering av egenskaper for orientering av svakhetsplan. **a.)** i tre dimensjoner **b.)** i to dimensjoner (Wyllie and Mah, 2004, Jing and Stephansson, 2007)

### 3.3.2 Stereografisk projeksjon

I tilfeller hvor store antall svakhetsplan skal vurderes med tanke på stabilitet er det nødvendig å benytte en teknikk hvor den tredimensjonale orienteringen kommer frem. Stereografisk projeksjon blir ofte benyttet for slikt formål, se Figur 19. Den tredimensjonale orienteringen blir projisert ned i planet og reduserer dermed en dimensjon for å enklere presentere informasjonen.



**Figur 18:** a.) Storsirkel som treffer nedre halvkule. b.) Linje som treffer nedre halvkule (Wyllie and Mah, 2004).



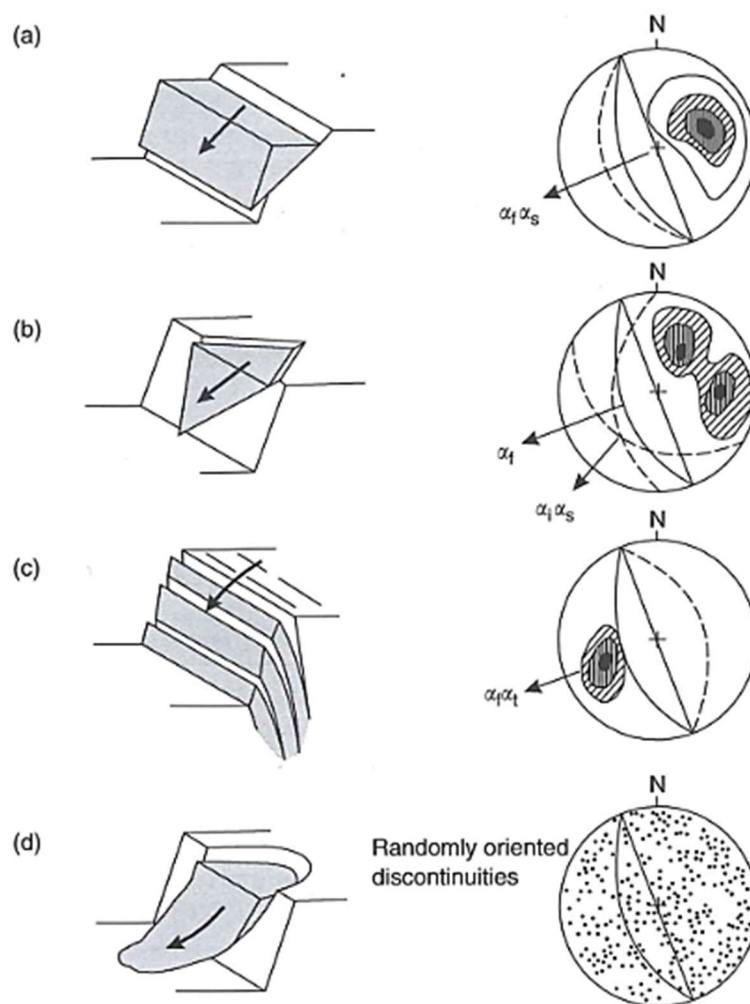
**Figur 19:** a.) Projeksjon av storsirkel med dens tilhørende pol. b.) Projeksjon av en linje (Wyllie and Mah, 2004).

Figur 18 viser et plan og en linje som krysser nedre referansesfære og hvor orienteringen er gitt som fallretning/trend i forhold til nord. Planets og linjens kryssning mot referansesfæren resulterer i henholdsvis en storsirkel og et punkt. Planet og punktet projiseres ned i horisontalplanet hvor fall og fallretning kan leses av (se Figur 19). For hvert svakhetsplan finnes det en korresponderende pol som står vinkelrett på planet gjennom origo av referansesfæren, se Figur 19a. Polen projiseres ned i planet og vil på samme måte beskrive orienteringen til planet. En slik beskrivelse av mengdedata vil presentere informasjonen på en mer oversiktlig måte (Wyllie and Mah, 2004).

Orienteringen til svakhetsplan vil variere, selv innad i sprekkeseett. Ved å produsere konturplott vil områdene med konsentrasjon og deres tilhørende variasjon av poler lettere kunne identifiseres og gjennomsnittlig sprekkeseett estimeres (Wyllie and Mah, 2004).

### 3.3.3 Kinematisk analyse

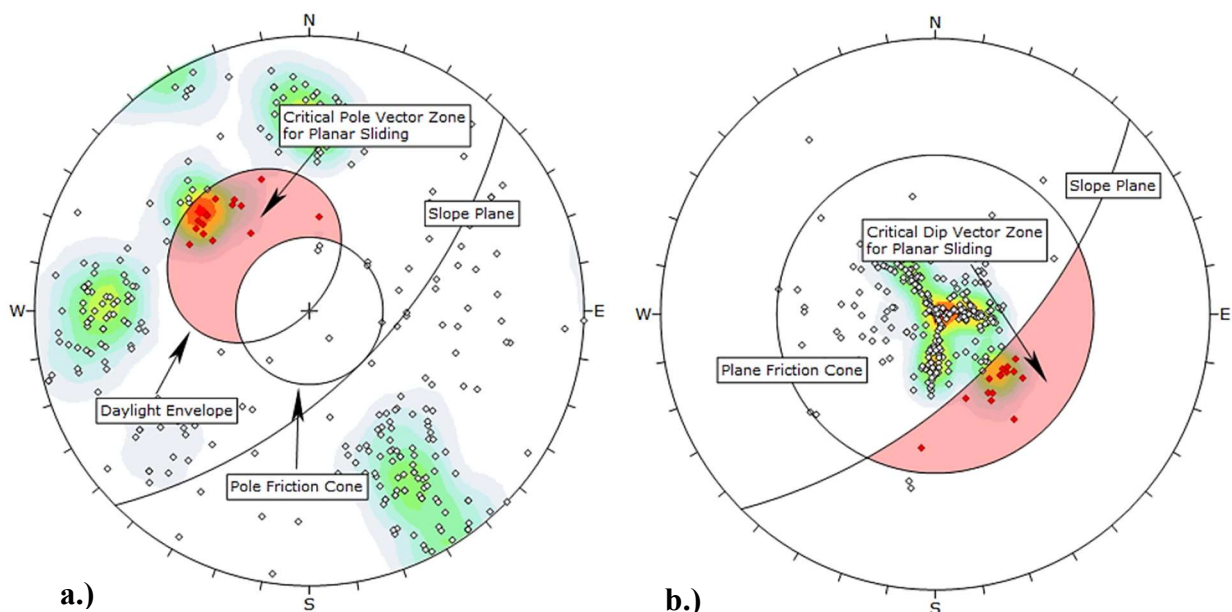
Bruk av kinematisk analyse basert på stereografisk projeksjon i dagbrudd er i hovedsakelig for å evaluere stabilitet på palldesign og hvilke bruddmekanismer som vil være mest sentrale, og beskrives av blant andre Hoek and Bray (1981), Wyllie and Mah (2004), Kliche (2018), Lorig et al. (2009). Slik det ble nevnt i avsnitt 2.1, så vil sprekkesettens orientering i forhold til hverandre og bergskjæringens overflate avgjøre typen bruddmekanisme. En kinematisk analyse krever at mulige bruddmekanismer identifiseres (Figur 20) og tilhørende analysemetode benyttes (Wyllie and Mah, 2004). Som et bidrag har Markland-testen (Markland, 1972) blitt utviklet for å identifisere viktige polkonsentrasjoner for plan utglidning og utrasing langs to plane flater, se Figur 20a, b (Yoon et al., 2002, Wyllie and Mah, 2004, Kliche, 2018). Figur 20 viser separat de ulike bruddmekanismene i tillegg til fallretningene  $\alpha_f$ ,  $\alpha_s$ ,  $\alpha_t$  og  $\alpha_i$  som henholdsvis er for bergskjæringens overflate, bergmassens utglidning, utvelting og krysning.



**Figur 20:** Polkonsentrasjoner og deres tilhørende bruddmekanisme (Wyllie and Mah, 2004). **a.)** Plan utglidning. **b.)** Utglidning langs to plane flater. **c.)** Utvelting. **d.)** Utvelting langs en krum flate.

## Plan- og kileutglidning

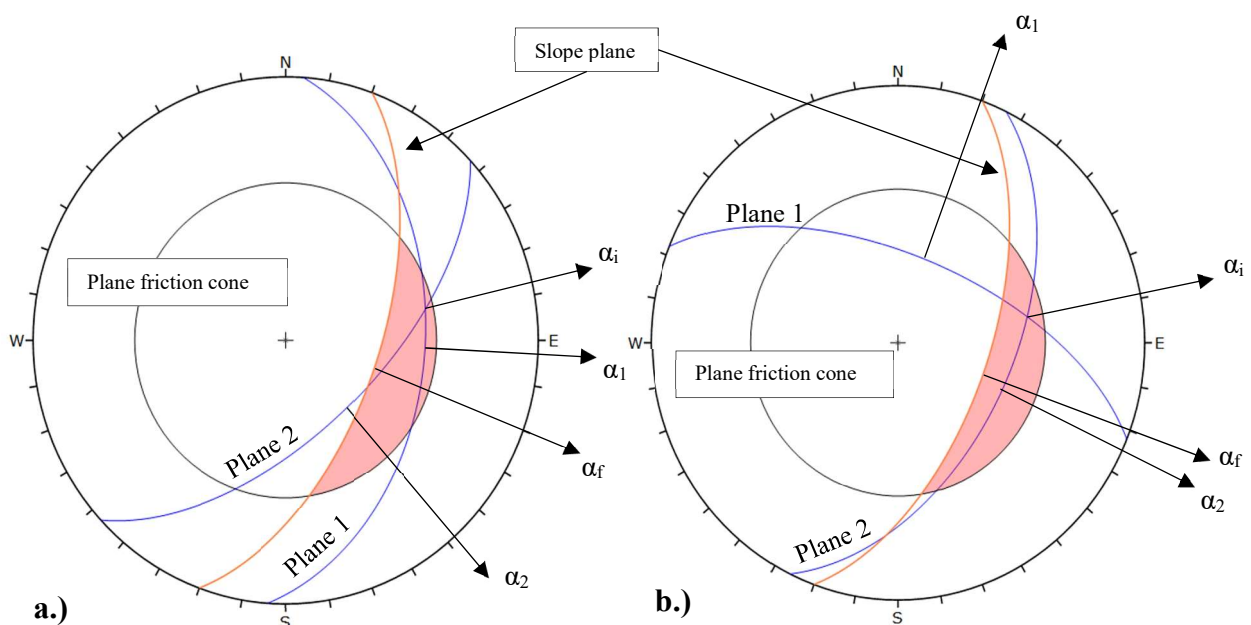
Ved analyse av skjærbrudd i form av plan- og kileutglidning, presenteres bergskjæringens overflate, friksjonsvinkel og storsirkel av diskontinuitetsplanene i samme stereografiske plott. Friksjonssirkelen representerer friksjonsvinkelen,  $\phi$ , og har en radius på  $90^\circ - \phi$  med senter i plottet. Området som befinner seg mellom bergskjæringens storsirkel og friksjonssirkel er karakterisert som det kritiske området hvor plan- og kileutglidning er mulig, se Figur 21 for plan utglidning. Følgende kriterier må være oppfylt. (1) Fallet på diskontinuitetsplanet eller krysningslinjen mellom to plan må være større enn friksjonsvinkelen og mindre enn fallet på bergskjæringens overflate. (2) Fallet på planet eller krysningslinjen mellom to plan må ha utgående i bergskjæringens. Dermed vil alle fallvektorer som befinner seg i den kritiske sonen være potensielle utglidninger (Kliche, 2018). Markland-testen (Figur 21) er karakterisert ved ingen laterale begrensninger av den kritiske sonen (Rocscience, 2018a). Ifølge Kliche (2018) er det naturlig, ved analyse av plan utglidning, å sette krav til sidebegrensning ( $\pm 20^\circ$ ) grunnet innlåsing ved for høy differanse i orientering mellom bergskråning og diskontinuiteter. Figur 21 viser eksempel på analyse av plan utglidning, men skiller mellom henholdsvis pol- og fallvektorer (Rocscience, 2018a).



**Figur 21:** Illustrering av Markland-testen ved plan utglidning. **a.)** Analysen er vist med polvektorer. **b.)** Analysen er vist med fallvektorer (Rocscience, 2018a).

Markland-testen for kileutglidning evaluerer hvilke diskontinuiteter som er kritiske for stabiliteten. Kileutglidning er antatt når krysningslinjen befinner seg i det kritiske området,

markert med rødt i Figur 22. En avgrensning av testen, utført av Hocking (1976), avgjør om utglidningen skjer langs ett eller to plan i kilen. I tilfeller hvor fallretningen til et av svakhetsplanene ( $\alpha_1, \alpha_2$ ) faller mellom krysningsslinjen ( $\alpha_i$ ) og bergskjæringens fallretning ( $\alpha_f$ ), så vil utglidning være foretrukket langs det tilhørende planet (Figur 22a). Befinner fallretningen til krysningsslinjen og bergskjæringen seg mellom fallretningene til svakhetsplanene, vil kileutglidning kunne forekomme langs skjæringslinjen, se Figur 22b (Hoek and Bray, 1981). Ifølge Rocscience (2018a) benyttes fallvektorer og krysningspunkt av svakhetsplan ved analyse av kileutglidning.



**Figur 22:** Illustrering av Markland-testen ved kileutglidning hvor analysen er vist med storsirkler. **a.)** Utglidning langs plan 1, fallretning  $\alpha_1$ . **b.)** Kileutglidning langs krysningsslinjen, fallretning  $\alpha_i$ . Modifisert etter Hoek and Bray (1981).

## Utvelting

Ved kinematisk analyse av utvelting, skilles det mellom *bøyelig* og *blokk/direkte utvelting* (Rocscience, 2018a, Wyllie and Mah, 2004).

Ifølge Rocscience (2018a), Wyllie and Mah (2004) er tre elementer kritiske for evaluering av stabilitet for bøyelig utvelting: bergskjæringens helning, glidningens grenseplan (slip limit) og laterale begrensninger, se Figur 23 og ligning (6).

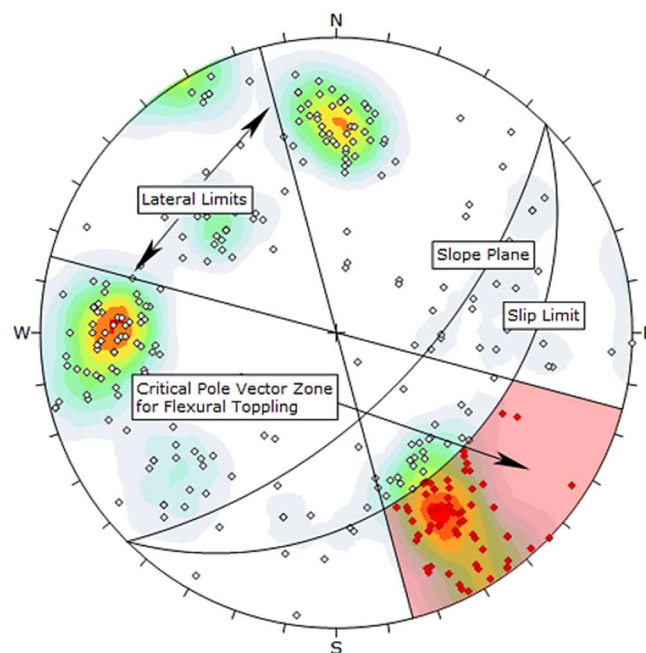
For at utvelting skal være potensielt mulig, kreves det at lagdelingen som står normalt på det svært hellende sprekkesettet har en lavere fallvinkel enn friksjonsvinkelen. Wyllie and Mah (2004) definerer kravet i ligning (6)



$$\psi_d \geq (90 - \psi_f) + \phi_d \quad (6)$$

hvor  $\psi_d$ ,  $\psi_f$  og  $\phi_d$  er henholdsvis helningen på lagdelingen, bergskråningen og friksjonsvinkelen. Det stilles samtidig krav til at fallretningen for utveltingen og bergskråningen er tilnærmet lik (Rocscience, 2018a). Wyllie and Mah (2004) stiller krav om mindre enn  $10^\circ$  differanse i fallretning mellom bergskråningen ( $\alpha_f$ ) og blokkene ( $\alpha_d$ ) i ligning (7).

$$|\alpha_f - \alpha_d| < 10^\circ \quad (7)$$

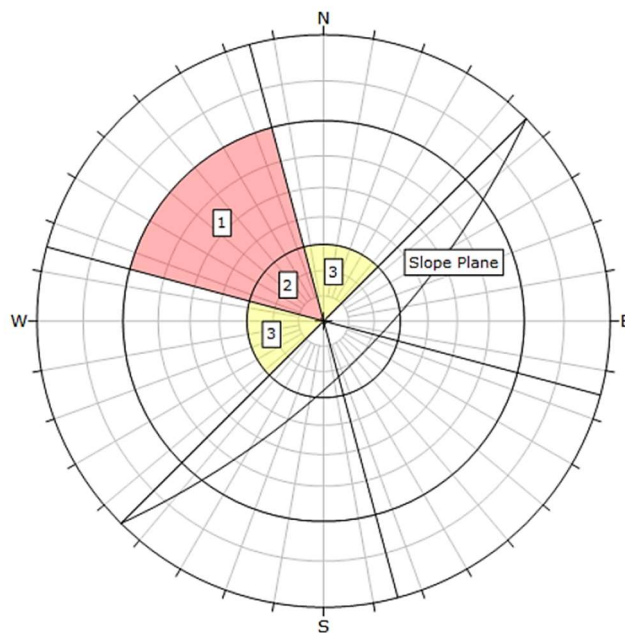


**Figur 23:** Illustrering av kinematisk analyse for bøyelig utvelting. Analysen benytter polvektorer (Rocscience, 2018a).

Rocscience (2018a) trekker frem følgende to elementer som utslagsgivende for potensialet av blokk/direkte utvelting. (1) To nær vertikale diskontinuitetssett som krysses og hvor krysningslinjen har utløp i bergskjæringen slik at det dannes søyler. (2) Et tredje nær



horisontalt diskontinuitetssett som frigjør blokkene eller fungerer som glideplan slik at utvelting kan oppstå.



**Figur 24:** Illustrering av kritiske områder i kinematisk analyse for blokk/direkte utvelting (Rocscience, 2018a).

For å analysere blokk/direkte utvelting, er det i Figur 24 markert tre ulike kritiske soner som er direkte knyttet opp mot kriteriene for bruddmekanismen. Sone 1 og 2 utgjør *primærsonen*, hvor polvektorer kan resultere i nær vertikale kryssende plan og avlastende glideplan. Sone 3 er *sekundærsonen*, hvor skrå utvelting kan forekomme (Rocscience, 2018a).

Primærsonen er definert av sidebegrensninger og en ytre avgrensende bue generert av en kjegle med tilsvarende vinkel som bergskjæringen. Vinkelen fra stereoplottets periferi til primærsonens bue er gitt av  $\psi_b = 90^\circ - \psi_f$ . På denne måten vil primærsonen aldri overstige  $90^\circ$ , altså vinkelen mellom bergskjæringen og blokkene. Skillet mellom sone 1 og 2 er bestemt av basis friksjonsvinkel og avgjør om blokkene vil utøve skjærbevegelse langs glideplanet.

Polvektorer som er lokalisert i sone 2 og 3 representerer potensielle avløsende plan hvor glidning ikke vil forekomme, grunnet en slakere vinkel enn friksjonsvinkelen. I sone 3 vil polvektorer være karakterisert som skrå avløsende plan utenfor den laterale begrensningen.

Polvektorer som befinner seg i sone 1 vil representere potensielle avløsende plan som overstiger friksjonsvinkelen og dermed vil kunne generere skjærbevegelse. Her vil utvelting og skjærbevegelse kunne inntreffe samtidig.

### 3.4 Rock Quality Designation (RQD)

I mange tilfeller er overflatekartlegging supplert med diamantboring for å innhente informasjon fra dypet. Loggføring av borekjernene gir et verdifullt innblikk i bergmassens in situ styrke, sprekkefrekvens og karakteristikk av skjærsoner. Rock Quality Designation (RQD) er en indeks relatert til graden av oppsprekking av borekjernen, opprinnelig utviklet av Deere (1963). Beregning av indeksverdien fremkommer av ligning (8), hvor lengdene > 100 mm summeres sammen og uttrykkes som en prosent av den totale lengden (Wyllie and Mah, 2004).

$$RQD = \frac{\sum(\text{Lengder av borekjerner med lengde} > 100\text{mm})}{\text{Total lengde av kjerneprøve}} \times 100\% \quad (8)$$

Deere and Deere (1988) beskriver RQD-verdien som en modifisert versjon av verdien «core recovery», hvor det uttrykkes som prosent for andelen «god» bergmasse som gjenstår i borelengden, siden sterkt forvitrede og oppsprukkede deler ikke blir tatt hensyn til. Stacey (2009) beskriver RQD som en høyt subjektiv parameter som gir misvisende resultater, slik at den alltid bør brukes i sammenheng med ingeniørmessig bedømmelse som tar høyde for de geologiske karakteristikkene til den klassifiserte bergmassen. Ifølge NGI (2015), vil det medføre usikkerhet om oppsprekkingen skal inkluderes i tilfeller hvor bergmassen er sterkt skifrig og foliert. Skifer viser ofte oppsprekking ved overflaten grunnet forvitring, mens lengre inn i bergmassen kan bergarten fremstå som massiv. Borekjerner kan vise lignende. En god indikasjon på RQD-verdien kan oppnås ved å se på blokkstørrelsene som ligger etter detonasjon av salve. Er blokkene av betydelig størrelse, vil dette gi antydning til at få sprekkesett strekker seg inn i bergmassen. Tabell 8 beskriver sammenhengen mellom RQD og oppsprekking per kubikk bergmasse (NGI, 2015).

**Tabell 8:** Beskrivelse av bergmassekvalitet og sprekkefrekvens gjennom RQD (NGI, 2015)

RQD (Rock Quality Designation)			RQD
A	Very poor	(> 27 joints per m <sup>3</sup> )	0-25
B	Poor	(20-27 joints per m <sup>3</sup> )	25-50
C	Fair	(13-19 joints per m <sup>3</sup> )	50-75
D	Good	(8-12 joints per m <sup>3</sup> )	75-90
E	Excellent	(0-7 joints per m <sup>3</sup> )	90-100
Note: i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0) the value 10 is used to evaluate the Q-value ii) RQD-intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc., are sufficiently accurate			

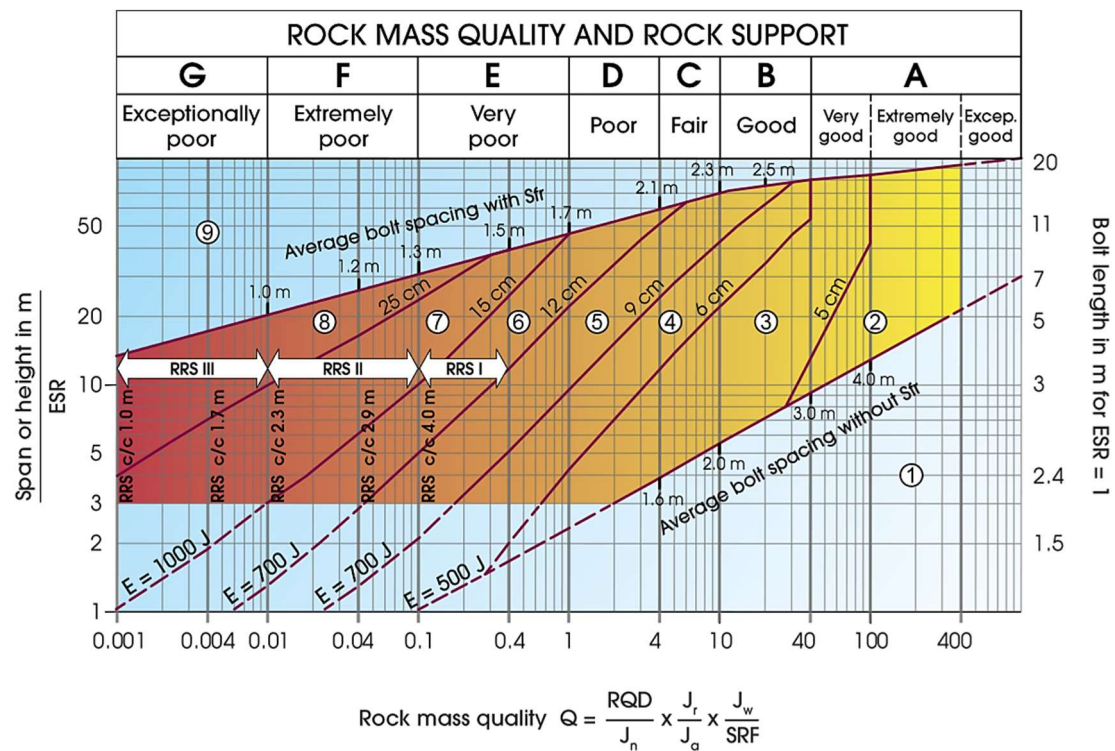
### 3.5 Q-systemet

Med utgangspunkt i en database på over 200 analyserte tunneler ble Q-systemet utviklet av Barton et al. (1974) med hensikt å evaluere sikringstiltak i tunneler mot bergmassekvalitet. Systemet baserer seg på å kvantifisere seks bergmasseparametere som beskriver bergmassekvaliteten gjennom en felles Q-verdi, se ligning (9) og Figur 25.

$$Q = \frac{RQD J_r J_w}{J_n J_a SRF} \quad (9)$$

Parameterne i Q-systemet er som følger

- Rock Quality Designation (RQD), beskrevet i avsnitt 3.4.
- Joint set number ( $J_n$ ) beskriver antall sprekkesett og tilfeldig oppsprekking.
- Joint roughness number ( $J_r$ ) beskriver sprekkeoverflatens skjærkontakt og ruhet.
- Joint alteration number ( $J_a$ ) beskriver materialbelegg og overflateforhold på sprekkeplanet.
- Joint water reduction number ( $J_w$ ) beskriver vannforholdet på sprekkeplanet.
- Strength Reduction Factor (SRF) beskriver forholdet mellom bergspenningen og bergmassens styrke rundt underjordsåpninger.



Figur 25: Q-systemets definerte klasser for bergmassekvalitet og tilhørende sikringstiltak (NGI, 2015).

### 3.6 Numeriske metoder i bergmekanikk

Numeriske metoder har blitt en av de mest brukte virkemidlene for stabilitetsanalyse av bergskråninger, hvor kompliserte modeller i form av geometri, materialanisotropi, ikke-lineær oppførsel, bergspenninger og poretrykk kan analyseres. Ifølge Jing and Hudson (2002), Nikolić et al. (2016) eksisterer det en rekke numeriske metoder i bergmekanikk for strukturdesign, grunnet de forskjellige omstendighetene som eksisterer i bergmassen og oppgavens formål. Metodene kan grovt deles inn i overordnede kontinuum, diskrete og hybride metoder, vist i Tabell 9. Jing and Hudson (2002) forklarer at valget mellom kontinuum eller diskrete metoder avhenger hovedsakelig av problemets skala og sprekkesystemets geometri. En tilnærming med kontinuum-baserte metoder vil være mulig hvis få diskontinuitetsplan er tilstede samt hvis sprekkeåpningen og løse blokker er begrenset. Ved analysing vil, ifølge Nikolić et al. (2016), ikke interesseområdet kunne bli separert, slik at en kontinuitet mellom punktene må bli bevart for å kunne estimere de deriverte. Formålet med en slik analyse vil være innblikk i hele systemets deformasjon.

I tilfeller hvor bergmassen er moderat oppsprukket og antallet sprekker er for høyt til å anta en kontinuerlig sammenhengende mengde, vil diskrete metoder være foretrukket. Separerte elementer behandles her diskret, hvor de er individuelt kontinuerlig og hvor det oppstår nye interaksjoner mellom hverandre. I en slik analyse vil interessen hovedsakelig rettes mot blokkenes rigide deformasjon i forhold til hverandre (Nikolić et al., 2016, Jing and Hudson, 2002).

Bruk av hybride metoder, en kombinasjon av kontinuum- og diskret-baserte metoder, kan benytte de beste egenskapene ved begge tilnærminger. Siden oppgaven tar utgangspunkt i FEM og DEM, så vil ikke hybride metoder bli videre nevnt.

**Tabell 9:** Oversikt over de mest brukte numeriske metodene (Nikolić et al., 2016, Jing and Hudson, 2002, Jing and Stephansson, 2007)

<b>Kontinuum-baserte metoder</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Finite Difference Method (<b>FDM</b>)</li><li>▪ Finite Element Method (<b>FEM</b>)</li><li>▪ Boundary Element Method (<b>BEM</b>)</li></ul>
<b>Diskrete metoder</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Discrete Element Method (<b>DEM</b>)</li><li>▪ Discrete Fracture Network Method (<b>DFN</b>)</li></ul>
<b>Hybride metoder</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Discrete Finite Element Method</li><li>▪ Combined Finite Discrete Element Method (<b>FEM/DEM</b>)</li></ul>

Discrete element method (DEM) er en fellesbetegnelse for alle numeriske metoder som behandler problemområdet som en samling uavhengige enheter (Jing and Stephansson, 2007). I oppsprukket berg utfører systemet en mekanisk analyse som tar høyde for kontakten mellom hvert individ og deres kinematikk og deformasjon, hvor hver blokk fungerer som en egen enhet. Blokkene defineres av kryssende svakhetsplan hvor deres plasseringer, orienteringer og dimensjoner bestemmer problemets geometri. Enhetene i 2D er hovedsakelig polygoner, enten konkav eller konveks. Diskretisering av deformerbare blokker produserer et endelig tall av interne elementer for spennings-, tøyings- og deformasjonsberegninger, hvor det hovedsakelig skiller mellom triangler eller firkanter. Dette resulterer i et endelig volum av elementer, som i DEM kalles soner. Delauney-triangulering er den mest vanlige teknikken for generering av mesh, der DEM tar i bruk en lignende teknikk, hvor et sett av punkter eller noder på innsiden og langs grensen av området dannes før plane triangler/firkanter produseres i form av elementer (2D). Nodene langs randen av blokkene kalles «sub-contacts», som følger lover for svakhetsplan, som f. eks Mohr-Coulomb-modellen eller Barton-Bandis-modellen i DEM. Det anbefales bruk av firkantete elementer i analyse for ikke-lineær materialoppførsel (f. eks plastisk), mens trekantete elementer vil i større grad tilpasse seg komplekse blokkgeometrier (Jing and Stephansson, 2007, Itasca, 2011).

DEM fremstår som en av de mest attraktive metodene for å løse ingeniørproblemer i berg grunnet dens unike fordel med håndtering av sprekker, selv om det eksisterer betydelige begrensninger.

Finite Element Method (FEM) er, ifølge Jing and Hudson (2002), Hammah et al. (2007), blant de mest anvendte numeriske metodene for analyse i berg grunnet dens tidlige fleksibilitet til å behandle materialheterogenitet, ikke-lineær deformasjon, komplekse grenseforhold, in-situ bergspenninger og gravitasjon. Jing (2003) forklarer at FEM deler problemdomenet inn i subdomener eller elementer av mindre størrelse med et fast antall noder ved hjørnene. Ifølge Pande et al. (1990) relateres deformasjon på innsiden av elementet til deformasjonen av nodene gjennom en såkalt «shape function». Videre defineres bergspenningen i ett eller flere punkter i elementet. Interaksjon og overføring av krefter mellom kantene til andre elementer skjer gjennom samhandling mellom nodene.

Ifølge Hammah et al. (2007) er shear strength reduction (SSR) en av de mest populære teknikkene for FEM-analyse ved skråningsstabilitet. Metoden baserer seg på å systematisk redusere materialets skjærstyrke langs bruddflaten med en faktor helt til løsningen ikke konvergerer eller deformasjonen er uakseptabelt høy. Sikkerhetsfaktoren (SF) vil dermed bli definert som forholdet mellom den faktiske skjærstyrken og den minste skjærstyrken for å hindre brudd. Wyllie and Mah (2004), Pantelidis and Griffiths (2011) beskriver fremgangen i modelleringen som en rekke beregningsforsøk av ligning (11), hvor Strength Reduction Factor (*SRF*) reduserer materialeegenskapene kohesjon (*c*) og friksjonsvinkel ( $\phi$ ) i Mohr-Coulomb skjærbruddkriterium (ligning (10)). I tilfeller hvor *SRF* har resultert i brudd, er *SRF* = SF.

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\phi) \quad (10)$$

$$\frac{\tau}{SRF} = \frac{c}{SRF} + \sigma_n \frac{\tan(\phi)}{SRF} \quad (11)$$

Ifølge Itasca (2011) benyttes også en automatisk beregning av *SRF* i UDEC for analyser som tar utgangspunkt i sprekkesett etter Mohr-Coulombs og Hoek-Browns teorier. For sprekkesett som oppfører seg etter Barton-Bandis skjærbruddkriterium beregnes *SRF* ved å manuelt redusere størrelsen på materialeegenskapene.

Hoek-Browns generaliserte bruddkriterium (Hoek et al., 2002) er i motsetning til Mohr-Coulomb ikke-lineær og definerer materialstyrken gjennom største og minste hovedspenning, gitt i ligning (12),

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left[ m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \right]^a \quad (12)$$

hvor  $\sigma_{ci}$  er enaksiell kompresjonsstyrke av intakt berg, mens  $m_b$ ,  $s$  og  $a$  er Hoek-Brownparametere og defineres i ligning (13),

$$m_b = m_i \exp \left[ \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right], s = \exp \left[ \frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right], \quad (13)$$

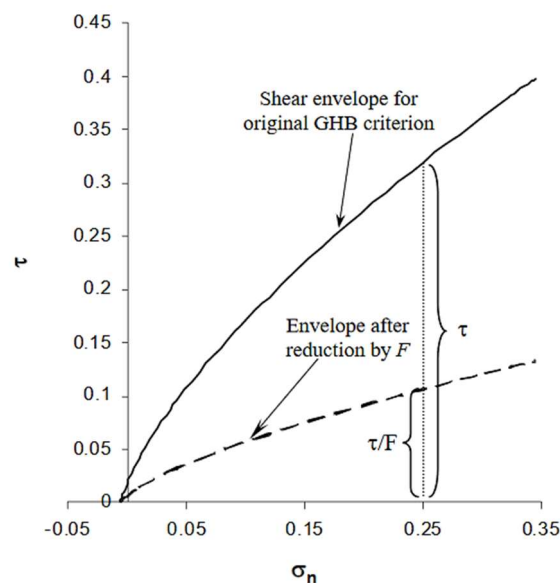
$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[ e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right]$$

hvor  $m_i$  er en intakt bergmaterialeegenskap av den reduserte verdien  $m_b$  for bergmassen, GSI er geological strength index og  $D$  er forstyrrelsesfaktoren for bergmassen. Forstyrrelsesfaktoren beskriver påvirkningen produksjonssalver og bergspenningsforstyrrelses har på bergmassekvaliteten i umiddelbar nærhet av bergskjæringen. Parameterne  $s$  og  $a$  er materialkonstanter for bergmassen (Hoek et al., 2002).

Hammah et al. (2005) har beskrevet systematikken i SSR ved bruk av det generaliserte Hoek-Browns skjærbruddkriterium, hvor sammenhengen mellom redusert og original skjærstyrke med sikkerhetsfaktor  $F$  for bergmassen er vist i ligning (14).

$$\begin{aligned} \tau^{red} &= \frac{\tau^{orig}}{F} = [\sigma_1 - \sigma_3] \frac{\sqrt{1 + am_b[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s]^{a-1}}}{1 + am_b[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s]^{a-1}} \frac{1}{F} \\ &= [\sigma_1 - \sigma_3] \frac{\sqrt{1 + am_b^{red}[m_b^{red} \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}^{red}} + s]^{a^{red}-1}}}{1 + am_b^{red}[m_b^{red} \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}^{red}} + s]^{a^{red}-1}} \end{aligned} \quad (14)$$

Metoden er basert på, ifølge Hammah et al. (2005), å redusere skjærstyrken med en sikkerhetsfaktor  $F$ , som resulterer i nye reduserte styrkeparametere og en lavere bruddkurve på samme måte som ved Mohr-Coulomb (Figur 26).



**Figur 26:** Reduksjon av bergmassens skjærstyrke med en faktor  $F$  for beregning av sikkerhet før brudd (Hammah et al., 2005)

### 3.7 Sikkerhetsfaktor som designkriterium

Tradisjonelt har stabilitetsvurdering av bergskjæringer i dagbrudd blitt gjort med utgangspunkt i tilgjengelig sikkerhetsfaktor (SF). SF er ansett som det mest grunnleggende designkriterium som er akseptert. Likevektsanalyse definerer sikkerhetsfaktor som forholdet mellom stabiliserende (motstand) og destabiliserende (drivende) krefter, altså  $SF = \text{motstand}/\text{drivende}$ . Brudd er ansett som  $SF = 1.0$  (Wesseloo and Read, 2009). Grunnet usikkerhet i systemet over en spesifikk periode og under operasjonelle forhold, er det satt en foretrukket minste akseptert verdi for SF. Ifølge Wesseloo and Read (2009) har få forfattere publisert anbefalte designkriterier for sikkerhetsfaktor. Brukte sikkerhetsfaktorer for bergskjæringer varierer fra 1.2 for ikke-kritiske skråninger til 1.5 for kritiske skråninger som inneholder viktig infrastruktur. Tabell 10 viser typiske verdier for sikkerhetsfaktor for design av ulike nivå med tilhørende konsekvens.

**Tabell 10:** Typisk akseptable verdier av sikkerhetsfaktor (Wesseloo and Read, 2009)

Skala av bergskråning	Konsekvens ved brudd	Statisk sikkerhetsfaktor	Dynamisk sikkerhetsfaktor
En eller to pallnivå	Lav - høy	1.1	-
Flere pallnivå	Lav - høy	1.15 – 1.3	1.0 – 1.1
Hele veggen	Lav	1.2 – 1.3	1.0
	Medium	1.3	1.05
	Høy	1.3 – 1.5	1.1

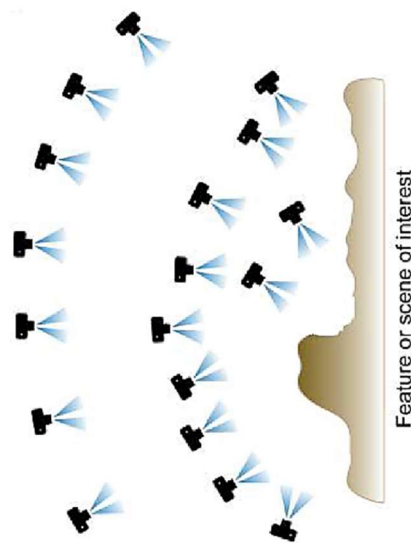
### 3.8 Structure-from-Motion fotogrammetri

Bruk av 3D fotogrammetri og laserbildeteknologi i gruvedrift har økt betydelig de siste årene, hvor de mest anvendte metodene er SiroJoint og 3DM Analyst. Bruksområdet for fotogrammetri er spesielt egnet i tilfeller der strukturgeologiske dimensjoner skal bestemmes og hvor tilgjengelighet og sikkerhet ikke er tilstrekkelig (Read et al., 2009).

Structure – from – Motion (SfM) gir en topografisk rekonstruksjon med høy oppløsning samtidig som det ikke krever kostbart utstyr i forhold til laserskanning. Metoden baserer seg på å benytte overlappende 2D-bilder for å produsere en 3D-modell, se Figur 27 (Westoby et al., 2012). For å bestemme kameraets posisjon og orientering benyttes egenskaper og mønster i overlappende bilder. Sammenlignet med tradisjonell fotogrammetri som krever kjente



kontrollpunkt eller kameraets posisjon, så er ikke dette nødvendig i SfM for å generere en 3D-modell i et «bilde-rom» koordinatsystem uten reell størrelse og orientering. For å tilegne modellen et reelt koordinatsystem kan det identifiseres et fåtall kontrollpunkter i forkant av bildeinnhenting, hvor markering av punktene og registrering av koordinatene skjer i felt. Disse punktene bør fordeles jevnt utover området av interesse, slik at flest mulig kontrollpunkter kan bli identifisert i bildene som blir tatt og området som fotografes minimeres (Westoby et al., 2012). Bemis et al. (2014) tilføyer at tre eller flere kontrollpunkter kreves for georeferering av modellen i et lokalt eller geografisk koordinatsystem.



**Figur 27:** Structure – from – Motion (SfM). En rekke 2D-bilder fra ulike posisjoner og retninger er nødvendig for å generere en 3D-modell (Micheletti et al., 2015).

Utgangspunktet for produksjon av en georeferert 3D-modell er kontrollpunkter med tilhørende koordinater som er identifisert og tydelig markert for senere benyttelse. For å rekonstruere en tilfredsstillende modell er det nødvendig med flere bilder fra ulike vinkler av et gitt punkt, hvor tre bilder er minstekravet for selve rekonstruksjonen (Westoby et al., 2012). Antallet bilder som er nødvendig vil være avhengig av overflatetekstur, belysning eller eventuell forandring på den fotograferte overflaten. I tillegg vil en vinkel på 10-20° mellom overlappende bilder anbefales for økt kvalitet (Bemis et al., 2014). I tilfeller hvor drone benyttes, anbefaler Micheletti et al. (2015) å styrke geometrien i 3D-modellen ved bruk av skråstilt og vertikalt rettet linse i forhold til horisontalflaten.

Strukturer eller mønster i flere bilder som ikke varierer, benevnes som nøkkelpunkt og identifiseres av system som blant annet *Scale Invariant Feature Transform* (SIFT) (Lowe,

1999, Lowe, 2004). Ifølge Westoby et al. (2012) avhenger antallet nøkkelpunkt av tekstur og oppløsning i bildet.

Tilpasningssystemet Bundler generer en redusert punktsky basert på sammenfallende nøkkelpunkter i flere bilder (Snavely et al., 2008). Den reduserte punktskyen består av bilder som har minst to identifiserte nøkkelpunkt i tre bilder, resterende bilder forkastes (Snavely et al., 2006). På denne måten fjernes uønskede objekter eller punkter som beveger seg i området før rekonstruksjon av 3D-modellen starter.

Algoritmene Cluster View for Multiview Stereo (CMVS) og Patch-based Multi-view Stereo (PMVS2) benytter kameraets posisjon for å øke punktskyens tetthet. Punktens 3D-plassering estimeres og terrengets geometri dannes i et relativt koordinatsystem. For å transformere modellen til et absolutt koordinatsystem er det nødvendig å identifisere minst tre kontrollpunkt, hvor koordinatene for de tilhørende kontrollpunktene benyttes (Westoby et al., 2012). Med unntak i denne transformasjonen, utfører SfM hele prosessen automatisk, fra identifisering av nøkkelpunkt til 3D rekonstruksjon.

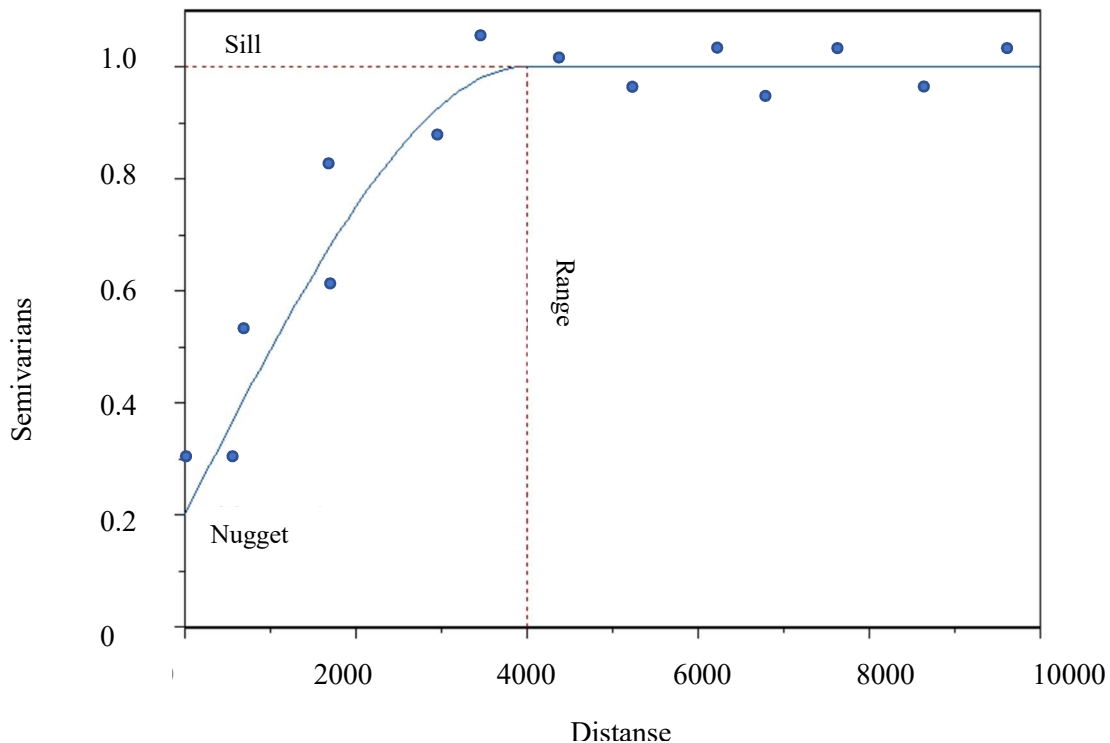
### 3.9 Ordinær Kriging

Kriging er, ifølge Cressie (1993), en minste-kvadraters metode innen romlig predikering som hovedsakelig avhenger av andreordens egenskaper av data  $Z$  eller prosessen  $Z[\bullet]$ . Metoden er oppkalt etter gruveingeniør D. G. Krige som stod bak empiriske metoder for å bestemme gehaltfordelinger, men bidrag fra Wold (1938), Kolmogorov (1941) og Wiener (1949) har dannet utgangspunktet for en optimal romlig og lineær prediksjon. Grunnlaget for kriging er en beskrive av den romlige avhengigheten til  $Z$  gjennom et variogram. Ved hjelp av den klassiske estimatoren for et variogram i ligning (15) - (16) er det mulig å beregne variansen  $2\gamma$  mellom datapunkt  $s_i$  og  $s_j$  med en bestemt avstand  $h$ , hvor  $|N[h]|$  er antall beregninger i  $N(h)$  (Cressie, 1993).

$$2\gamma[h] = \frac{1}{|N[h]|} \sum_{N[h]} [Z[s_i] - Z[s_j]]^2, \quad h \in \mathbb{R}^d \quad (15)$$

$$N[h] = \{[s_i, s_j]: s_i - s_j = h; i, j = 1, \dots, n\} \quad (16)$$

Fremstilles tilhørende varians og avstand i et plott (se Figur 28) vil den romlige variansen for en bestemt retning kunne visualiseres. En variogrammodell tilpasses etter plottet data ved å variere variogramparameterne, som vil ha en direkte effekt på krigingen. Parameterne er beskrevet nedenfor (Cressie, 1993) og vist i Figur 28.



**Figur 28:** Eksempel på tilpassing av en variogrammodell for å estimere variansen (Modifisert etter Bohling (2005)).

- *Nugget effekt:* Mikroskala variasjon som er forårsaket av diskontinuitet av det opprinnelige. Defineres som  $c_0 = \lim_{|h| \rightarrow 0} \gamma[h]$ , hvor  $\gamma[\bullet]$  er et semivariogram av den stasjonære prosessen  $Z[\bullet]$ .
- *Sill:* Er brukt om en konstant maksimal varians hvor det ikke er noe korrelasjon mellom datapunkt. Defineres som  $\sigma_Z^2 = \lim_{|h| \rightarrow \infty} \gamma_Z[h]$ .
- *Influensavstand (range):* Er brukt om antallet avstander  $h$  som kreves for at datapar ikke har korrelasjon.

Ordinær kriging refererer til en romlig predikering hvor følgende antagelser er gjort

- Modellantagelse:  $Z[s] = \mu + \delta[s]$ ,  $s \in D$ ,  $\mu \in \mathbb{R}$ , ukjent  $\mu$
- Predikatorantagelse:  $p[Z] = \sum_{i=1}^n \lambda_i Z[s_i]$ ,  $\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1$

Gjennom vektning av datapunkter som summeres opp til 1, så garanterer ordinær kriging en uniform fordeling.



# 4 METODE

## 4.1 Structure – from – motion fotogrammetri

Datagrunnlaget for produksjon av 3D-modellene i oppgaven har blitt innhentet i samme tidsrom som for 3D-modellen Sentralbrudd 60 i Thoresen (2018). Fotografering har blitt utført ved bruk av DJI Phantom 4 Pro drone og Nikon D3000 speilreflekskamera. Dronens kamera har ved fotografering hatt en 13.2mm sensorstørrelse og konstant 8.8mm fokuslengde. Følgende tre 3D-modeller har blitt produsert i denne oppgaven: Kanalen, Kikvik1 og Kikvik2.

3D-modellering for alle modellene har foregått i programmet ContextCapture av Bentley (2016). I modell Kikvik1 har tre kontrollpunkt innmålt med GPS blitt benyttet for georeferering. Modellen er basert utelukkende på vertikale 73 dronebilder. Ved produksjon av 3D-modellen har det blitt benyttet 207 volumetriske grid på 15 meter fordelt over området.

For Kikvik2 har tre kontrollpunkt blitt identifisert ved pallfot gjennom programmet Geovia Surpac. Rekonstruksjonen benytter 76 bilder fra håndholdt speilreflekskamera og 9 skråstilte dronebilder. Modellen ble delt inn i 22 volumetriske grid på 30 meter ved produksjon.

For kanalen har to GPS-registrerte kontrollpunkt blitt benyttet mens et tredje har blitt identifisert i Geovia Surpac. 153 skrå og vertikale dronebilder har dannet grunnlaget for rekonstruksjonen. Området ble delt inn i 55 volumetriske grid på 27 meter ved produksjon.

## 4.2 Digital strukturgeologisk kartlegging

Detaljert digital strukturgeologisk kartlegging av de fire produserte 3D-modellene har blitt utført gjennom programmet Microstation Connection Edition av Bentley (2015). Forfatteren har identifisert svakhetsplan som er tydelig definert i de rekonstruerte modellene for de ulike partiene i Sentralbruddet og Kikvikbruddet. For hvert svakhetsplan har det blitt konstruert en sirkel på planet ved definering av tre ulike punkter. Innmåling av fallretning og fallvinkel for sirkelen langs planet har foregått i verktøyet Measure Circle Dip. Hver måling er notert manuelt.

### 4.3 Stereografisk analyse

Registrerte strukturgeologiske målinger har blitt presentert i Dips 7.0 fra Rocscience (2016) hvor stereografisk analyse har blitt gjennomført for hvert geotekniske domene i dagbruddsområdet. Metoden omfatter følgende trinn:

- Føre inn målinger av registrerte svakhetsplan (fallvinkel, fallretning), eventuelt andre relevante data
- Endre innstillingene slik at presentasjon av data og dens formål blir tydelig. I denne oppgaven har følgende blitt utført
  - Konturplott med polvektorer for å presentere en betydelig mengde data på en oversiktlig måte
  - Projeksjon i lavere hemisfære. Fremkommer som en vanlig prosedyre ved strukturgeologisk tolkning
  - «Equal area» nett projeksjon har blitt brukt for å fremme viktigheten til polenes tetthet
- Bestemme gjennomsnittlig sprekkesett basert på polkonsentrasjoner.

### 4.4 Kinematisk analyse

Strukturgeologiske målinger som har størst grad av troverdighet fra feltkartlegging eller digital kartlegging har blitt kinematisk analysert for å evaluere mulige bruddmekanismer i det tilhørende geotekniske domenet. Dips 7.0 består av et kinematisk analyseverktøy som er benyttet. Metoden er som følgende:

- Definere de geometriske rammene, friksjonsvinkel og eventuelle laterale begrensninger i analysen. I denne oppgaven har følgende blitt benyttet
  - Pallveggen fallvinkel:  $79^\circ$
  - Friksjonsvinkel: Kalsittmarmor –  $27^\circ$ , Granatglimmerskifer -  $28^\circ$
  - Laterale begrensninger:  $20^\circ$ . Lateral begrensning er benyttet grunnet friheten for brudd er begrenset langs strøket til pallfronten.
- Sensitivitetsanalyse for variasjon av friksjonsvinkel samt pallveggen fallvinkel og orientering.

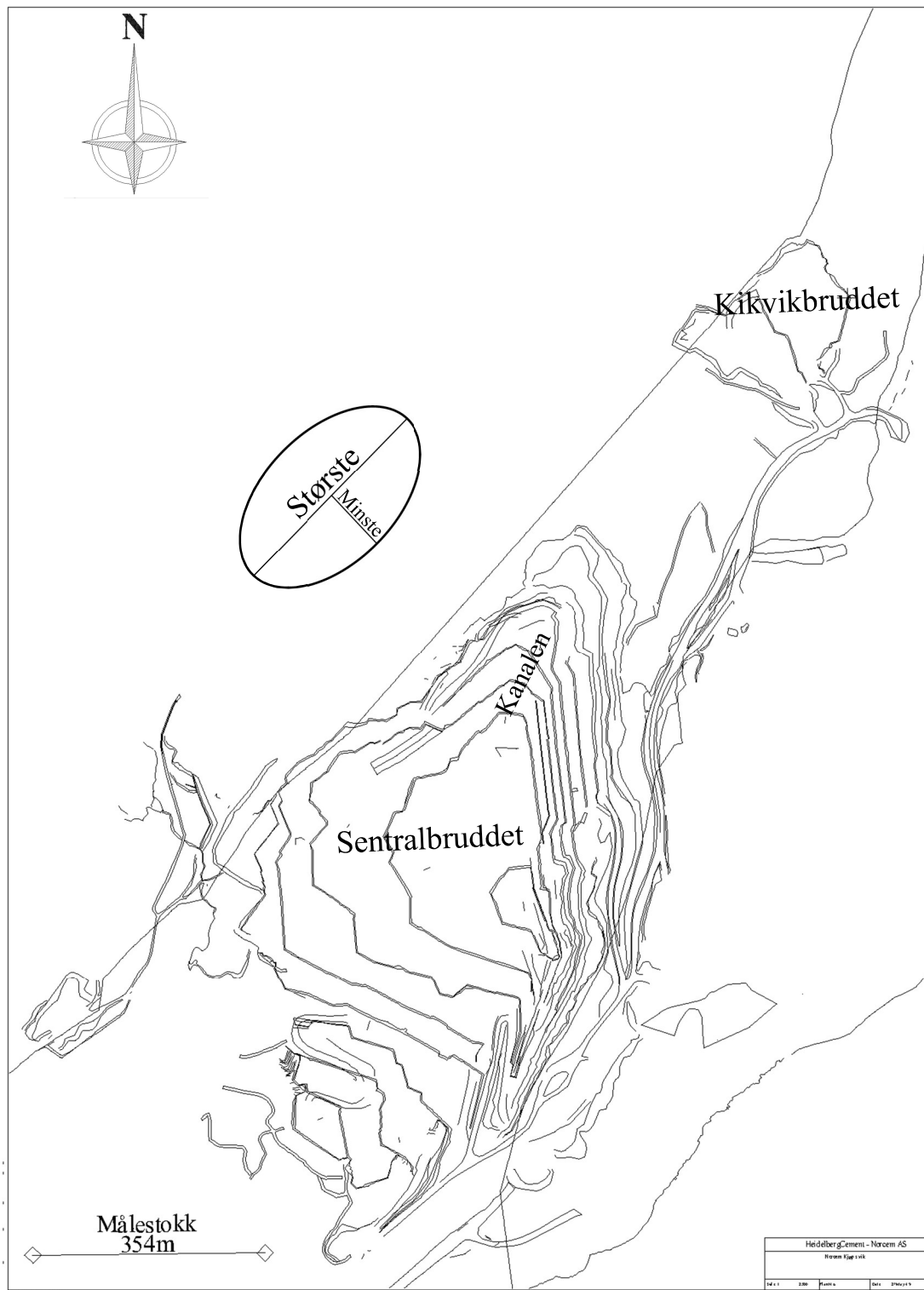
## 4.5 Blokkmodellering

3D-modellering av Q-verdier har blitt utført i programmet LeapFrog Geo versjon 4.5 fra ARANZ (2016). Datagrunnlaget består av borede og loggførte kjerneborehull utført av Norcem Kjøpsvik fra perioden 2005 til 2016. Topografiske data er også gitt fra bedriften. Metoden omfatter følgende trinn:

- Opplasting av kjerneborehull og dens tilhørende egenskaper og loggførte verdier. I denne oppgaven innebar det hullidentifikasjon, koordinater for boring, total borelengde, asimut, fallvinkel, Q-verdier med borekjernes dybde.
- Opplasting av topografi av området for å avgrense blokkmodelleringen.
- Bestemme søkeellipsoidens akseretning. I denne oppgaven er største akse omtrent parallelt med strøket på forekomsten (N045), minste akse står på tvers av strøkretningen (N135) og intermediære akse vertikal (Figur 29).

Største akse er bestemt basert på foliasjonsretning som er orientert tilnærmet parallelt med strøket på forekomsten. Intermediære akse er bestemt til å være vertikal og parallelt med den opprinnelig horisontale flaten for forekomstens avsetning. Minste akse er bestemt til å være vinkelrett på forekomstens strøk hvor influensavstanden er antatt å være lav på grunn av varierende litologi.

- Etablere variogram basert på loggførte borekjerneborehull for identifisering av variasjonsparametere i bergmassen. I denne oppgaven har en komposittlengde på 5 meter blitt benyttet (vedlegg F).
- Beskrive den romlige variasjon av Q-verdi gjennom en numerisk modell for ønsket område, før etablering av en blokkmodell med verdsatt  $5 \times 5 \times 5 \text{ m}^3$  blokker.
- Bruk av ordinær kriging for blokkmodellen, hvor hver blokk er delt inn i  $6^3$  verdier for verdisetting. Hver verdi er definert av et oktant-sektorsøk med maksimalt fem verdier per sektor, tre tomme sektorer og tre verdier per borehull for å begrense påvirkningen fra områder med konsentrerte data.



**Figur 29:** Dagbruddsområdet til Norcem Kjøpsvik med retning på søkeellipsoidens største og minste akse. Kartet er i Euref koordinatsystem.



## 4.6 Numerisk stabilitetsanalyse

I dette delkapittelet vil det bli gjort rede for egnethet og valg av 2D programvare for bruk i numerisk stabilitetsanalyse ved dagbruddsområdet til Norcem Kjøpsvik.

Diskret element metoden (DEM) vil være fordelaktig i områder hvor strukturkontrollerte brudd er sannsynlig. Dette setter krav til at intakt berg ikke går i brudd, med andre ord at topografiske høydeforskjellene i modellen og området er begrenset. I tillegg vil det kreve at oppsprekkingen i bergmassen er moderat og at strøklinjen til kritiske sprekkesett er orientert tilnærmet parallelt med analysert dagbruddsvegg. Metoden er godt egnet til å beskrive oppførselen til en blokkdannet bergmasse og dens relative bevegelse. Endelig element metoden (FEM) vil være foretrukket i områder hvor brudd i intakt berg er sannsynlig, altså hvor topografisk høydeforskjell i modellen er stor og påvirker stabiliteten. Metoden tar utgangspunkt i en bergmasse som er antatt isotrop i oppførsel slik at orienteringen på sprekkesett ikke er begrensende for analysen.

Dagbruddsområdet til Norcem Kjøpsvik er orientert parallelt med Lifjellet og Storbotnholtan. Dette innebærer nær 800 og 200 meter med høydeforskjell som vil kunne påvirke stabiliteten i sentrale deler av planlagt endelig dagbrudd. Analyse i FEM for dagbruddsveggen rettet mot Lifjellet og Storbotnholtan vil være egnet for å redusere løsnings tid for en relativt stor modell og anta bergmassen som isotrop. Resterende dagbruddsvegger er ikke orientert mot nærliggende topografiske høyder, slik at analyse i DEM vil være foretrukket ved antagelse av strukturkontrollerte brudd i dagbruddsveggen.

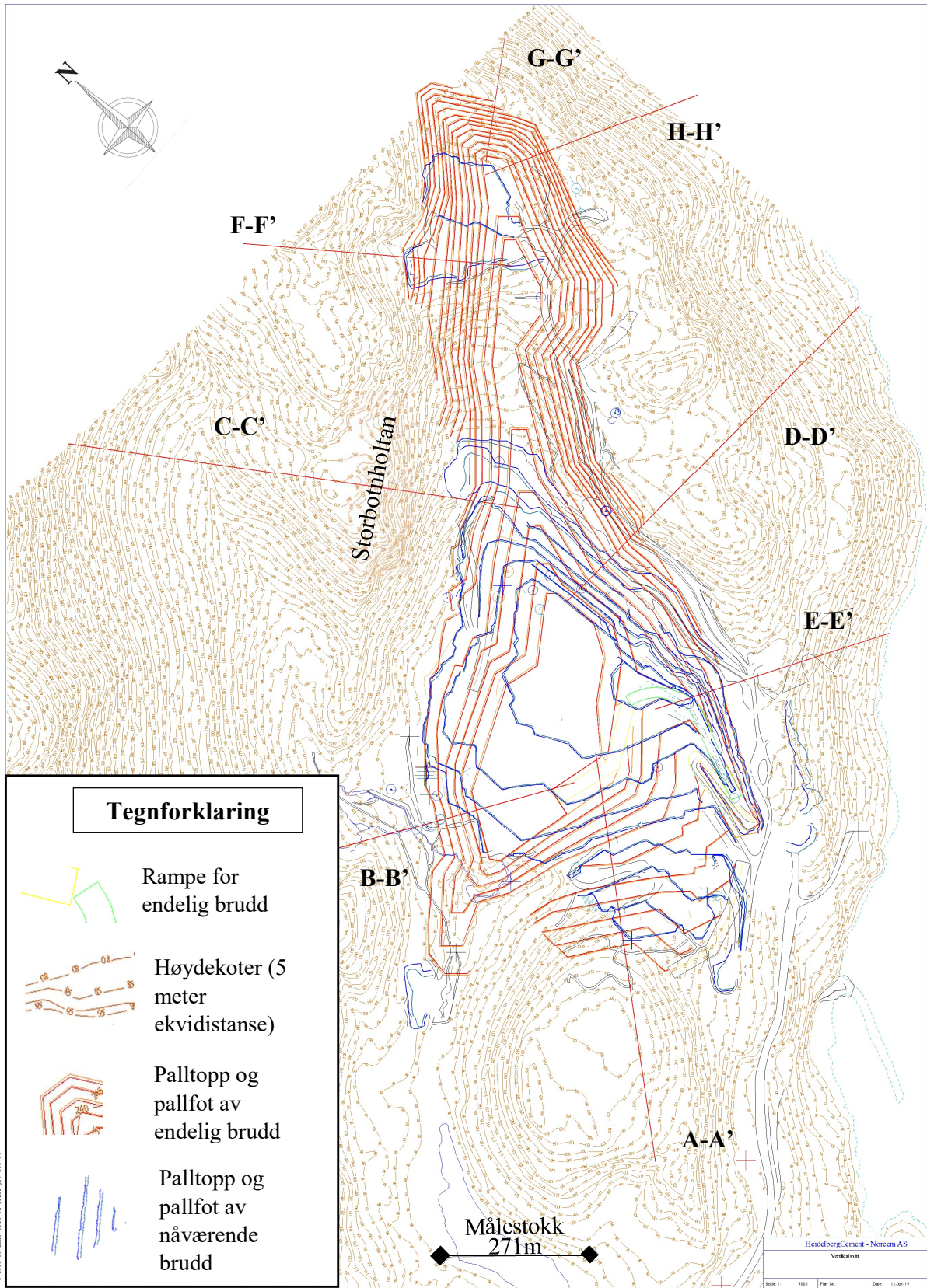
## 4.7 Konstruksjon av numerisk modell for stabilitetsanalyse

I denne oppgaven er det valgt hovedsakelig å benytte DEM i form av UDEC som numerisk metode grunnet antagelsen om strukturelle brudd i bergmassen. For å vurdere sikkerheten mot brudd i intakt berg er det valgt å utføre to vertikalsnitt av endelig element metoden (FEM) RS2. I hvert vertikalsnitt er det analysert med hensyn på stabilitet ved endelig dagbrudd i følgende to situasjoner.

1. Planlagt endelig brudd med 12 og 13 meter høye pallnivå og  $79^\circ$  pallvinkel. Designet er fra Norcem Kjøpsvik.
2. En tilpasning av dagbruddsvinkel utfra situasjon 1, med 25 meter høye pallnivå og  $86^\circ$  pallvinkel.

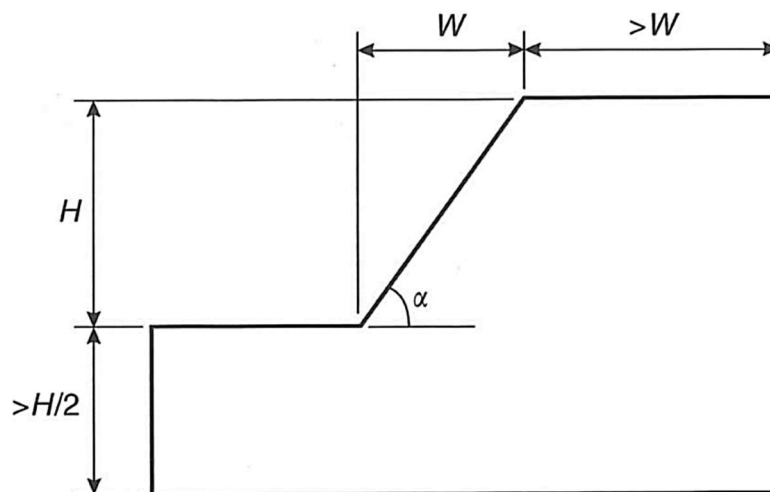
Konstruksjon av 2D profil i UDEC og RS2 er dannet på grunnlag av vertikalsnitt i Geovia Surpac med data fra Norcem Kjøpsvik. For å danne et realistisk profil av topografien er det forsøkt å skjære vinkelrett på de topografiske høydekvotene og dagbruddsveggen for planlagt endelig brudd, se Figur 30. Bruddets design per 31.07.2018 er vist med mørk og lys blå farge for henholdsvis palltopp og pallfot, mens fremtidig brudd er illustrert med oransje og rød farge.

Det er totalt laget åtte vertikalsnitt (AA', BB', CC', DD', EE', FF', GG', HH'), hvor RS2 er representert i snitt BB' og CC' der det er sett på som størst sannsynlighet for brudd i intakt berg. UDEC er benyttet for analyse i snitt AA', DD', EE', FF', GG' og HH'. Hvert vertikalsnitt er valgt med bakgrunn i topografiens innvirkning på dagbruddsområdet og dybden på det endelig planlagte bruddet. På denne måten har det blitt forsøkt dannet vertikalsnitt som representerer de mest ustabile og karakteristiske forholdene for ulike deler av dagbruddsveggen. Hvert vertikalsnitt inneholder data som beskriver dagens situasjon og det planlagte bruddet i fremtiden, i tillegg til den tolkede bergartsgrensen mellom kalsittmarmor og sideberget (se vedlegg E).



**Figur 30:** Vertikalsnitt for utarbeidelse av numeriske modeller i UDEC og RS2. Profil B-B' og C-C' er analysert i RS2 mens resterende er utført i UDEC.

For å konstruere en pålitelig og realistisk numerisk modell for hvert vertikalsnitt, stilles det ifølge Wyllie and Mah (2004) krav til dimensjonene for den totale modellen som en funksjon av bredden og høyden på bergskjæringen, se Figur 31. Dette kommer av at de ytre grensene ikke skal kunne påvirke resultatet i betydelig grad. I oppgaven har disse dimensjonene forsøkt blitt overholdt ved å sørge for tilstrekkelig lengde på modellen og forlenge modellens vertikale dybde.



**Figur 31:** Anbefalte dimensjonsstørrelser ved numerisk analyse av bergskjæringer (Wyllie and Mah, 2004)

## Grenseforhold

Definering av grenseforhold kan påvirke resultatet av den numeriske analysen. Wyllie and Mah (2004) understreker at låste grenseforhold forårsaker underestimering av både bergspenninger og deformasjon, mens en spenningsutsatt grense uttrykker motsatt. For både UDEC og RS2 eksisterer det følgende grenseforhold: X-begrenset, Y-begrenset, XY-begrenset og fri grense. X-begrenset grenseforhold hindrer bevegelse i x-retning men tillater nodene i å bevege seg i y-retning. Y-begrenset grenseforhold vil tillate nodene i å bevege seg i x-retning mens den hindrer bevegelse i y-retning. XY-begrenset grenseforhold vil ikke tillate

noen form for bevegelse i planet. I denne oppgaven har det blitt benyttet grenseforhold vist i Tabell 11.

**Tabell 11:** Definerings av grenseforhold

Grenseflate	Begrensninger	Anbefaling
Overflaten	Fri bevegelse i alle retninger	(Rocscience, 2018b)
Vertikale sideflater	Låst bevegelse i horisontal retning (x), men tillater bevegelse i vertikal retning (y) for å akseptere deformasjon og unngå spenningskonsentrasjoner.	(Griffiths and Marquez, 2007, Chugh, 2003)
Nedre hjørner	Låst i alle retninger (x- og y-retning)	(Sjöberg, 1999)
Horisontal bunn	Låst bevegelse i vertikal retning (y).	(Griffiths and Marquez, 2007, Chugh, 2003)

## Mesh

For både UDEC og RS2 genereres mesh etter at de eksterne grensene for modellen er definert, hvor det diskretiseres i soner av triangler eller firkanter (Itasca, 2011, Rocscience, 2018b). Ifølge Wyllie and Mah (2004) er det nødvendig med relativt fin diskretisering, hvor det anbefales minst 20-30 soner over bergskjæringen ved stabilitetsanalyse. I tilfeller hvor utvelting skal analyseres, vil minimum fire soner i bergsøylen være krevd. I UDEC kreves det at maksimal kantlengde og avrunding av kantene for deformerbare blokker kvantifiseres ved oppstart. I denne oppgaven er det etter anbefaling av Itasca (2011) satt en avrunding av hjørnene til under 1% av gjennomsnittlig blokkstørrelse for å hindre blokkene å hekte seg opp og produsere spenningskonsentrasjoner. For å generere et tilstrekkelig nøyaktig resultat vil det være tilstrekkelig å definere den maksimale kantlengden etter forholdet 1:10 av blokkene (Itasca, 2011). I oppgaven har det blitt benyttet en kantlengde på 10 meter for å holde programmets beregningstid nede, hvor løsningens nøyaktighet fortsatt er vurdert til å være tilfredsstillende.

Oppsett av mesh i RS2 for denne oppgaven er, etter anbefaling av Kanda and Stacey (2016), gitt av følgende egenskaper

- Type mesh – uniform
- Sonetype – 6 nodede triangler
- Antall elementer – 1500

I UDEC har det for denne oppgaven blitt benyttet følgende egenskaper

- Type mesh – triangler
- Sonens kantlengde – 10m
- Avrunding – 0.2%

### **Verifisering av numeriske modeller**

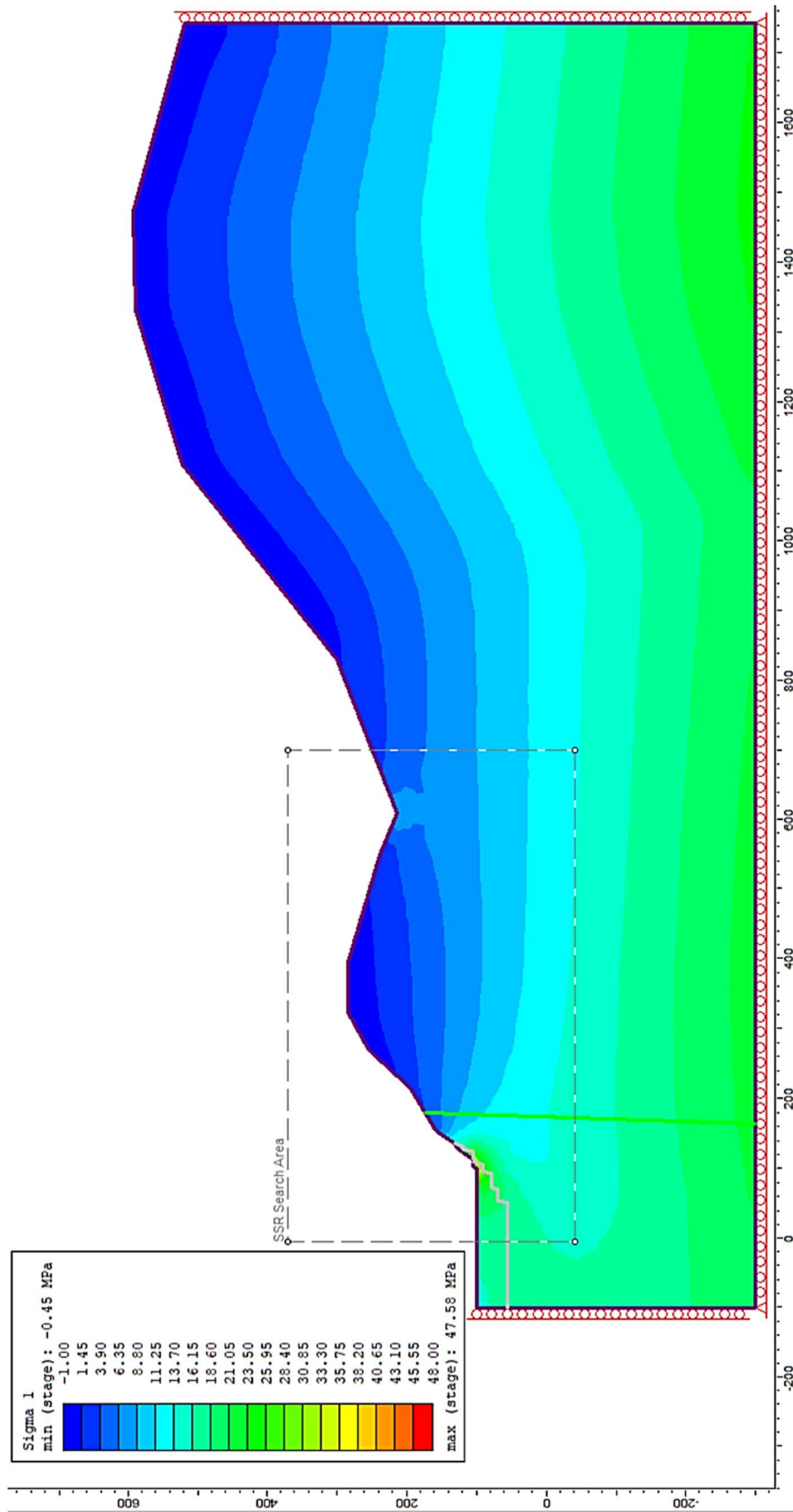
For å verifisere at konstruerte numeriske modeller gir realistiske resultat er følgende punkter utført i RS2:

- Å bekrefte at teoretiske og numeriske verdier for vertikalspenning ved elastisk bergmassetilstand er tilsvarende. Figur 32 viser vertikalspenning for vertikalsnitt C-C' hvor en overdekning på 490 meter gir en spenning på omtrent 13.3 MPa, som stemmer godt overens med teoretisk estimering:  $2770 \text{ kg/m}^3 * 9.81 \text{ m/s}^2 * 490 \text{ m} * 10^{-6} \text{ MPa} = 13.3 \text{ MPa}$ .
- Å bekrefte at brudd skjer ved overdreven totalvinkel (se vedlegg H).

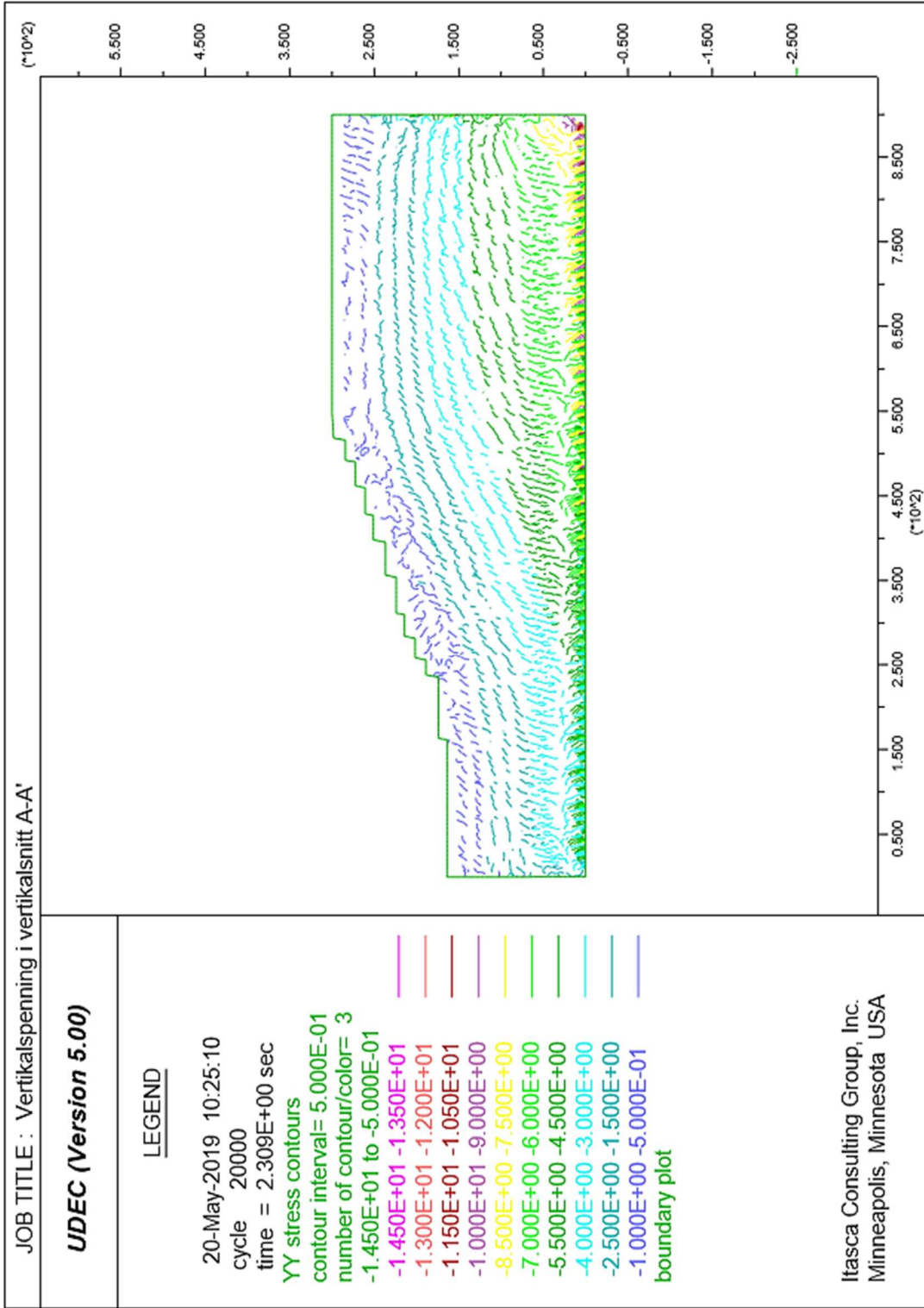
I UDEC er følgende punkter utført for å verifisere at de numeriske modellene har realistiske oppførsel

- Kontrollere at ubalanserte krefter i modellen konvergerer mot en verdi nær 0, før og etter beregning av sikkerhetsfaktor (se vedlegg H for hele beregningszyklusen).
- Å bekrefte at deformasjon er av forventet størrelse. For vertikalsnitt D – D' er sprekkeavstand justert til å oppfylle dagens stabile tilstand (vedlegg H).
- Å bekrefte at teoretiske og numeriske verdier for vertikalspenning er nær tilsvarende. Figur 33 samsvarer med beregnet vertikal spenning for 100 meter dybde kalsittmarmor:  $2700 \text{ kg/m}^3 * 9.81 \text{ m/s}^2 * 100 \text{ m} * 10^{-6} \text{ MPa} = 2.6 \text{ MPa}$ .





**Figur 32:** Elastisk analyse av sigma 1 (vertikal) spenningstilstand for vertikalsnitt C-C. Analysen oppnår forventet spenningstilstand ved overdekning på 490 meter.

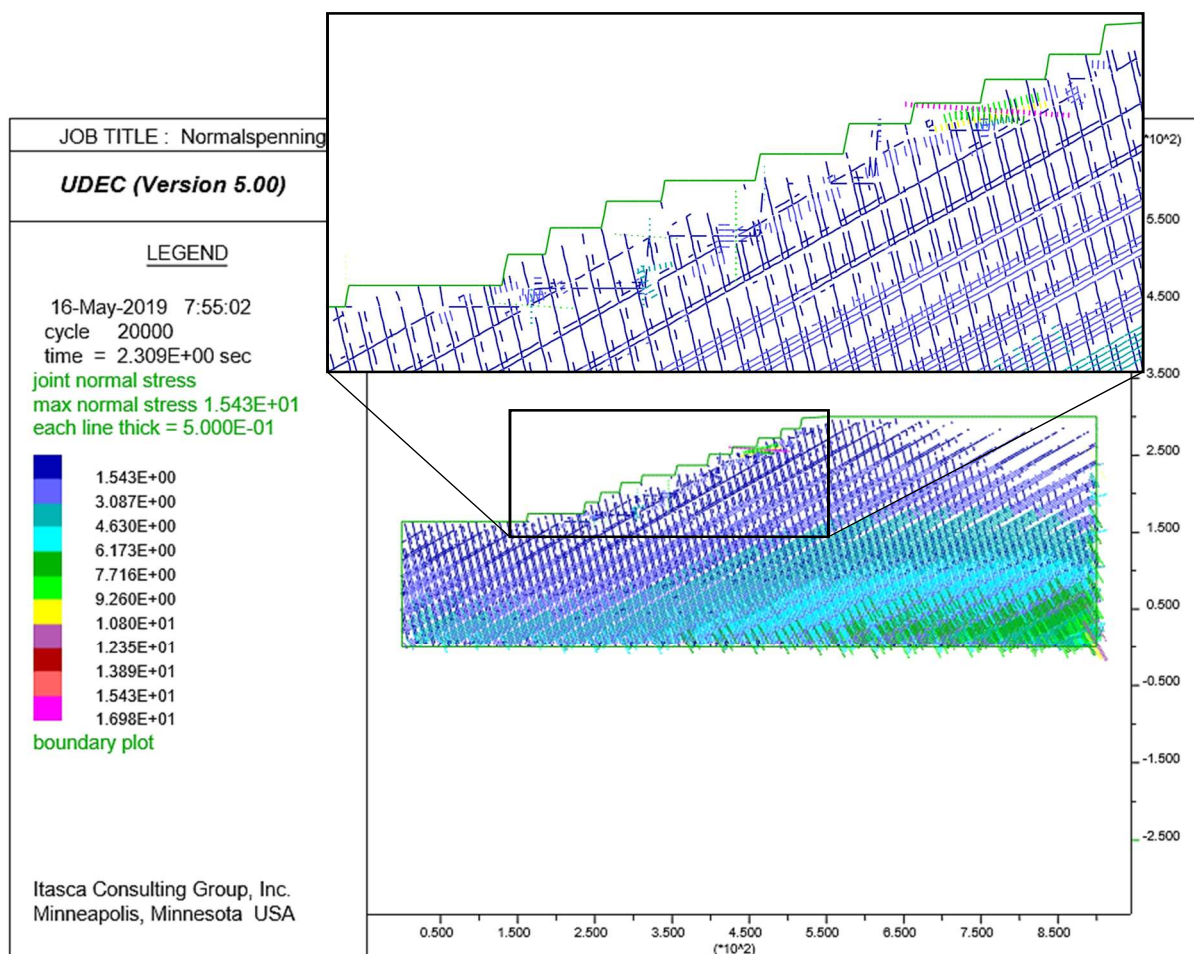


Figur 33: Plastisk analyse av vertikal spenningstilstand for vertikalsnitt A-A'. Analysen oppnår forventet spenningstilstand ved overdekning på 100 meter.



## Materialmodell for sprekkesett

For å automatisk kunne beregne sikkerhetsfaktor i UDEC, er skjærstyrken for sprekkesett beskrevet gjennom Mohr-Coulombs bruddkriterium, som ifølge Wyllie and Mah (2004) er blant de mest brukte modellene. Skjærstyrken beskrives av friksjonsvinkel og kohesjon etter konvertering fra de estimerte parameterne JRC, JCS og  $\phi_b$  i Barton-Bandis skjærbruddkriterium. Konverteringen med brukte ligninger er vist i vedlegg G. Grunnet variasjon i skjærstyrke med hensyn på normalspenning, er dette tatt til hensyn for hvert vertikalsnitt i UDEC. I denne oppgaven er det beregnet en representativ normalspenning for kritisk svakhetsplan i bergskjæringen gjennom UDEC, hvor normalspenningen for sprekkesett er plottet. Figur 34 viser eksempel for slikt plott ved vertikalsnitt A-A'. Plottet viser normalspenningen i dagbruddsveggen med fargekodete intervaller og 0.5 MPa tykkelsesintervaller, hvor normalspenningen på sprekkeplanet er proporsjonalt med linjenes tykkelse og farge (Itasca, 2011).



**Figur 34:** Plottet normalspenning over vertikalsnitt A-A'. Hver linjetykkelse representerer 0.5 MPa normalspenning, mens fargen er angitt i egne intervaller i margen med enhet MPa.

Tabell 12 viser Barton-Bandis parametere JRC, JCS og  $\phi_r$  for tilhørende vertikalsnitt. For Kikvikområdet, representert ved vertikalsnitt F-F', G-G' og H-H', har det blitt benyttet parameterverdier fra Sentralbruddet. For vertikalsnitt F-F' og G-G' er det benyttet verdier fra domene 3 og 4, mens vertikalsnitt H-H' har benyttet verdier fra domene 6 og 7. Residual friksjonsvinkel er estimert som sammenfallende med basis friksjonsvinkel med antagelse om uforvitret tilstand (Barton, 1973). Tabell 13 viser brukte verdier for sprekkenes stivhet i den numeriske stabilitetsanalysen.

**Tabell 12:** Barton-Bandis parametere for sprekkesett i hvert vertikalsnitt

Vertikalsnitt	JRC		JCS [MPa]		$\Phi_r$ [°]	
	Kalsitt-marmor	Granat-glimmerskifer	Kalsitt-marmor	Granat-glimmerskifer	Kalsitt-marmor	Granat-glimmerskifer
<b>A-A'</b>	4.0	-	25.5	-	27.0	-
<b>D-D'</b>	3.75	3.75	18.0	30.4	27.0	28.0
<b>E-E'</b>	3.75	3.75	18.0	30.4	27.0	28.0
<b>F-F'</b>	4.0	4.0	18.0	15.7	27.0	28.0
<b>G-G'</b>	4.0	-	18.0	-	27.0	-
<b>H-H'</b>	3.75	3.75	18.0	30.4	27.0	28.0

**Tabell 13:** Stivhet for sprekkesett

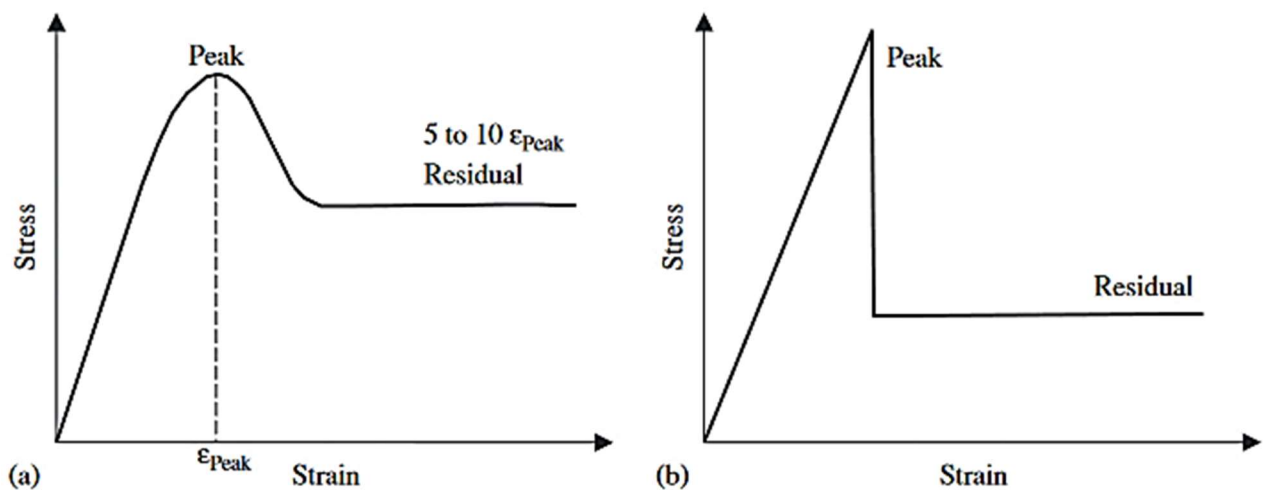
Normalstivhet for sprekkesett, $k_n$ [MPa/m]	Skjærstivhet for sprekkesett, $k_s$ [MPa/m]	Kilde
$10^5$	$10^4$	(Małkowski, 2015)

### Materialmodell for bergmassen

Egenskaper og modell av bergartsmaterialet er tilegnet hver sone i den numeriske modellen. Materialmodellen er spennings- og deformasjonsforhold som beskriver hvordan materialet oppfører seg. For veldig store bergskjæringer vil det være urealistisk å simulere alle diskontinuiteter, hvor en kontinuum-basert modell vil reduserer den intakte elastiske styrken til bergmassen for å beskrive effekten av svakhetsplan (Wyllie and Mah, 2004). I denne

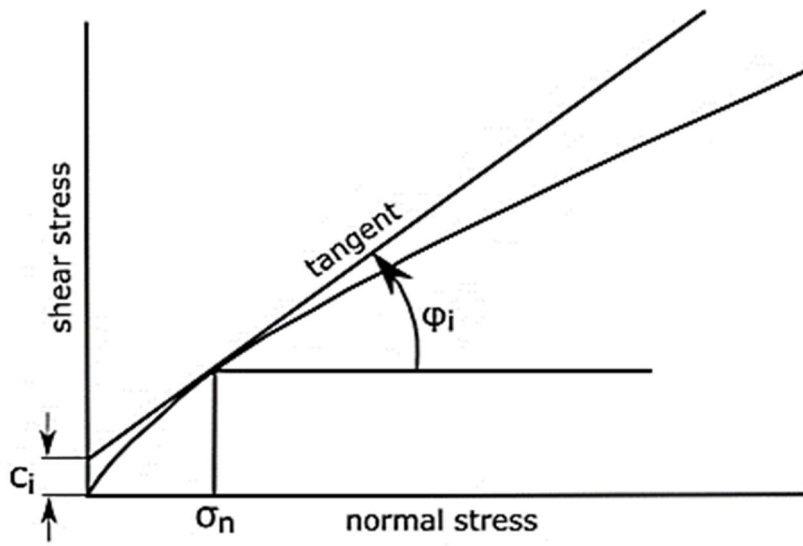
oppgaven har Hoek-Browns generaliserte kriterium blitt benyttet som modell for bergmassen i RS2, mens det har blitt benyttet Mohr-Coulombs plastiske modell for intakt berg i UDEC grunnet muligheten for beregning av sikkerhetsfaktor (Itasca, 2011, Rocscience, 2018b).

Residualstyrken etter brudd i materialet defineres, ifølge Cai et al. (2007), ved en stabiliserende materialstyrke i etterkant av brudd i enaksiell kompresjonsstyrke (UCS). Normalt vil residualstyrken defineres over et deformasjonsområde på 5-10 ganger deformasjonsområdet til materialets toppstyrke, se Figur 35. I denne sammenhengen har det blitt avlest topp- og residualverdi for kalsittmarmor og granatglimmerskifer, basert på enaksiell kompresjonstest dokumentert i Thoresen (2018).



**Figur 35:** Beskrivelse av to ulike typer tap av styrke etter brudd, hvor topp- og residualstyrke er angitt (Cai et al., 2007). **a.)** Strain-softening bergmasse hvor bergmassens styrke avtar gradvis etter brudd. **b.)** Perfekt elastisk-sprø bergmasse hvor bergmassen oppnår konstant residualstyrke momentant etter brudd.

Ved beregning av Mohr-Coulombs styrkeparametere for intakt berg er programmet RocData benyttet grunnet variasjon i skjærstyrke ved endring i normalspenning. Hoek-Browns beskrivelse av bergmassen er modifisert til intakt berg for granatglimmerskifer og kalsittmarmor, hvor  $GSI = 100$  og  $D = 0$ . Verktøyet instantaneous MC sampler har blitt brukt for avlesning av kohesjon og friksjonsvinkel for aktuell normalspenning. Figur 36 illustrer prinsippet for bruk av instantaneous MC sampler. Kohesjon og friksjonsvinkel i Mohr-Coulomb avleses for en bestemt normalspenning langs Hoek-Browns bruddkurve.



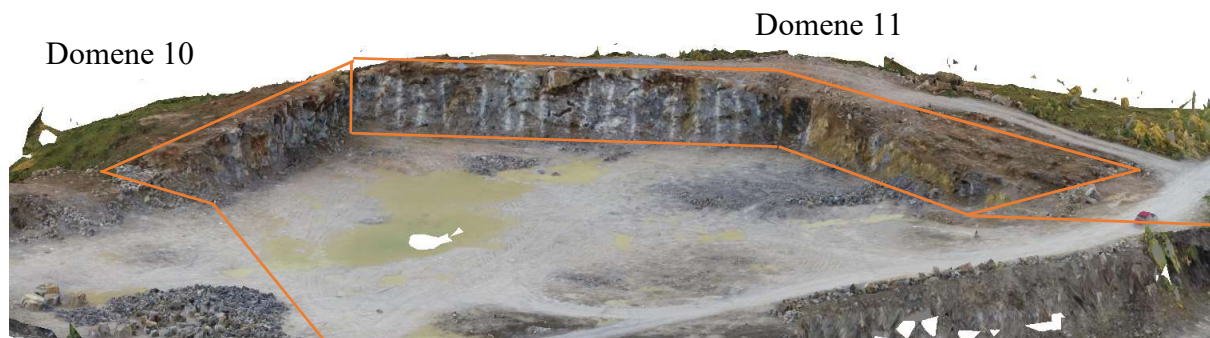
Figur 36: Illustrering av prinsippet for instantaneus MC sampler (Hoek, 2000b).

# 5 RESULTAT

## 5.1 Structure – from – motion fotogrammetri

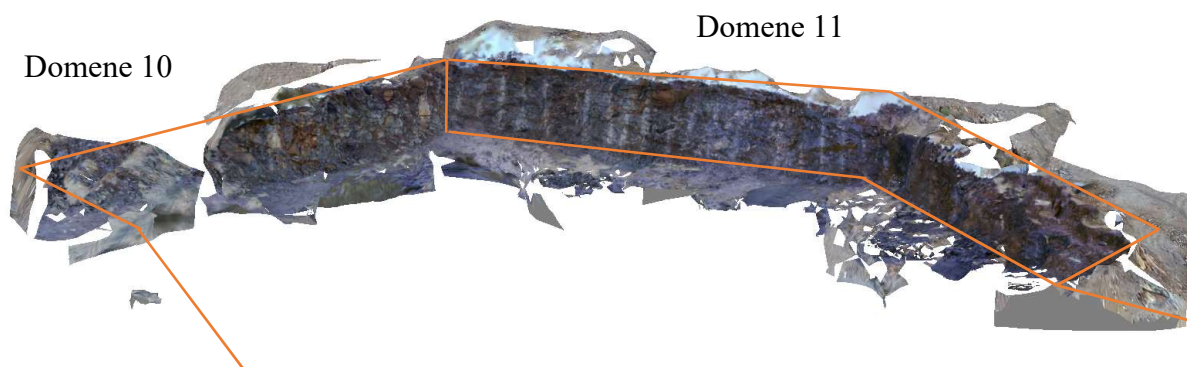
I dette delkapittelet presenteres resultatet fra 3D-modelleringen av øverste nivå i Kikvikbruddet og den nordlige delen av Sentralbruddet, Kanalen. To 3D-modeller i Kikvikbruddet er konstruert i form av Kikvik1 og Kikvik2 (se Figur 37 og Figur 38), mens 3D-modell Kanalen er vist i Figur 39. Modellene er delt inn i tilhørende geotekniske domener.

Figur 37 viser en tydelig og sammenhengende 3D-modell av området. Høyest oppløsning i modellen er ved horisontale flater, mens vertikale flater, for eksempel pallfront, viser til sammenligning lav oppløsning og uklare detaljer.



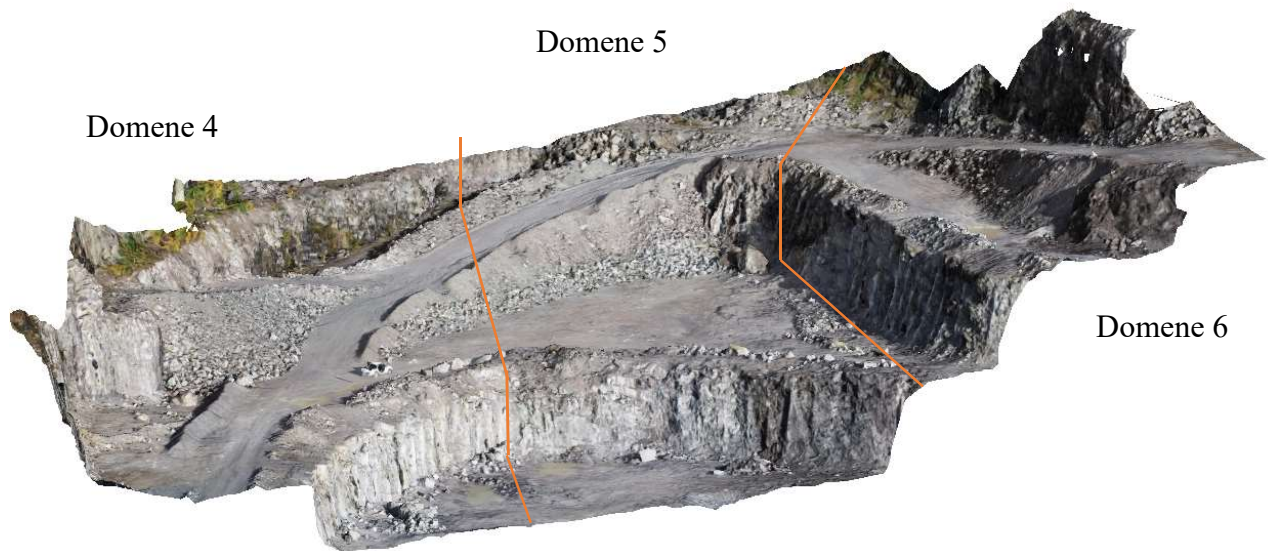
**Figur 37:** Kikvik1 3D-modell med markerte domener.

Figur 38 viser en tydelig og sammenhengende 3D-modell av pallfronten. Oppløsningen er høy på vertikale flater hvor detaljer vises klart, mens området foran og bak pallfronten er til sammenligning usammenhengende og viser uklare detaljer.



**Figur 38:** Kikvik2 3D-modell med markerte domener

Figur 39 viser en tydelig og sammenhengende 3D-modell av nivå 37, 50 og 60 for området Kanalen, nord i Sentralbruddet. Store deler av modellen har høy oppløsning for vertikale og horisontale flater, hvor detaljer vises klart.



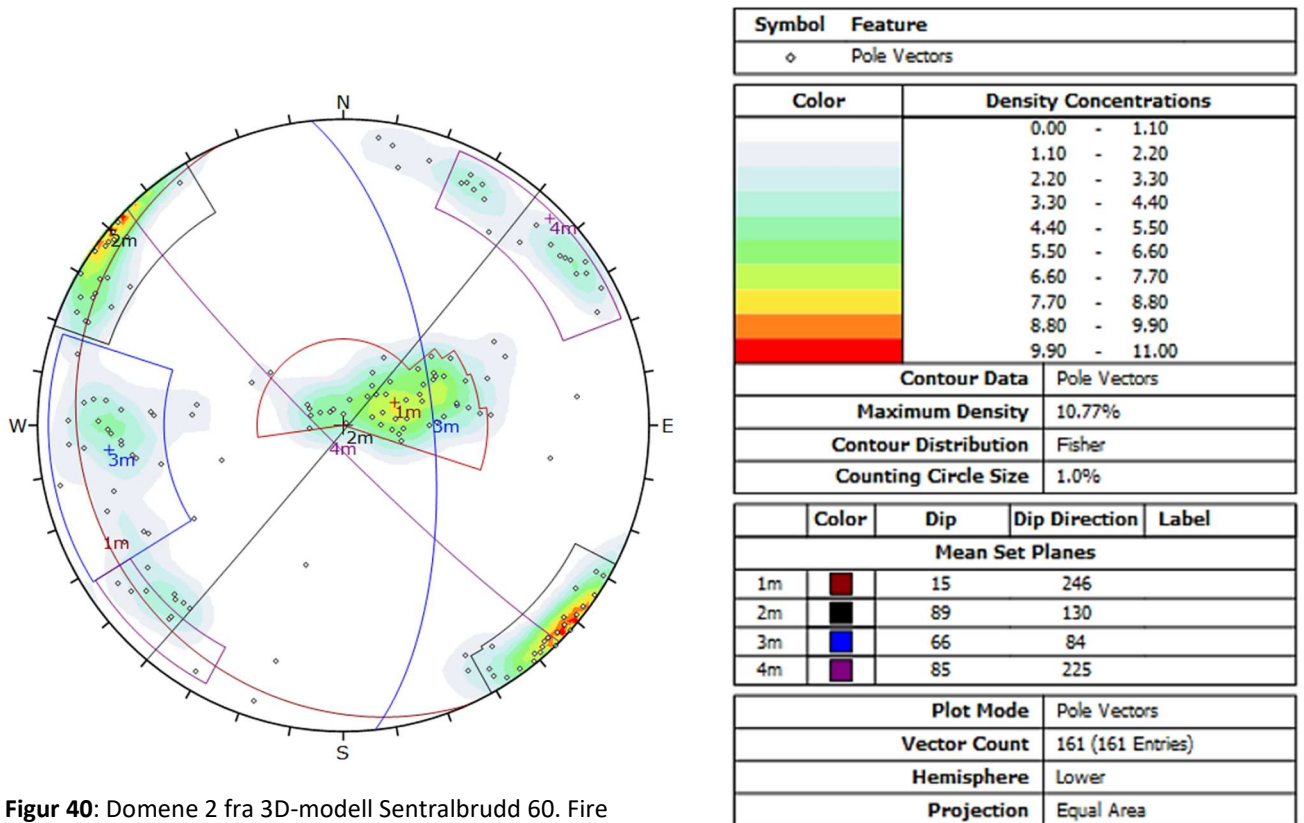
**Figur 39:** Kanalen 3D-modell med markerte domener



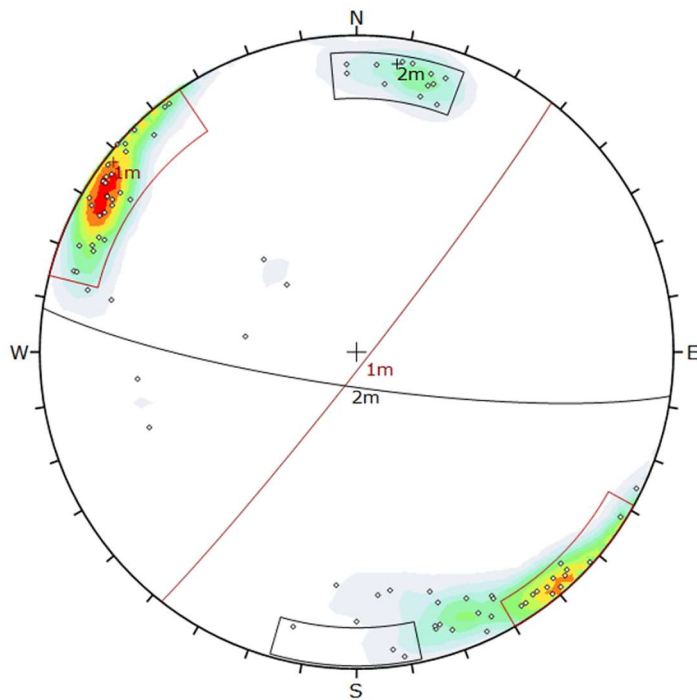
## 5.2 Stereografisk analyse av digital kartlegging

Detaljert digital kartlegging av 3D-modellerte modeller har blitt utført, hvor kartlagte svakhetsplan er presentert i Dips 7.0. Hele pallnivå av domene 2, 3, 10, 11 og større deler av 4 er kartlagt hvor resultatet er vist nedenfor i Figur 40 - Figur 48. Kartlegging i domene 4 er utført i ulike områder i 3D-modell Kanalen og Sentralbrudd 60 og er presentert i ett felles stereoplott. En mindre del av domene 1 er kartlagt og lagt i vedlegg C.

Kartlagt område for domene 2 og 3 i Sentralbruddet 60 og domene 10 og 11 i Kikvik2 vil bli benyttet videre i den kinematiske analysen.



**Figur 40:** Domene 2 fra 3D-modell Sentralbrudd 60. Fire identifiserte sprekesett: 1m (eksfoliasjon), 2m (foliasjon), 3m og 4m.



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.90
	1.90 - 3.80
	3.80 - 5.70
	5.70 - 7.60
	7.60 - 9.50
	9.50 - 11.40
	11.40 - 13.30
	13.30 - 15.20
	15.20 - 17.10
	17.10 - 19.00

Contour Data		Pole Vectors
Maximum Density		18.20%
Contour Distribution		Fisher
Counting Circle Size		1.0%

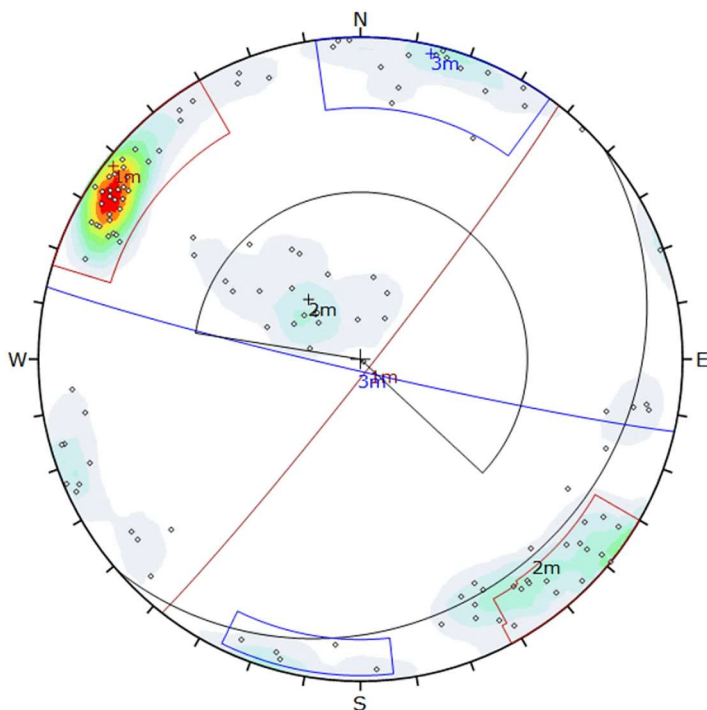
  

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	87	128	
2m	81	188	

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	81 (81 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

**Figur 41:** Domene 3 fra 3D-modell Sentralbrudd 60. To identifiserte sprekkesett: 1m (foliasjon) og 2m.



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.60
	1.60 - 3.20
	3.20 - 4.80
	4.80 - 6.40
	6.40 - 8.00
	8.00 - 9.60
	9.60 - 11.20
	11.20 - 12.80
	12.80 - 14.40
	14.40 - 16.00

Contour Data		Pole Vectors
Maximum Density		15.86%
Contour Distribution		Fisher
Counting Circle Size		1.0%

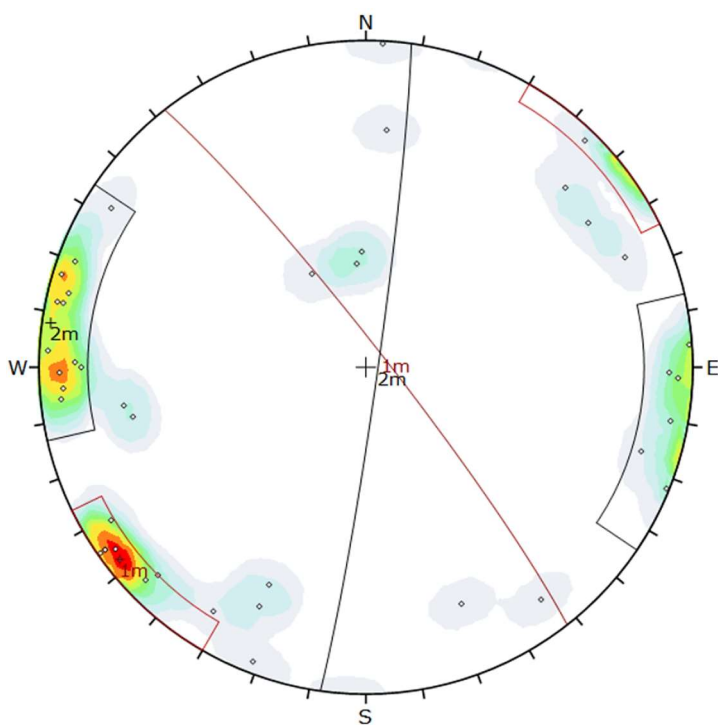
Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	87	128	
2m	20	139	
3m	87	193	

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	122 (122 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

**Figur 42:** Domene 4 fra 3D-modell Kanalen og Sentralbrudd 60. Tre identifiserte sprekkesett: 1m (foliasjon), 2m (eksfoliasjon) og 3m.





**Figur 43:** Domene 5 fra 3D-modell Kanalen. To identifisert sprekesett: 1m og 2m.

Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.50
	1.50 - 3.00
	3.00 - 4.50
	4.50 - 6.00
	6.00 - 7.50
	7.50 - 9.00
	9.00 - 10.50
	10.50 - 12.00
	12.00 - 13.50
	13.50 - 15.00

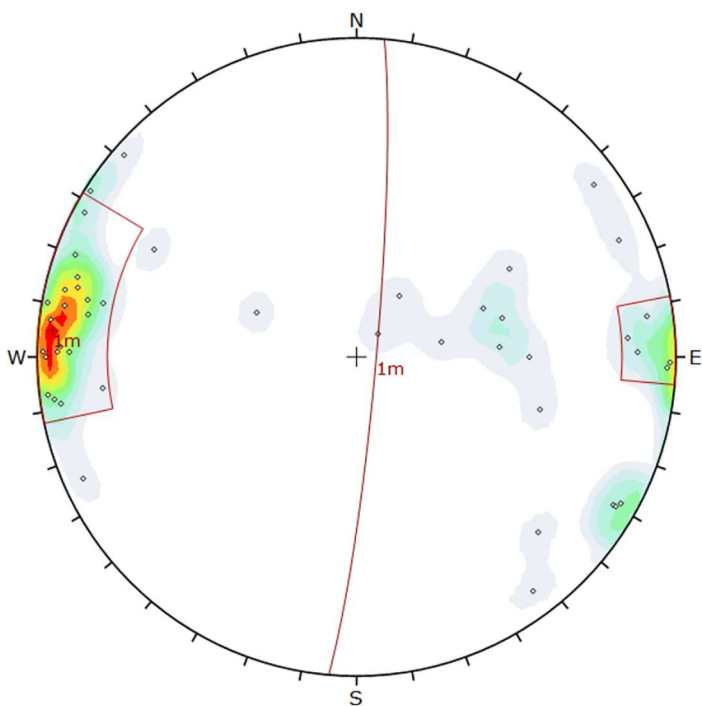
Contour Data		Pole Vectors
Maximum Density		14.54%
Contour Distribution		Fisher
Counting Circle Size		1.0%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
1m	■	85	52	
2m	■	87	98	

Plot Mode		Pole Vectors
Vector Count		43 (43 Entries)
Hemisphere		Lower
Projection		Equal Area



**Figur 44:** Domene 6 fra 3D-modell Kanalen. Ett identifisert sprekesett: 1m.

Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.90
	1.90 - 3.80
	3.80 - 5.70
	5.70 - 7.60
	7.60 - 9.50
	9.50 - 11.40
	11.40 - 13.30
	13.30 - 15.20
	15.20 - 17.10
	17.10 - 19.00

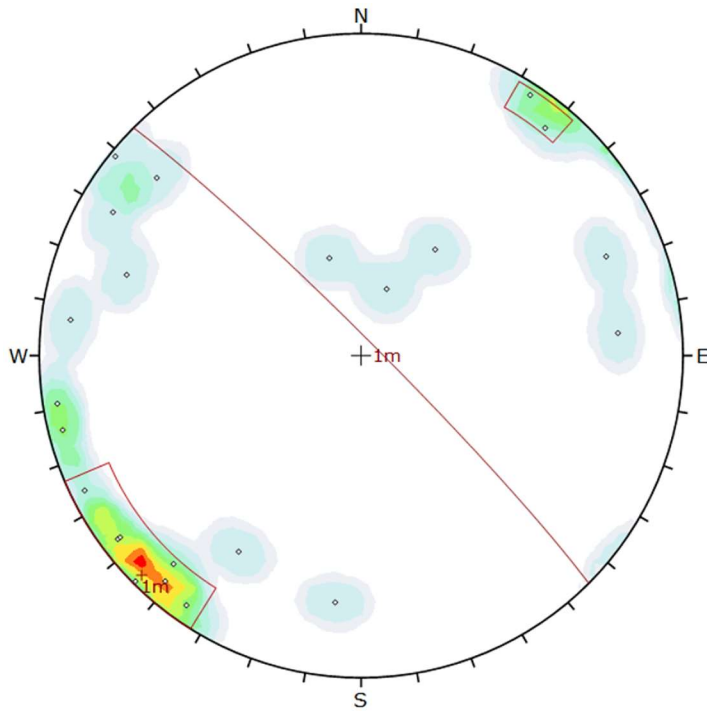
Contour Data		Pole Vectors
Maximum Density		18.42%
Contour Distribution		Fisher
Counting Circle Size		1.0%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
1m	■	85	95	

Plot Mode		Pole Vectors
Vector Count		46 (46 Entries)
Hemisphere		Lower
Projection		Equal Area



**Figur 45:** Domene 10 fra 3D-modell Kikvik1. Ett identifisert sprekkesett: 1m.

Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.60
	1.60 - 3.20
	3.20 - 4.80
	4.80 - 6.40
	6.40 - 8.00
	8.00 - 9.60
	9.60 - 11.20
	11.20 - 12.80
	12.80 - 14.40
	14.40 - 16.00

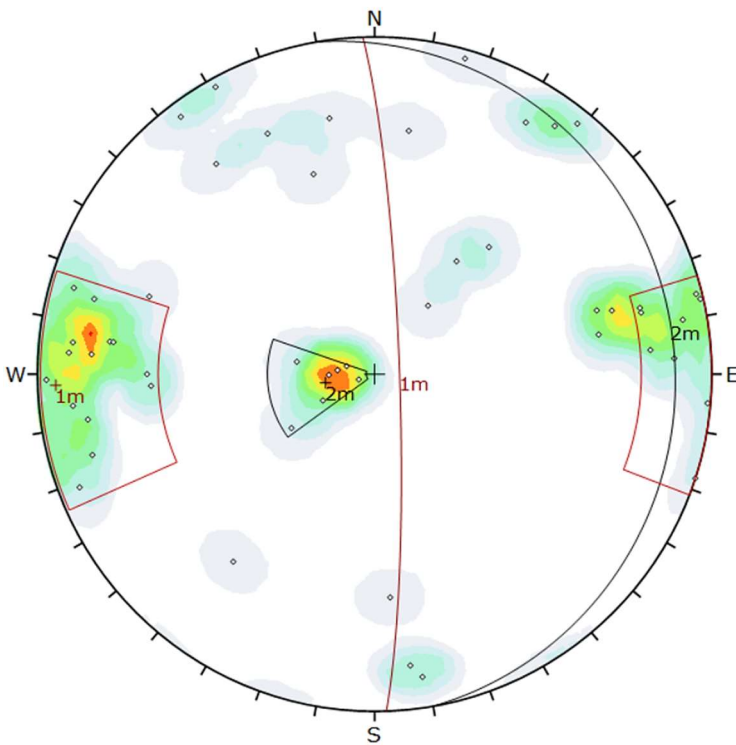
Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	15.81%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	86	45	

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	23 (23 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area



**Figur 46:** Domene 10 fra 3D-modell Kikvik2. To identifiserte sprekkesett: 1m og 2m (eksfoliasjon).

Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.00
	1.00 - 2.00
	2.00 - 3.00
	3.00 - 4.00
	4.00 - 5.00
	5.00 - 6.00
	6.00 - 7.00
	7.00 - 8.00
	8.00 - 9.00
	9.00 - 10.00

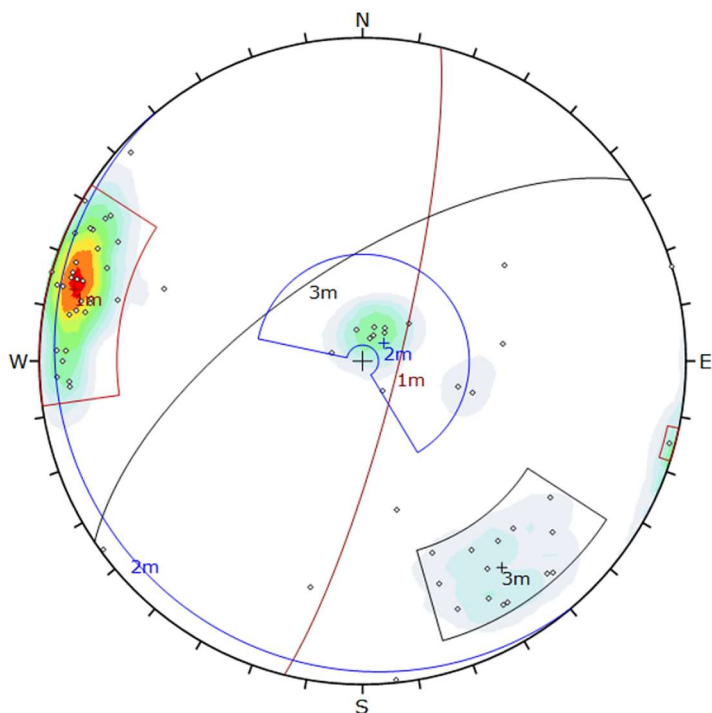
Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	9.10%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	84	88	
2m	12	80	

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	52 (52 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area



**Figur 47:** Domene 11 fra 3D-modell Kikvik1. Tre identifiserte sprekkesett: 1m (foliasjon), 2m (eksfoliasjon) og 3m.

Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 2.00
	2.00 - 4.00
	4.00 - 6.00
	6.00 - 8.00
	8.00 - 10.00
	10.00 - 12.00
	12.00 - 14.00
	14.00 - 16.00
	16.00 - 18.00
	18.00 - 20.00

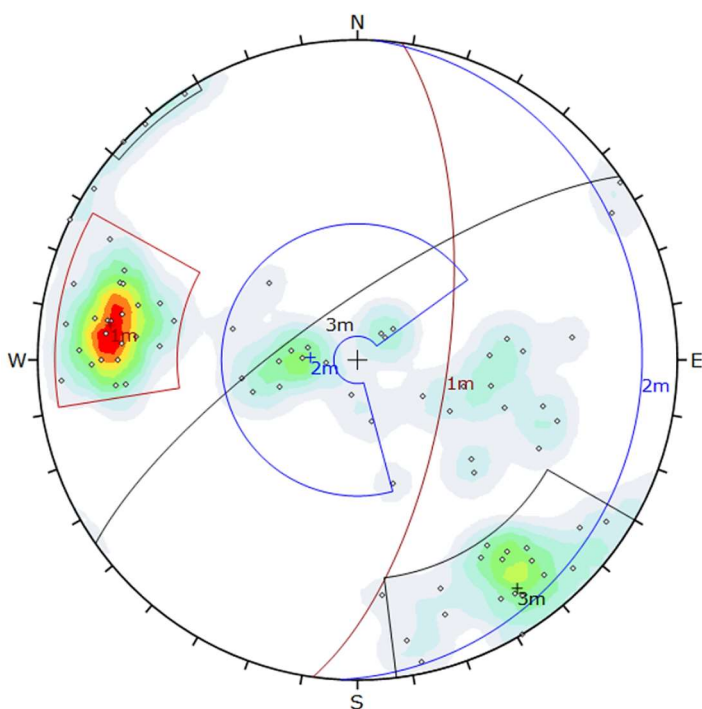
Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	19.56%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	81	104	
2m	7	230	
3m	66	326	

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	65 (65 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area



**Figur 48:** Domene 11 fra 3D-modell Kikvik2. Tre identifiserte sprekkesett: 1m (foliasjon), 2m (eksfoliasjon) og 3m.

Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.10
	1.10 - 2.20
	2.20 - 3.30
	3.30 - 4.40
	4.40 - 5.50
	5.50 - 6.60
	6.60 - 7.70
	7.70 - 8.80
	8.80 - 9.90
	9.90 - 11.00

Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	10.78%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	67	98	
2m	12	93	
3m	76	325	

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	80 (80 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

### 5.3 Kinematisk analyse

Hvert domene i dagbruddsområdet har blitt kinematisk analysert med bruddmekanismene bøyelig og blokkutvelting samt plan og kileutglidning. Tabell 14 viser virkningsgraden hver bruddmekanisme har i hvert domene med tilhørende veggorientering. Kinematisk analyse som er fremhevet med farget rute i Tabell 14 indikerer dominerende eller sensitiv bruddmekanisme i domenet.

Første kolonne i Tabell 14 ved plan utglidning og utvelting viser % av totale poler i den kinematiske analysen som er kritiske for bruddmekanismen. Andre kolonne beskriver % av totale poler for et bestemt sprekkesett som er kritiske. Graden av kileutglidning beskrives gjennom % av totale krysninger som forekommer i kritisk område.

I følgende delavsnitt vil karakteristiske bruddmekanismer for dagbruddsområdet illustreres, i tillegg til sensitivetsanalyse med hensyn på friksjonsvinkel, pallfrontens orientering og fall (Figur 49 - Figur 58). Kinematiske analyser for resterende domener er plassert i vedlegg D.

**Tabell 14:** Oversikt over dagbruddsområdets bruddmekanismer og deres virkning

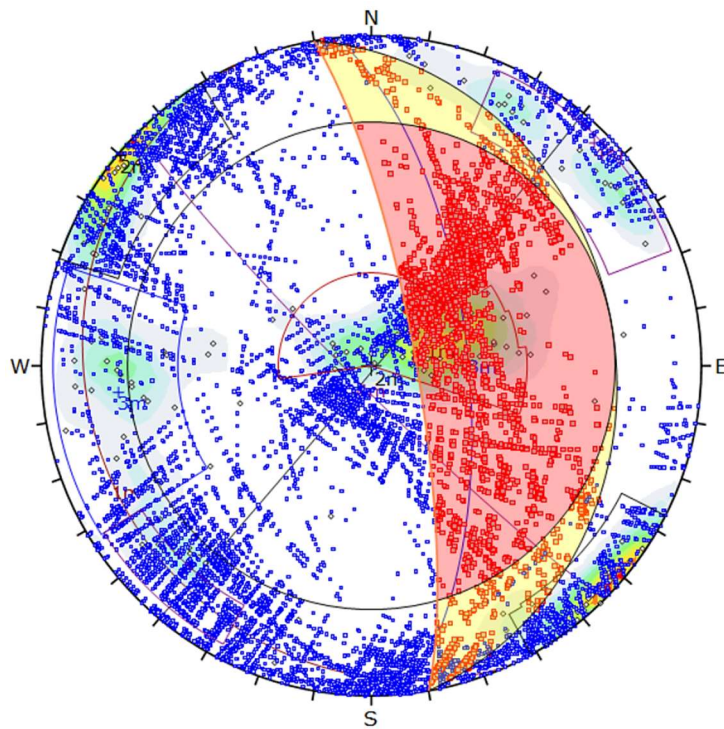
Domene	Veggorientering [Fallretning]	Plan utglidning		Kileutglidning	Utvelting	
		% kritisk total	% kritisk sprekke	% totale kritiske krysninger	% kritisk total	% kritisk sprekke
1	N020	3.65	0.00	25.55	12.50 <sup>b</sup>	41.82 <sup>b</sup>
2	N080	14.29	83.33	28.39	21.12 <sup>a</sup>	91.67 <sup>a</sup>
3	N130	6.17	9.52	14.60	17.28 <sup>b</sup>	30.95 <sup>b</sup>
4	N130	12.96	20.00	13.84	37.04 <sup>a</sup>	87.50 <sup>a</sup>
5	N180	0.00	0.00	0.48	14.29 <sup>a</sup>	25.00 <sup>a</sup>
6	N260	2.67	0.00	8.72	15.11 <sup>b</sup>	33.33 <sup>b</sup>
7	N260	8.00	0.00	21.39	22.00 <sup>b</sup>	32.14 <sup>b</sup>
8	N285	1.52	2.56	7.88	1.52 <sup>a</sup>	2.56 <sup>a</sup>
9	N110	37.50	50.00	42.86	62.50 <sup>a</sup>	100.00 <sup>a</sup>
10	N230	5.77	0.00	26.92	3.85 <sup>b</sup>	4.35 <sup>b</sup>
11	N290	10.0	4.76	19.62	27.50 <sup>b</sup>	83.30 <sup>b</sup>

<sup>a</sup>Blokkutvelting.

<sup>b</sup>Bøyelig utvelting



### 5.3.1 Domene 2



Symbol	Feature
◇	Pole Vectors
■	Critical Intersection
•	Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.10
	1.10 - 2.20
	2.20 - 3.30
	3.30 - 4.40
	4.40 - 5.50
	5.50 - 6.60
	6.60 - 7.70
	7.70 - 8.80
	8.80 - 9.90
	9.90 - 11.00

Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	10.77%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis		Wedge Sliding	
Slope Dip		79	
Slope Dip Direction		80	
Friction Angle		27°	
		Critical	Total
Wedge Sliding		3656	12879
			%
			28.39%

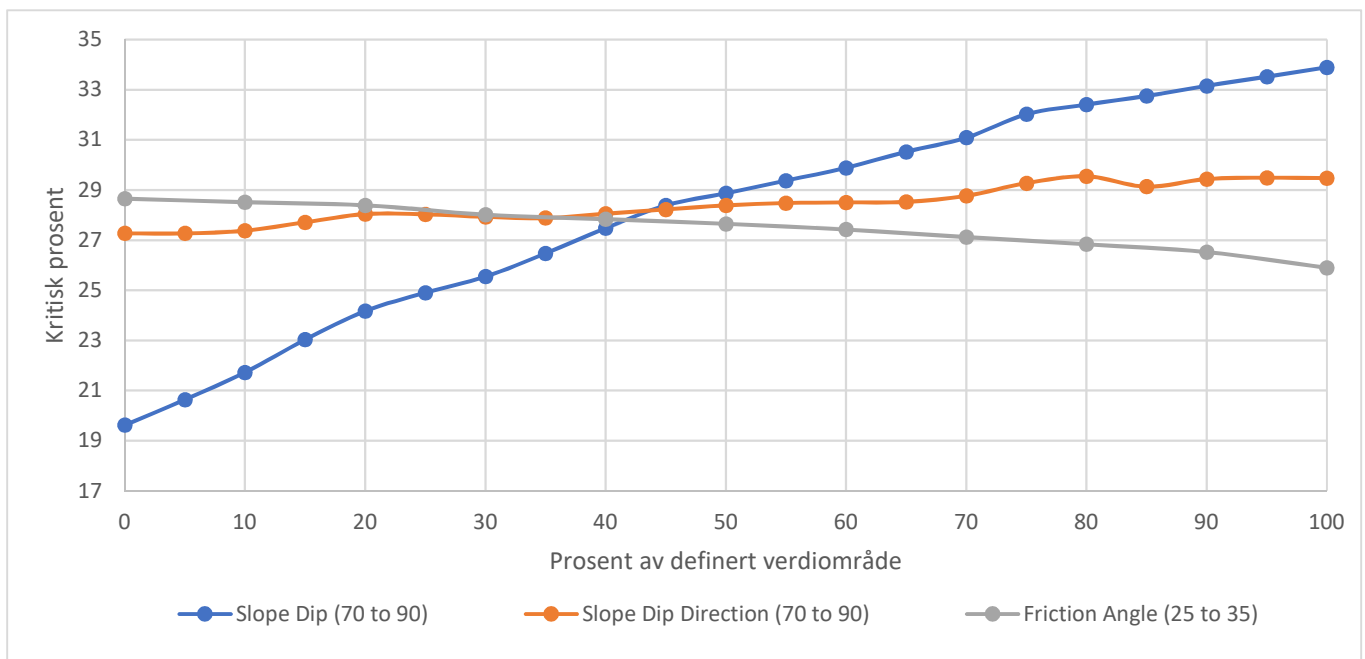
  

	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
1m	■	15	246	
2m	■	89	130	
3m	■	66	84	
4m	■	85	225	

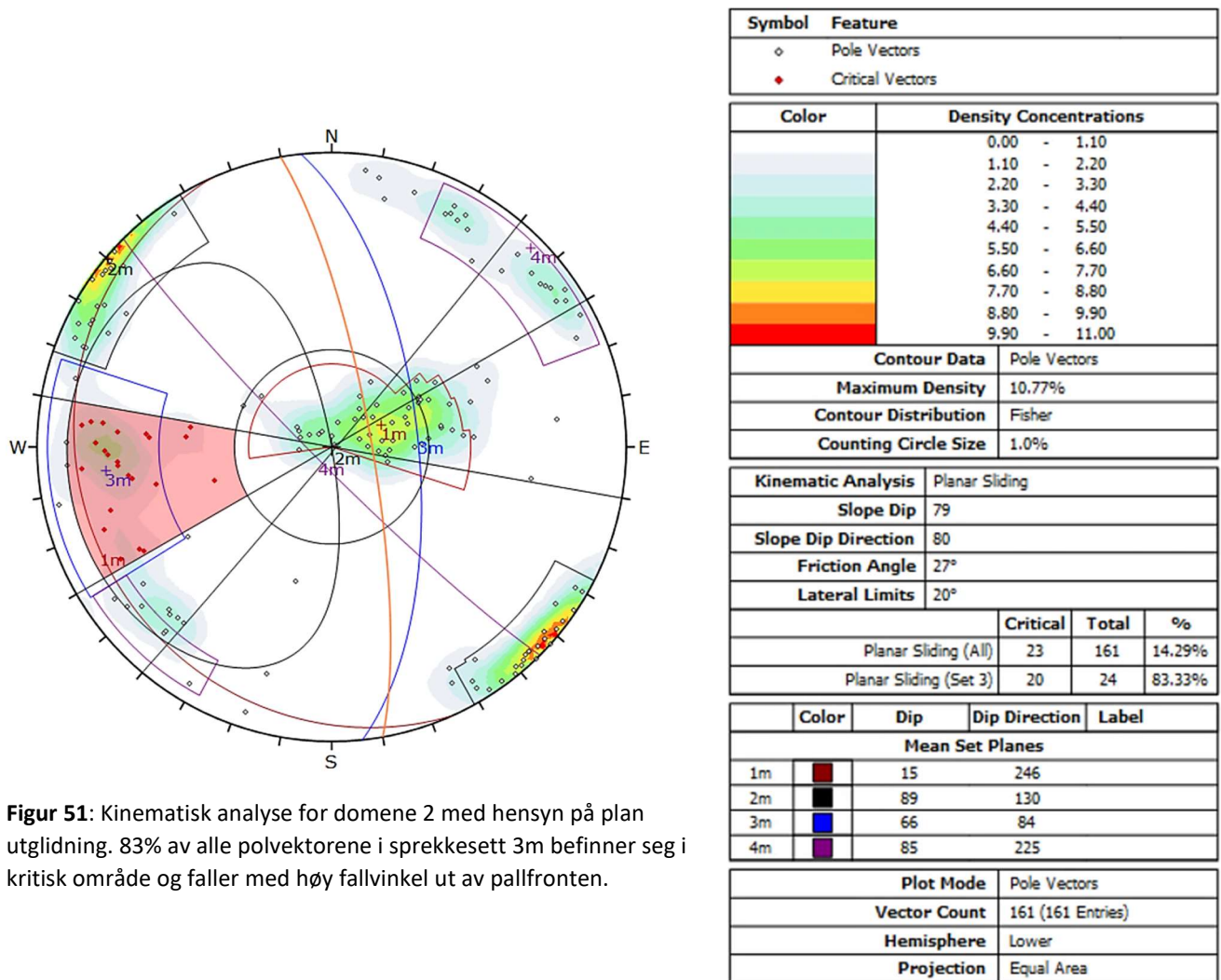
  

Plot Mode		Pole Vectors	
Vector Count		161 (161 Entries)	
Intersection Mode		Grid Data Planes	
Intersections Count		12879	
Hemisphere		Lower	
Projection		Equal Area	

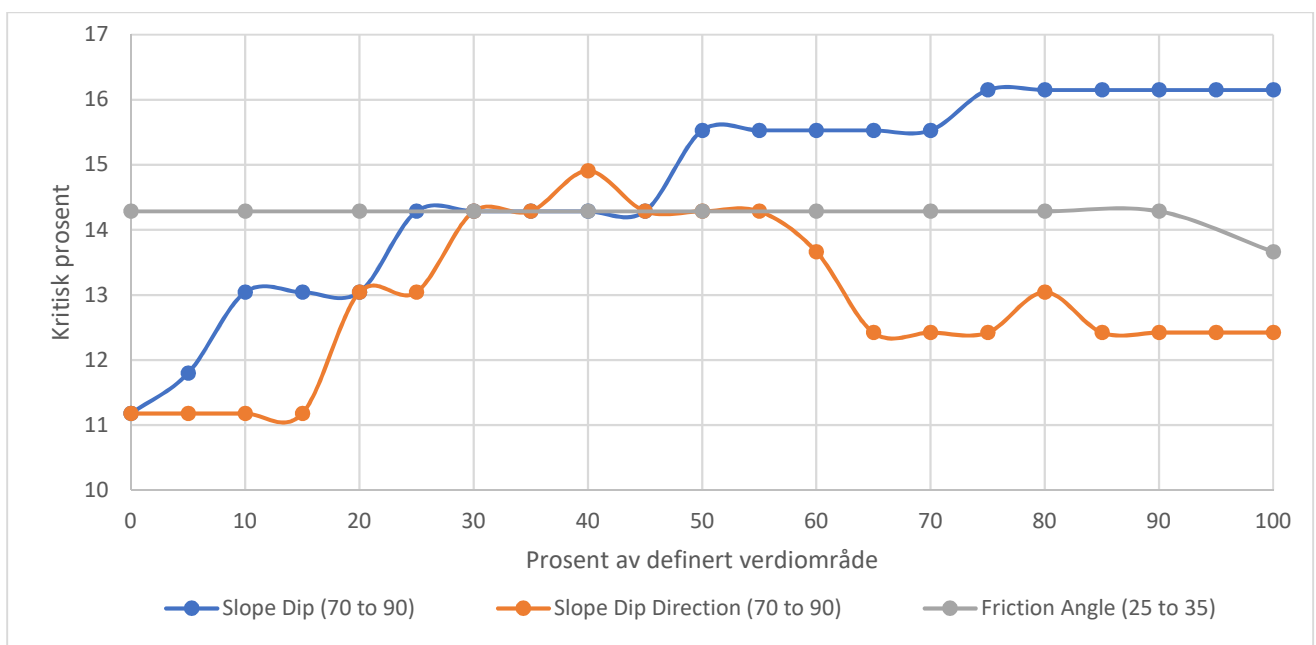
**Figur 49:** Kinematisk analyse for domene 2 med hensyn på kileutglidning. 28% av totale kryssninger mellom svakhetsplan befinner seg i kritisk område.



**Figur 50:** Sensitivitetsanalyse for kileutglidning i domene 2. Økende fallvinkel vil resultere i betydelig grad øke andelen av kritiske prosent. Til sammenligning påvirker varierende fallretning og friksjonsvinkel kritisk prosent i mindre grad.

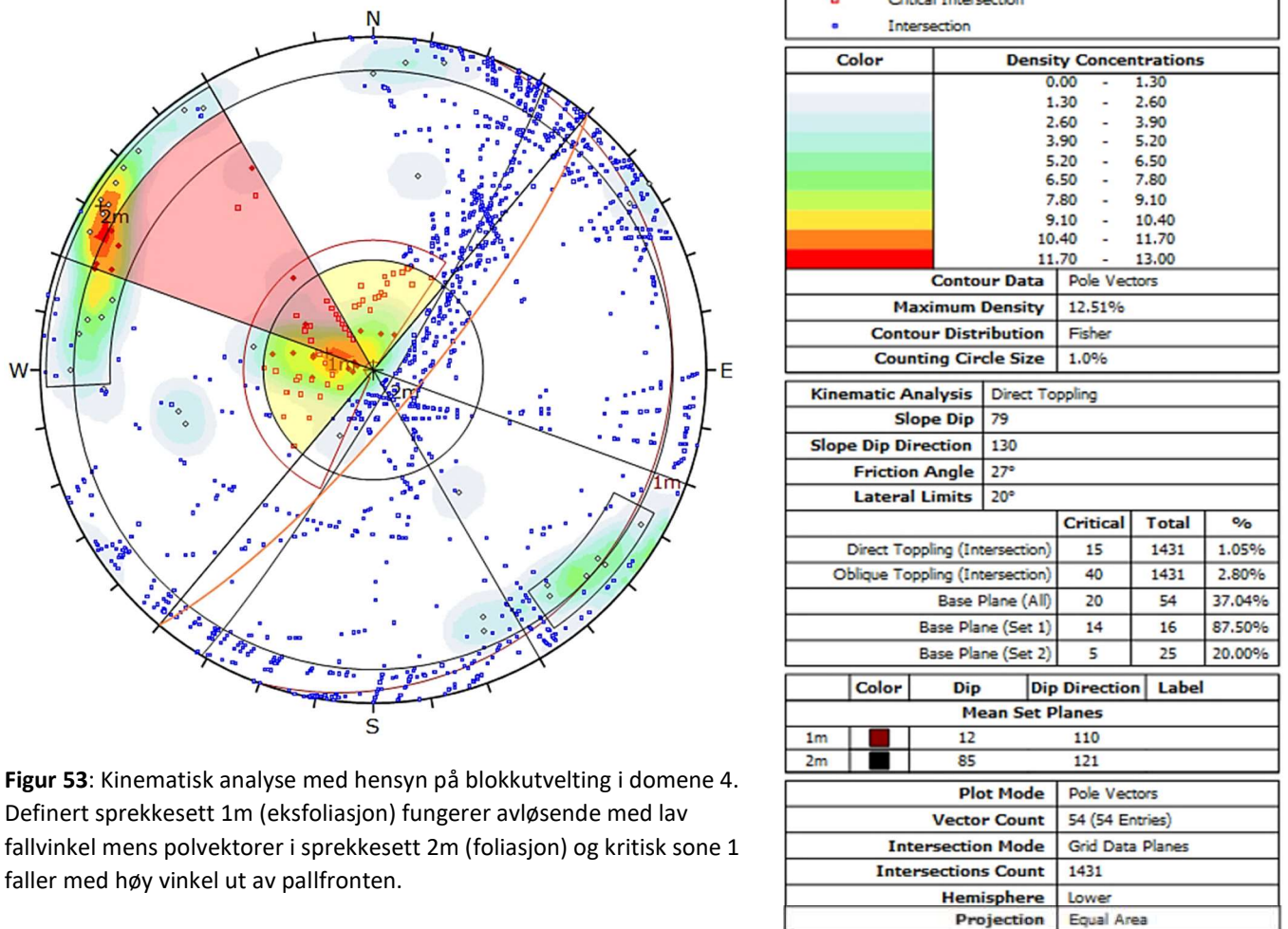


**Figur 51:** Kinematisk analyse for domene 2 med hensyn på plan utglidning. 83% av alle polvektorene i sprekesett 3m befinner seg i kritisk område og faller med høy fallvinkel ut av pallfronten.

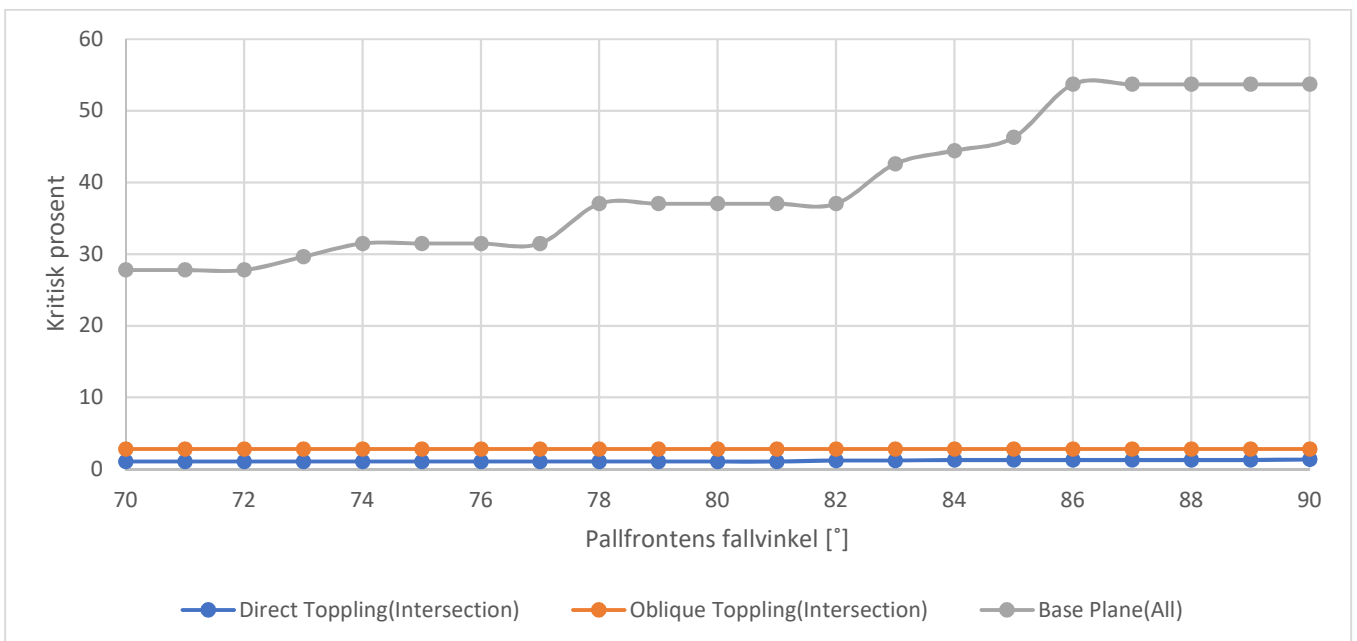


**Figur 52:** Sensitivitetsanalyse for plan utglidning i domene 2. Fallretning viser maksimum kritisk prosent ved asimut N078 mens fallvinkel viser maksimum kritisk prosent fra 85° og høyere.

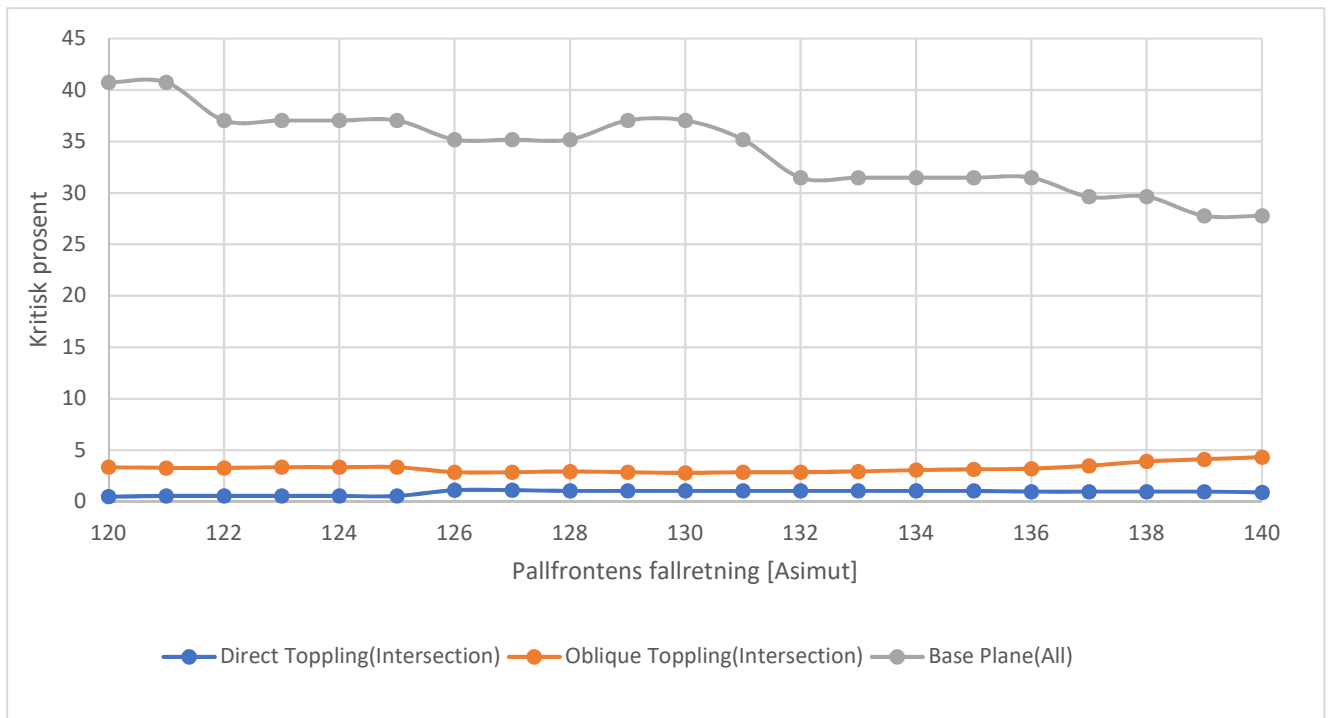
### 5.3.2 Domene 4



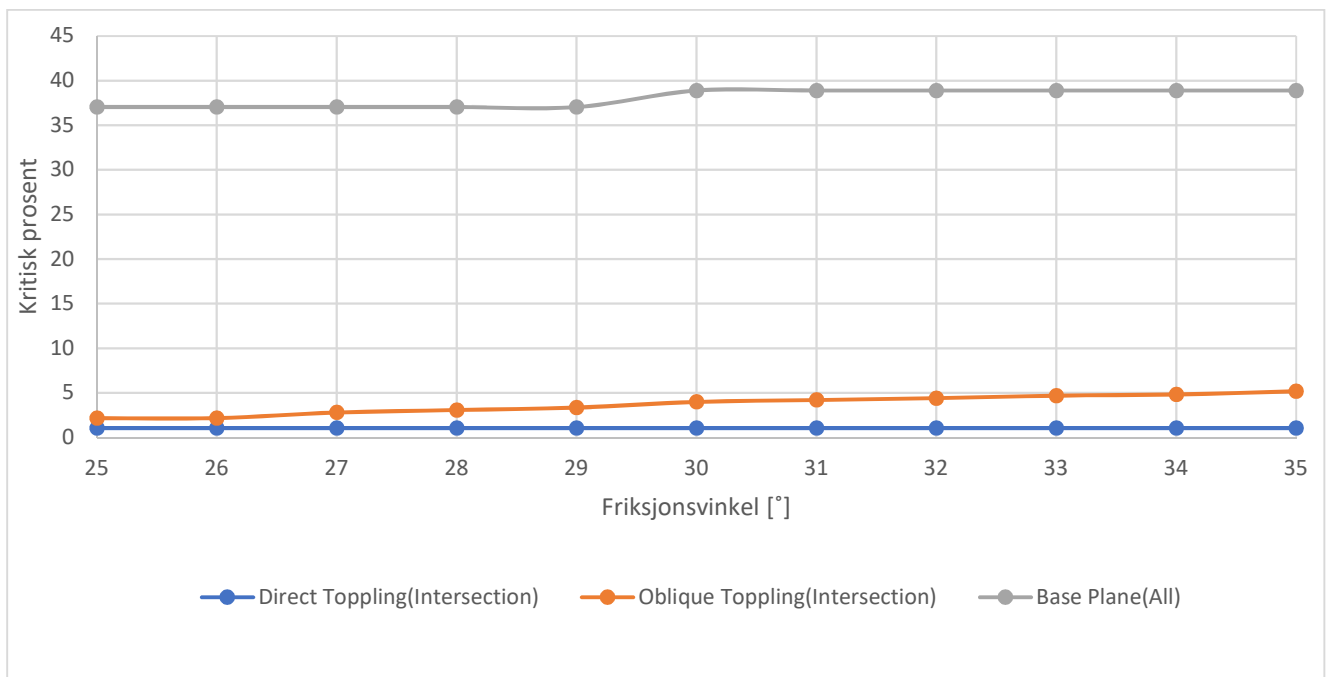
**Figur 53:** Kinematisk analyse med hensyn på blokkutvelting i domene 4. Definert sprekkesett 1m (eksfoliasjon) fungerer avløsende med lav fallvinkel mens polvektorer i sprekkesett 2m (foliasjon) og kritisk sone 1 faller med høy vinkel ut av pallfronten.



**Figur 54:** Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 4. Økning i pallfrontens fallvinkel øker andelen kritisk prosent.



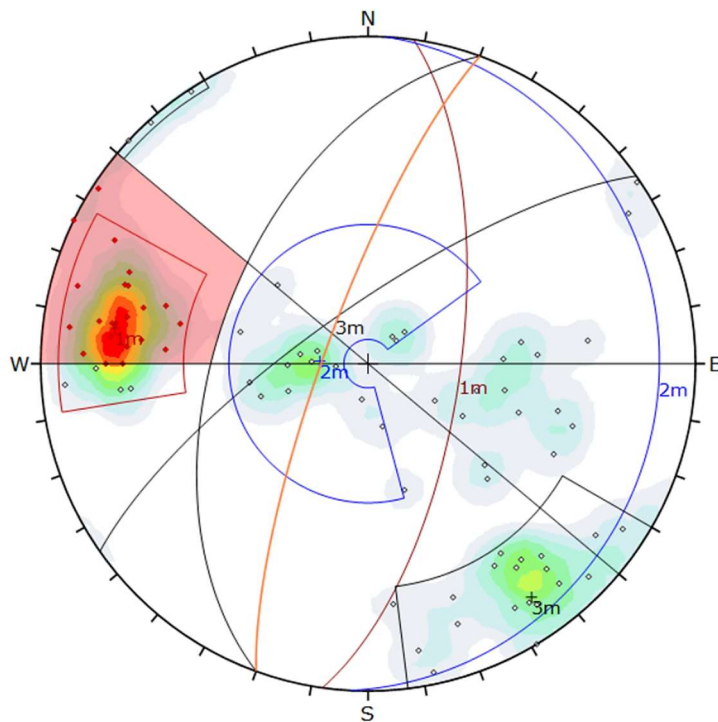
**Figur 55:** Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 4. Økning i pallfrontens fallretning fører gir en gradvis lavere andel kritiske vektorer. Kryssinger for direkte og skrå utvelting er tilnærmet konstant ved varierende fallretnings asimut.



**Figur 56:** Sensitivitetsanalyse for blokkutvelting i domene 4. Tilnærmet uforandret stabilitetstilstand ved varierende friksjonsvinkel.



### 5.3.3 Domene 11



**Figur 57:** Kinematisk analyse med hensyn på bøyelig utvelting i domene 11. 83.3% av polvektorer i sprekkesett 1m (foliasjon) er lokalisert i kritisk område.

Symbol	Feature
◊	Pole Vectors
♦	Critical Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.10
	1.10 - 2.20
	2.20 - 3.30
	3.30 - 4.40
	4.40 - 5.50
	5.50 - 6.60
	6.60 - 7.70
	7.70 - 8.80
	8.80 - 9.90
	9.90 - 11.00

Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	10.78%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis		Flexural Toppling
Slope Dip	79	
Slope Dip Direction	290	
Friction Angle	27°	
Lateral Limits	20°	

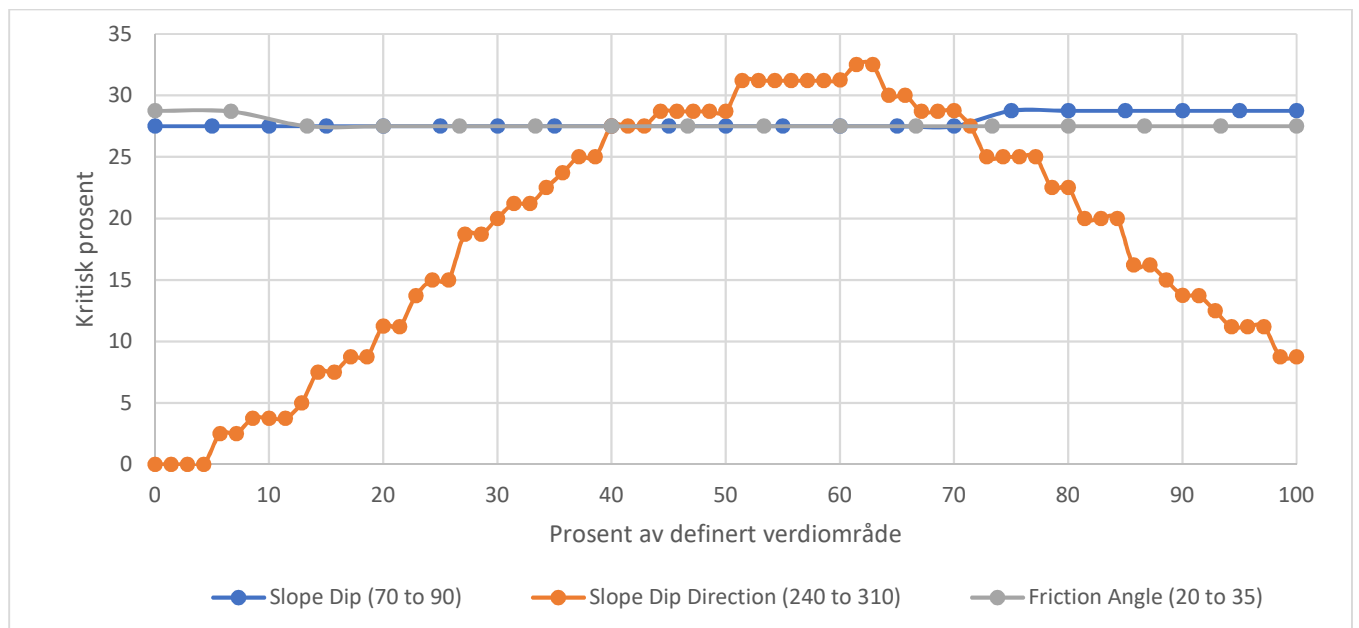
	Critical	Total	%
Flexural Toppling (All)	22	80	27.50%
Flexural Toppling (Set 1)	20	24	83.33%

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	67	98	
2m	12	93	
3m	76	325	

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	80 (80 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area



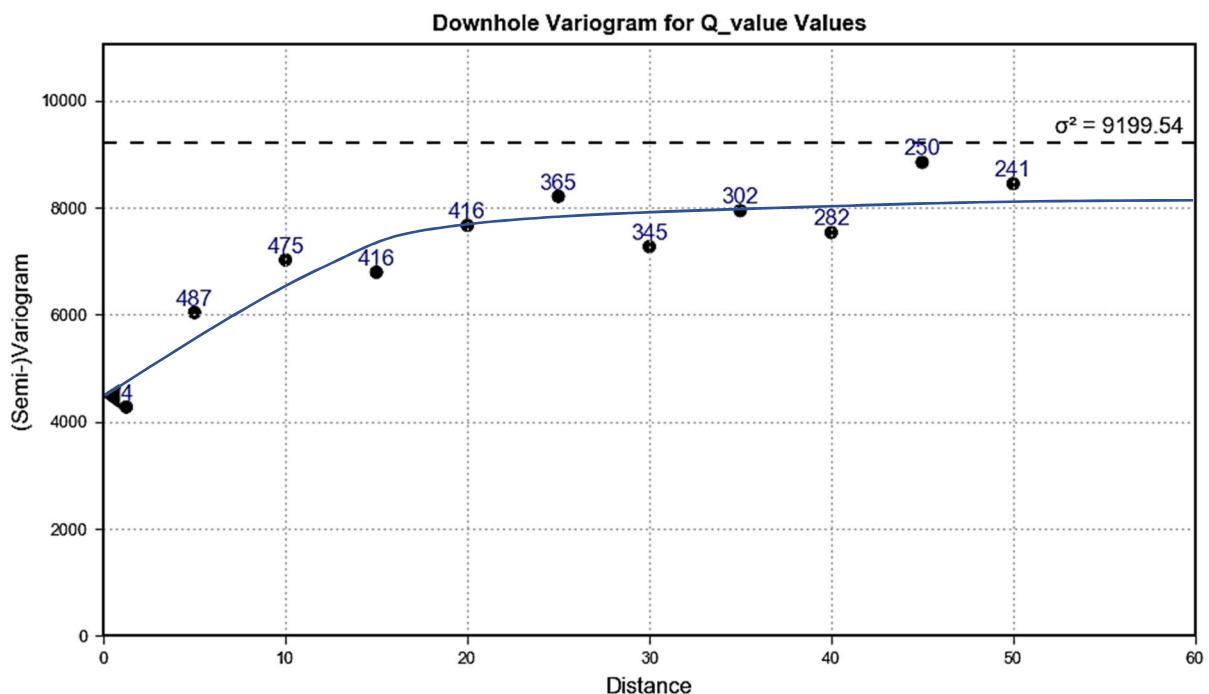
**Figur 58:** Sensitivitetsanalyse av bøyelig utvelting i domene 11. Pallfrontens fallretning har maksimal kritisk prosent ved asmut N285, hvor en videre reduksjon eller økning av asmut vil gi redusert kritisk prosent.

## 5.4 Blokkmodellering av Q-verdi

I dette delkapitlet vil det bli presentert beregnede variogramparametere og den resulterende blokkmodellen av Sentralbruddet ved bruk av ordinær kriging.

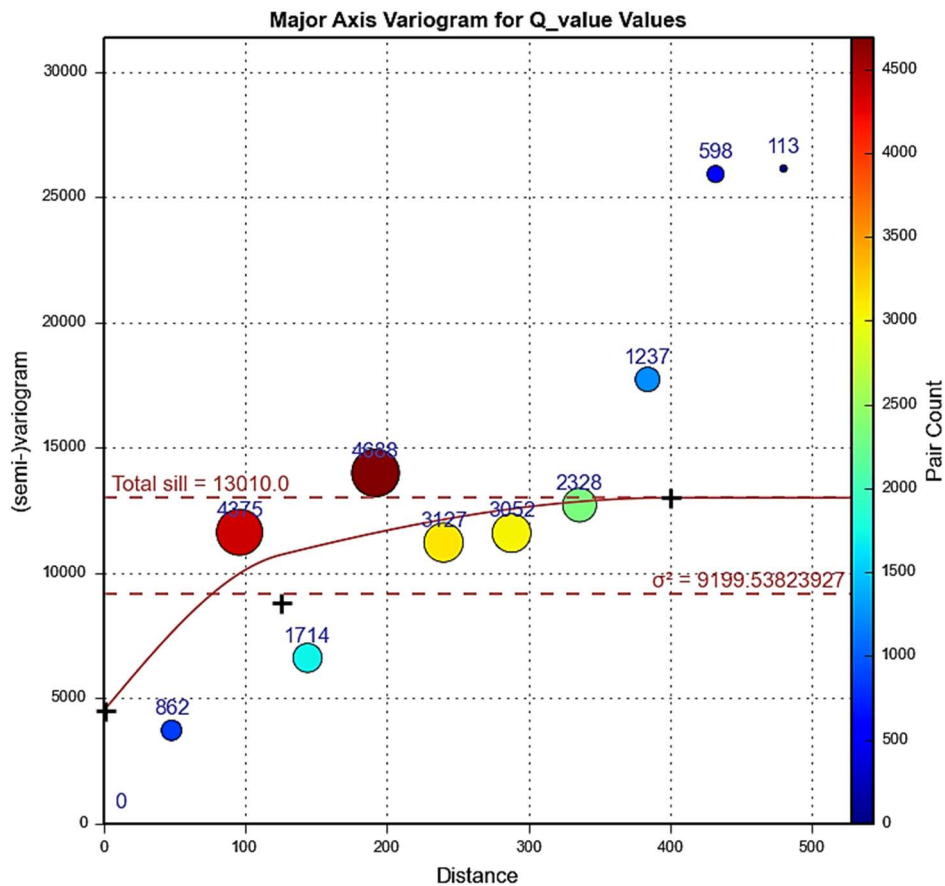
### 5.4.1 Variogrammodell

Definerte parametere til søkeellipsoidens ulike akser er illustrert i Figur 59 - Figur 61 gjennom bruk av variogrammodeller. For hvert plottet punkt er det oppgitt antall beregninger av varians for tilhørende avstand. I Figur 59 er variogrammodellen langs borekjernenes akse, hvor småskala variasjon (nugget) er identifisert som 4500 for en best-fit linje gjennom plottede punkter. Avstand mellom punktene er 5x meter, hvor x er definert opp til 10.



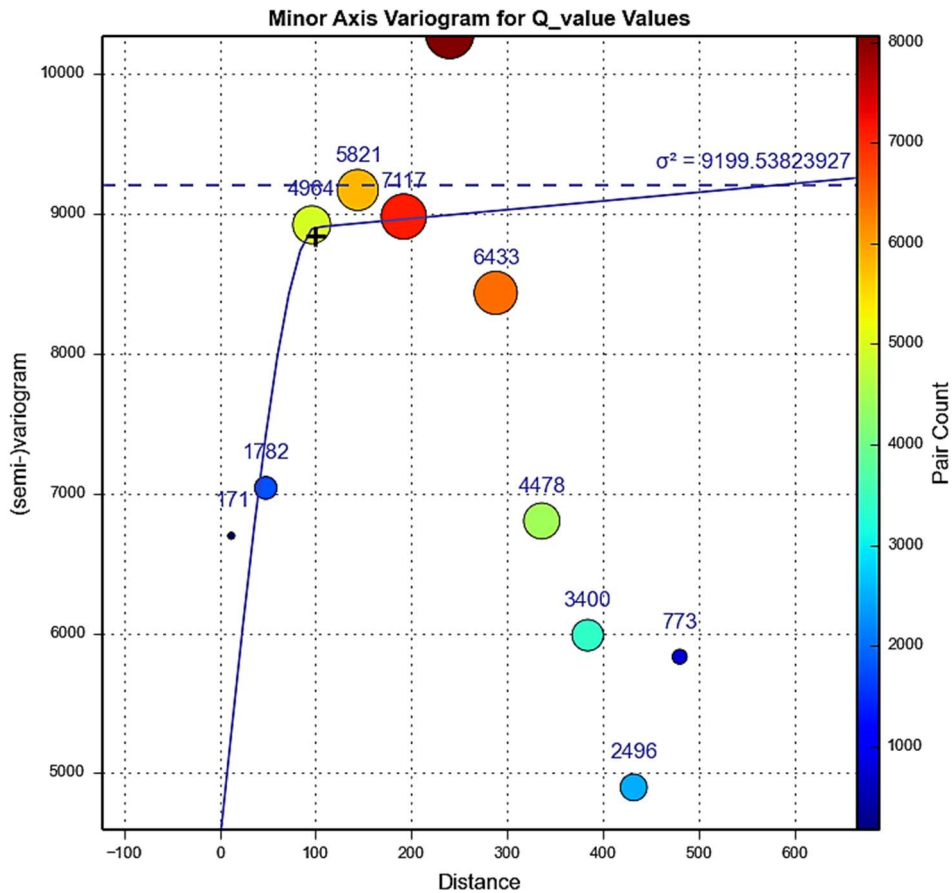
**Figur 59:** Variogrammodell for Q-verdi nedover i borekjernen, hvor småskala variasjon (nugget) er identifisert.

Definering av parametere for søkeellipsoidens største akse er vist i Figur 60, hvor variansen mellom datapar med 48x meters avstandsdifferanse er beregnet. For denne sammenhengen har x et definisjonsområde på [0,10]. Variogrammet med tilhørende kurve viser definert småskala variasjon lik 4500 og en total korrelasjonsrekkevidde på 400 meter. Total sill er beregnet til omtrent 13 000 hvor det er ingen korrelasjon mellom punktene.



Figur 60: Variogrammodell for søkeellipsoidens største akse med hensyn på Q-verdi.

På grunn av lite datagrunnlag i vertikal retning vil definering av influensavstand for søkeellipsoidens intermedieære akse være basert på geologisk forståelse av forekomsten og dens dannelse. Influensavstand er bestemt til å være 400 meter på grunnlag av at sedimentære lagformasjoner er antatt vertikalt tiltet og har kontinuitet i bergmassen ved samme grad som største akseretning. For søkeellipsoidens minste akse er det definert en variogrammodell med influensavstand på 100 meter og en total varians eller sill på 8840 (se Figur 61).

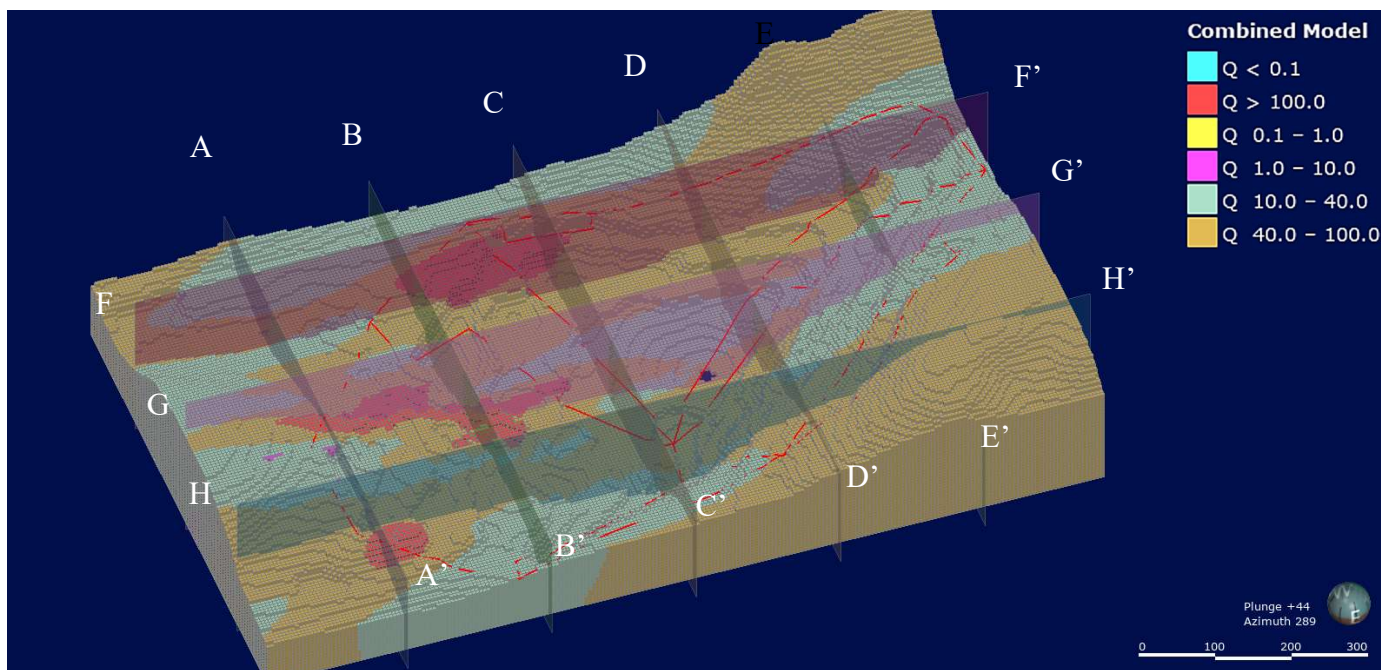


Figur 61: Variogrammodell for søkeellipsoidens minste akse med hensyn på Q-verdi.

#### 5.4.2 Blokkmodellerte Q-verdier for Sentralbruddet

Fordelingen av Q-verdier er vist i produsert 3D-modell (Figur 62), hvor det har blitt inndelt bergmassekvalitet fra  $Q < 0.1$  til  $Q > 100.0$  med utgangspunkt i Q-systemet og de loggførte verdiene som er registrert. Åtte vertikalsnitt er markert i blokkmodellen og hvor hvert snitt illustreres i Figur 63 - Figur 70. Vertikalsnitt fra A-A' til og med E-E' står på tvers av forekomstens strøk, mens vertikalsnitt F-F', G-G' og H-H' står tilnærmet parallelt med forekomstens strøk. Avgrensning av de geotekniske domene er vist med rød linje.

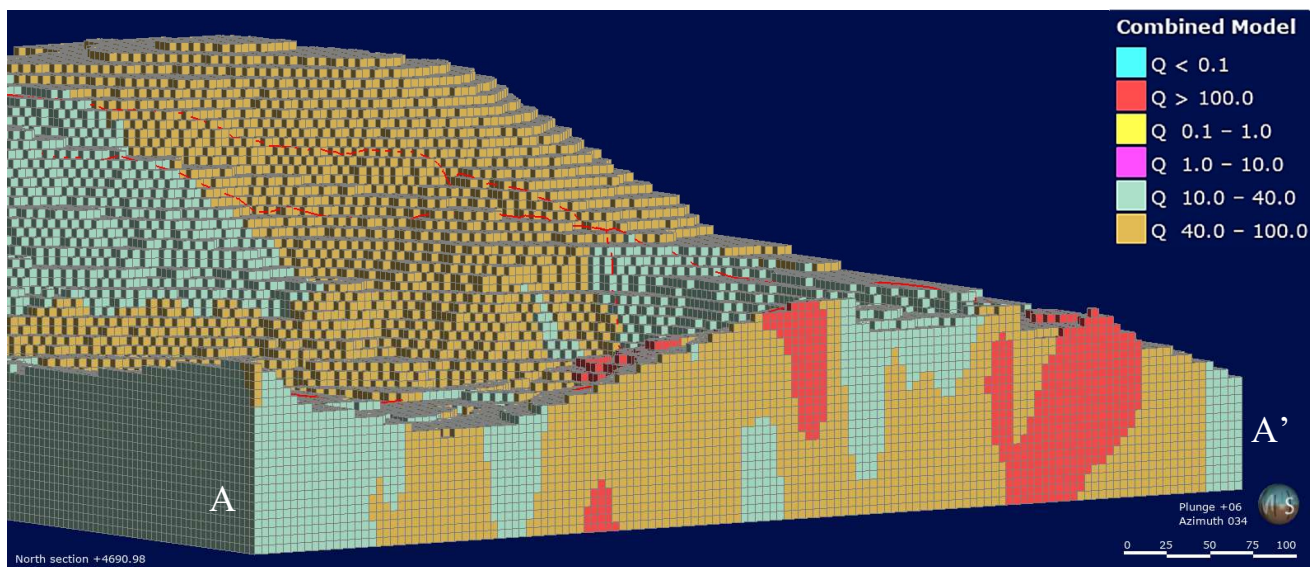
Blokkmodellen av Sentralbruddet i Figur 62 viser en langstrakt fordeling av bergmassekvalitetene  $Q > 100.0$  (rød),  $Q = 40.0 - 100.0$  (brun) og  $Q = 10.0 - 40.0$  (grå) parallelt med strøket på forekomsten.



**Figur 62:** Blokkmodell av Sentralbruddet hvor det vises en langstrakt fordeling av Q-verdi i bergmassen parallelt med strøket på forekomsten.

### 5.4.3 Vertikalsnitt A-A'

Vertikalsnittet i Figur 63 viser soner av bergmassekvalitet  $Q > 100.0$  og  $Q = 10.0 - 40.0$  i en omkringliggende bergmasse av kvalitet  $Q = 40.0 - 100.0$ .

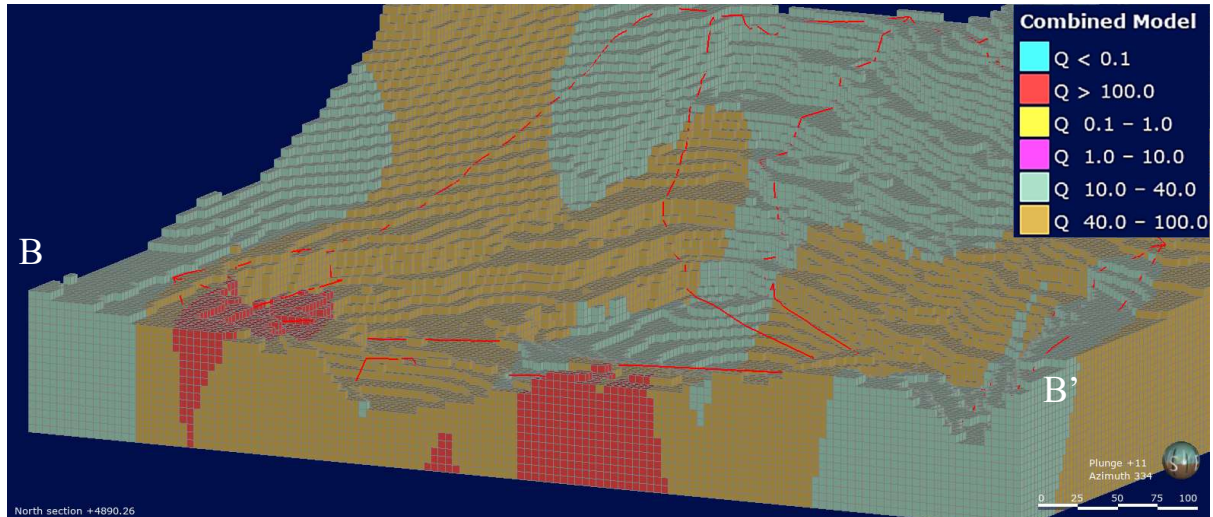


**Figur 63:** Vertikalsnitt A – A' med soner av bergmassekvalitet  $Q > 100.0$  og  $Q = 10.0 - 40.0$



#### 5.4.4 Vertikalsnitt B-B'

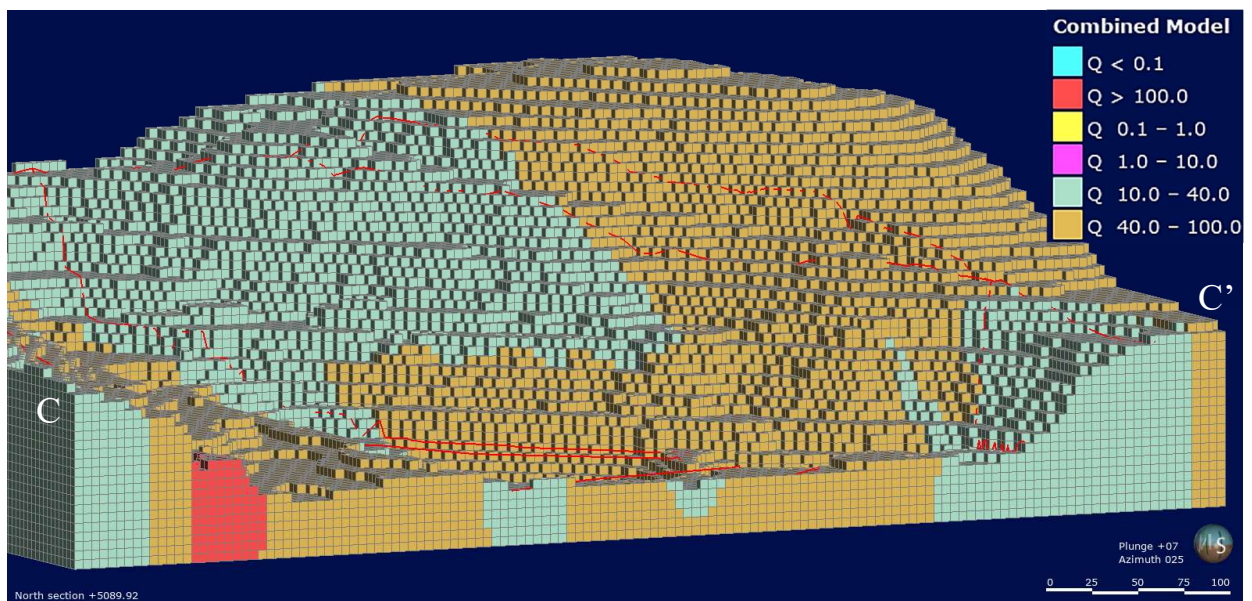
Vertikalsnittet i Figur 64 viser soner av bergmassekvalitet  $Q > 100.0$  med omkringliggende bergmasseklasse  $Q = 40.0 - 100.0$  i senter av området, mens bergmasse av verdi  $Q = 10.0 - 40.0$  er lokalisert i endene.



**Figur 64:** Vertikalsnitt B – B' med soner av bergmassekvalitet  $Q > 100.0$ .

#### 5.4.5 Vertikalsnitt C-C'

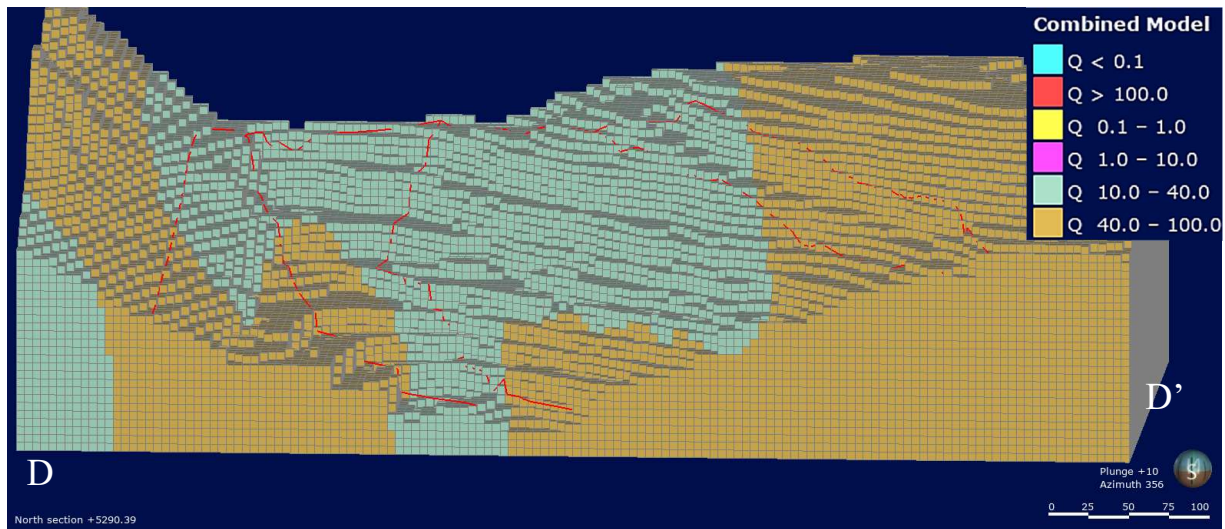
Vertikalsnittet i Figur 65 viser i hovedsak bergmassekvalitet  $Q = 40.0 - 100.0$  i senter av modellen, mens soner av bergmassekvalitet  $Q > 100.0$  og  $Q = 10.0 - 40.0$  er lokalisert i kanten av området.



**Figur 65:** Vertikalsnitt C – C' med soner av bergmassekvalitet  $Q > 100.0$  og  $Q = 10.0 - 40.0$  i kanten av området.

### 5.4.6 Vertikalsnitt D-D'

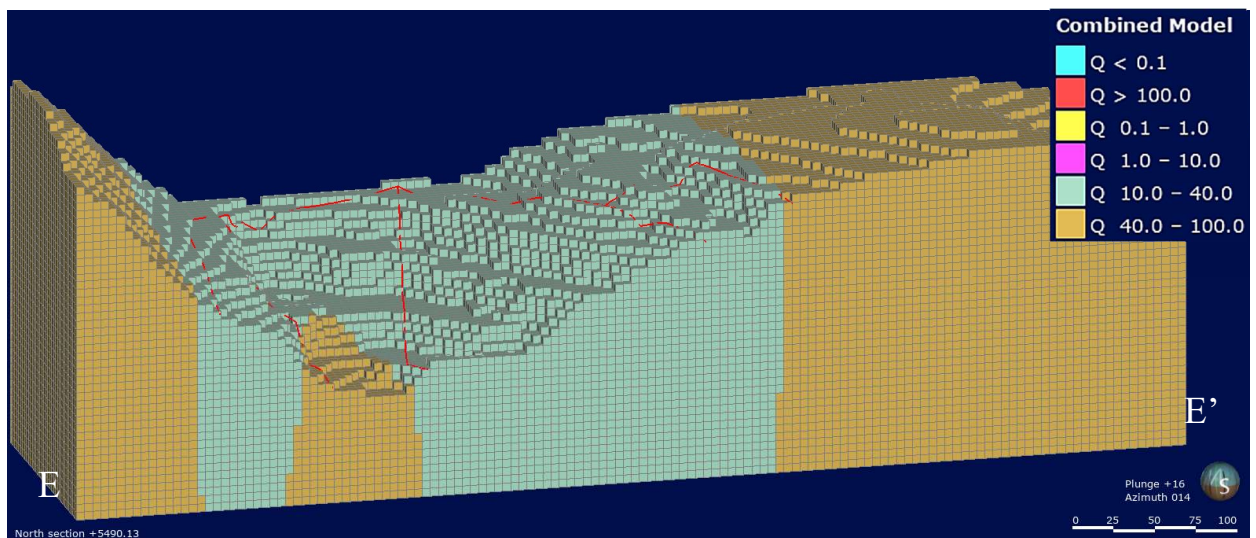
Vertikalsnittet i Figur 66 viser et område som domineres av bergmassekvalitet  $Q = 40.0 - 100.0$  med enkelte soner av bergmasse  $Q = 10.0 - 40.0$ .



**Figur 66:** Vertikalsnitt D – D' med hovedsakelig bergmasse av  $Q = 40.0 - 100.0$ . En sone av klasse  $Q = 10.0 - 40.0$  er lokalisert lavest i dagbruddet.

### 5.4.7 Vertikalsnitt E-E'

Vertikalsnittet og modellen i Figur 67 viser et område av Kanalen som domineres av bergmassekvalitet  $Q = 10.0 - 40.0$  med omkringliggende bergmassekvalitet  $Q = 40.0 - 100.0$ .

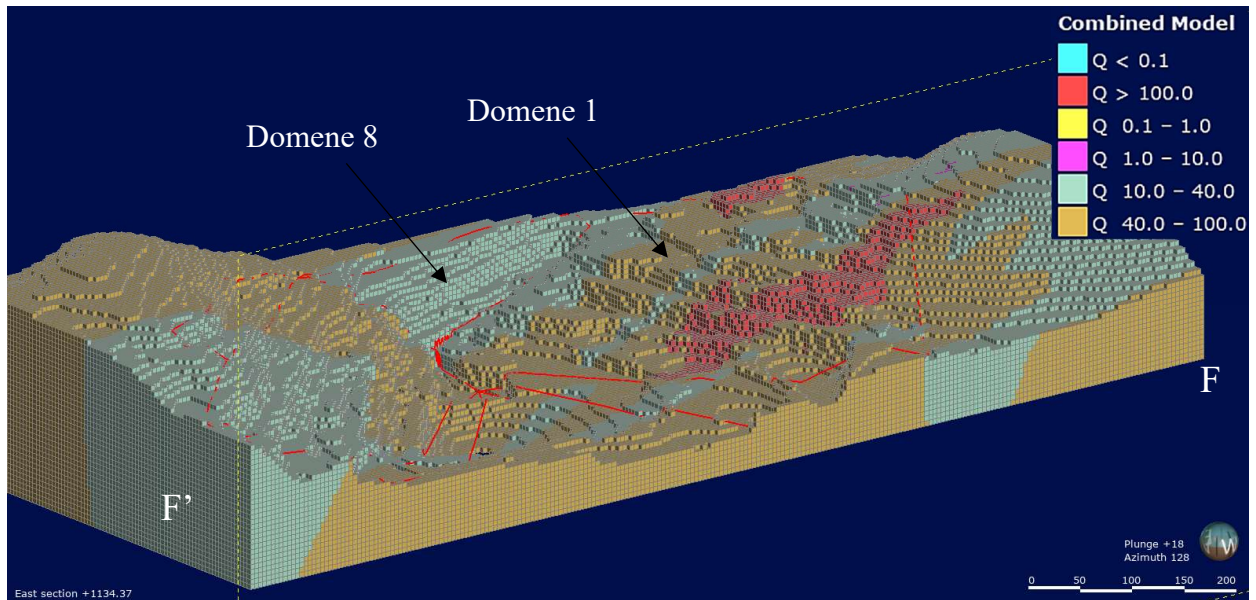


**Figur 67:** Vertikalsnitt E – E' med en mektig sone av bergmasse  $Q = 10.0 - 40.0$  sentralt i vertikalsnittet.



#### 5.4.8 Vertikalsnitt F-F'

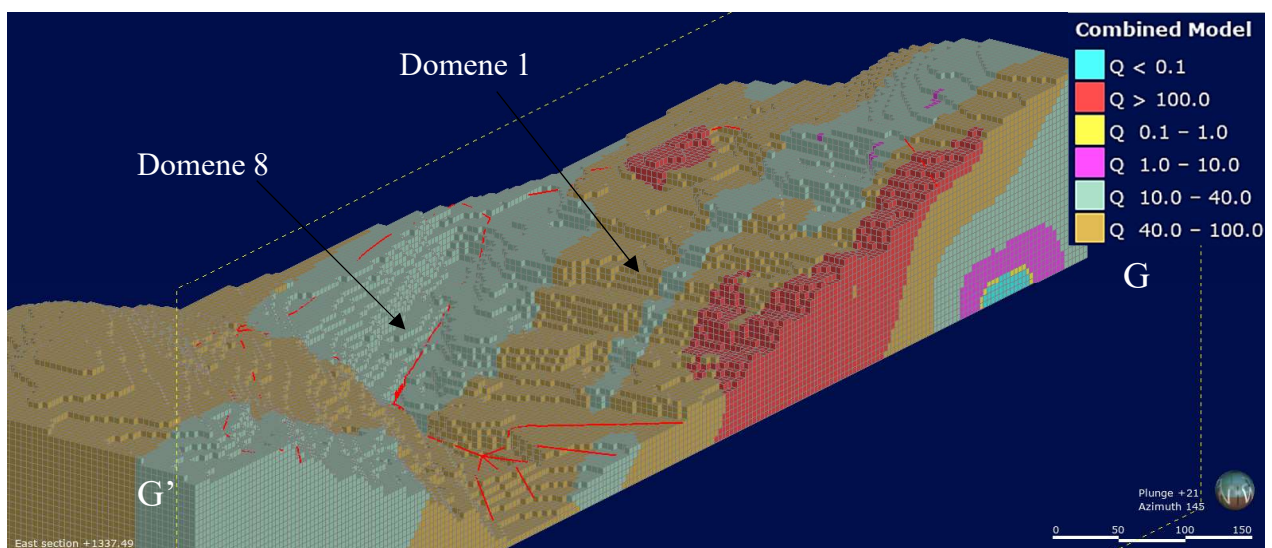
Vertikalsnittet og modellen i Figur 68 viser en bergmassekvalitet  $Q = 10.0 - 40.0$  som er dominerende ved enkelte soner og ved domene 8. I senter av vertikalsnittet og modellen er det primært bergmassekvalitet  $Q = 40.0 - 100.0$ .



**Figur 68:** Vertikalsnitt F – F' med dominerende bergmasse  $Q = 40.0 - 100.0$  med enkelte soner av bergmassekvalitet  $Q = 10.0 - 40.0$ .

#### 5.4.9 Vertikalsnitt G-G'

Vertikalsnittet i Figur 69 viser ved domene 1 en gradvis reduksjon av bergmassekvalitet med dybde. Modellen viser en bergmassekvalitet  $Q = 10.0 - 40.0$  som dominerer ved domene 8, omsluttet av en bergmasse med  $Q$ -verdi  $40.0 - 100.0$ .

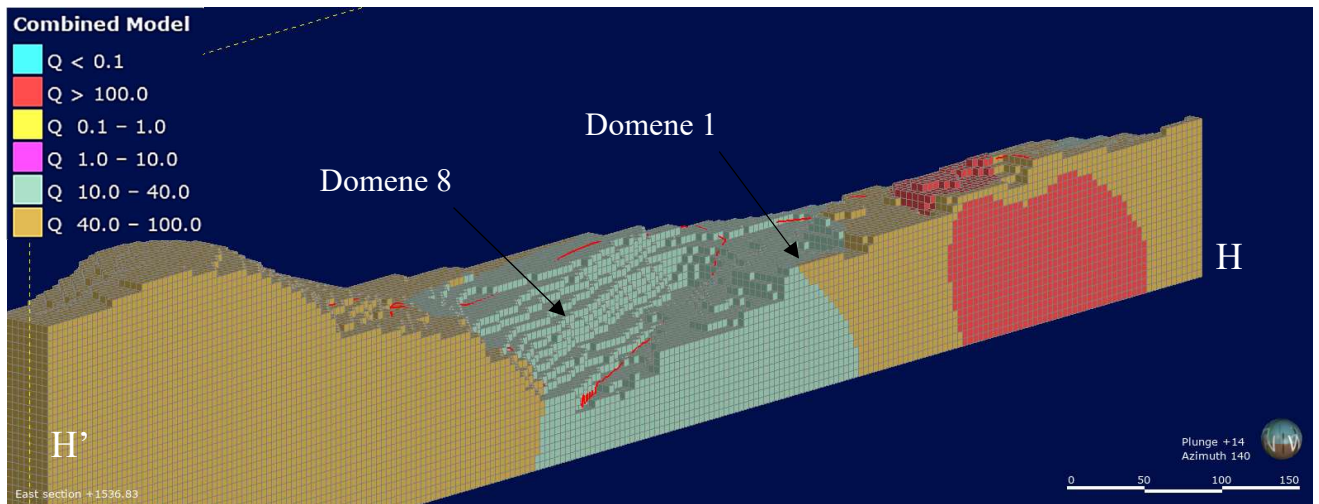


**Figur 69:** Vertikalsnitt G-G' med rødfarget bergmassekvalitet  $Q > 100.0$  ved overflaten i domene 1 og en gradvis reduksjon med dybde.



#### 5.4.10 Vertikalsnitt H-H'

Vertikalsnittet i Figur 70 viser bergmassekvalitet  $Q > 100.0$  og  $Q = 10.0 - 40.0$  lokalisert ved henholdsvis domene 1 og 8, med en omkringliggende bergmasse  $Q = 40.0 - 100.0$ .



**Figur 70:** Vertikalsnitt H-H' med rødfarget bergmassekvalitet  $Q > 100.0$  i domene 1 og  $Q = 10.0 - 40.0$  ved domene 8.

## 5.5 Numerisk stabilitetsanalyse

I dette delkapittelet presenteres resultatet fra estimering av nødvendige parametere for numerisk analyse sammen med resultat fra stabilitetsanalysene utført i RS2 og UDEC. Modellene har blitt simulert mot endelig planlagt brudd med design fra Norcem Kjøpsvik, i tillegg til en tilpasset veggvinkel bestående av 25 meter høye paller med en pallvinkel på 86° for å optimalisere totalvinkelen.

### 5.5.1 Indeksparametere

Basert på kvantitativ beskrivelse av bergmekaniske egenskaper for kalsittmarmor og granatglimmerskifer presentert i avsnitt 3.3, har verdier i Tabell 15 blitt bestemt som utgangspunkt for den numeriske analysen i RS2 og UDEC og videre beregning av parametere.

**Tabell 15:** Bergmekaniske egenskaper for kalsittmarmor og granatglimmerskifer benyttet i numerisk analyse

Parameter	Bergart	UDEC og RS2
Enaksiell kompresjonsstyrke, $\sigma_c$ [MPa]	Kalsittmarmor	59
	Granatglimmerskifer	41.6
Youngs-modulus, $E_i$ [GPa]	Kalsittmarmor	50.5
	Granatglimmerskifer	11.4
Basis friksjonsvinkel, $\phi_b$ [°]	Kalsittmarmor	27.0
	Granatglimmerskifer	28.7
Poissons forholdstall, $\nu$	Kalsittmarmor	0.35
	Granatglimmerskifer	0.337
Tetthet, $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Kalsittmarmor	2700
	Granatglimmerskifer	2770

### 5.5.2 Geometrisk stabilitetsproblem

Ifølge Itasca (2011) er det nødvendig å definere geometriske stabilitetsproblemer i UDEC. I denne oppgaven er det tatt utgangspunkt i den strukturgeologiske kartleggingen som er utført, både i felt og digitalt, for å bestemme aktuelle sprekkesett basert på deres orientering. Tabell 16 viser sprekkenes orientering og frekvens for tilhørende vertikalsnitt. Dagbruddveggenes orientering er vist i samme tabell for sammenligning.

**Tabell 16:** Data om sprekkesettene orientering og frekvens samt veggorientering i tilhørende vertikalsnitt. Sprekkenes orientering er presentert som fall/fallretning.

Vertikalsnitt	Dagbruddveggenes orientering [Fallretning]	S1		S2		Kilde
		Orientering	Avstand	Orientering	Avstand	
A-A'	N020	77/179	10	30/022	20	Felt
D-D'	N260	84/105	15			Felt
E-E'	N285	85/302	10			Felt
F-F'	N110	80/114	10	12/080	10	Felt/Kikvik2
G-G'	N230	84/088	10			Kikvik2
H-H'	N290	81/104	10			Kikvik2

Ingen måling av sprekkenes frekvens eller avstand er utført i forbindelse med denne oppgaven, men loggføring av RQD er gjort av Norcem Kjøpsvik, se vedlegg F. Det er benyttet Q-systemets sammenheng mellom RQD og antall sprekkesett per kubikk bergmasse (se Tabell 8), hvor sprekkeavstand er omtrent 0.5 meter. En antagelse på 10 meter sprekkeavstand for eksfoliasjon- og foliasjonssprekker er sett på som realistisk for kontinuerlige sprekkesett. For vertikalsnitt D-D' er det valgt en sprekkeavstand på 15 meter for å oppnå en stabil dagbruddsvegg for dagens situasjon (se vedlegg H for stabilitetsanalyse). For vertikalsnitt F-F' er det benyttet en fallvinkel på 12° for S2 som fraviker feltkartlagt fallvinkel i Tabell 4, grunnet upålitelig datagrunnlag. Bakgrunnen for 12° fallvinkel er data fra feltkartlagt domene 4 og digital strukturgeologisk kartlegging av domene 10 og 11 (Kikvik2) hvor alle har resultert i en fallvinkel på 12° for eksfoliasjonssprekkesettet. For vertikalsnitt A-A' er det for S2 valgt en sprekkeavstand på 20 meter. S2 er krysningslinjen mellom sprekkesett 1m og 3m (Figur 92) og orientert vinkelrett på pallfronten og ansett som egnet for 2D stabilitetsanalyse.

### 5.5.3 Materialmodell for sprekkesett

Tabell 17 viser normalspenning for kritisk sprekkesett og konverterte Mohr-Coulombs skjærstyrkeparametere for tilhørende vertikalsnitt. Parameterne er beregnet for både kalsittmarmor og granatglimmerskifer.

**Tabell 17:** Mohr-Coulomb parametere for kritisk sprekkesett

Vertikalsnitt	Normalspenning, $\sigma_n$ [MPa]	Kohesjon, c [kPa]		Friksjonsvinkel, $\phi$ [°]	
		Kalsitt- marmor	Granat- glimmerskifer	Kalsitt- marmor	Granat- glimmerskifer
<b>A-A'</b>	0.5	21.97	-	32.05	-
<b>D-D'</b>	0.5	20.13	21.02	31.17	33.03
<b>E-E'</b>	0.4	16.23	16.96	31.54	33.39
<b>F-F'</b>	2.5	10.19	10.35	28.66	29.42
<b>G-G'</b>	0.4	17.48	-	31.84	-
<b>H-H'</b>	0.5	20.13	21.02	31.17	33.02

### 5.5.4 Materialmodell for bergmassen

Bergmassen i Kjøpsvik er beregnet etter en perfekt elastisk-sprø modell. For denne oppgavens bergmasse er residualverdier for intakt bergartsstyrke oppgitt i Tabell 18. For beregning av Hoek-Browns residualverdier i vertikalsnitt B-B' og C-C' er 11.3% og 4.0% av toppstyrkeparameterne  $m_b$ ,  $s$  og  $a$  for henholdsvis granatglimmerskifer og kalsittmarmor benyttet, se Tabell 20 og Tabell 19.

**Tabell 18:** Residualstyrke etter brudd i intakt bergmasse.

Litologi	Residualstyrke [MPa]	UCS [MPa]	Residualstyrke av UCS [%]
Granatglimmerskifer	4.7	41.6	11.3
Grovkornet kalsittmarmor	2.4	59.0	4.0
Finkornet kalsittmarmor	3.2	77.4	4.1

I oppgaven er Hoek-Browns parameter D for forstyrrelse av bergmassen satt lik 1.0 med anbefaling fra Hoek (2000a), hvor det er antatt skade fra produksjonssalver og bergspenningsavlastning fra overliggende bergmasse. Parameteren  $m_i$  er intakt

bergmasseparameter, og er bestemt fra database i RockData. GSI er estimert utfra feltobservasjoner.

**Tabell 19:** Parametere i Hoek-Brown bruddkriterium for vertikalsnitt B-B'. Benyttet i RS2.

Parametere	Kalsittmarmor		Granatglimmerskifer	
	Toppstyrke	Residualstyrke	Toppstyrke	Residualstyrke
GSI	75	75	75	75
$m_b$	1.5091	0.060364	2.01213	0.227371
s	0.0155039	0.000620156	0.0155039	0.00175194
a	0.500911	0.0200364	0.500911	0.0566029
Dilasjon [°]	0	0	0	0
D	1.0		1.0	
$m_i$	9.0		12.0	

**Tabell 20:** Parametere i Hoek-Brown bruddkriterium for vertikalsnitt C-C'. Benyttet i RS2.

Parametere	Kalsittmarmor		Granatglimmerskifer	
	Toppstyrke	Residualstyrke	Toppstyrke	Residualstyrke
GSI	65	65	65	65
$m_b$	0.738765	0.1031	0.98502	0.111307
s	0.0029283	0.0001171	0.0029283	0.000330898
a	0.501975	0.020079	0.501975	0.0567232
Dilasjon [°]	0	0	0	0
D	1.0		1.0	
$m_i$	9.0		12.0	

**Tabell 21:** Parametere i Mohr-Coulomb bruddkriterium for intakt berg. Benyttet i UDEC.

Vertikalsnitt	Normalspenning, $\sigma_n$ [MPa]		Kohesjon, c [MPa]		Friksjonsvinkel, $\phi$ [°]	
			Kalsitt marmor	Granat glimmerskifer	Kalsitt marmor	Granat glimmerskifer
<b>A-A'</b>	0.5	-	11.47	-	50.86	-
<b>D-D'</b>	0.5	0.5	11.47	7.1	50.86	55.00
<b>E-E'</b>	0.4	0.4	11.46	7.12	51.06	55.12
<b>F-F'</b>	2.5	2.5	11.6	7.35	48.77	51.78
<b>G-G'</b>	0.4	-	11.46	-	51.06	-
<b>H-H'</b>	0.5	0.5	11.47	7.1	50.86	55.0

### 5.5.5 Bergspenningsparametere

Basert på orientering og størrelse fra bergspenningsmålingene gjengitt i avsnitt 2.1.3, er det tatt utgangspunkt i verdier gitt i Tabell 22. Orienteringen av største horisontalspenning er vurdert til å følge parallelt med Tysfjorden og Lifjellet, altså i retning med lengst kontinuerlig overdekning av bergmasse. Dette kan sees for målingen i Sørfjord01, Drag01 og Ballangen. Størrelsene er vurdert opp mot hva som allerede er målt i Tysfjord, Ballangen og Brønnøysund.

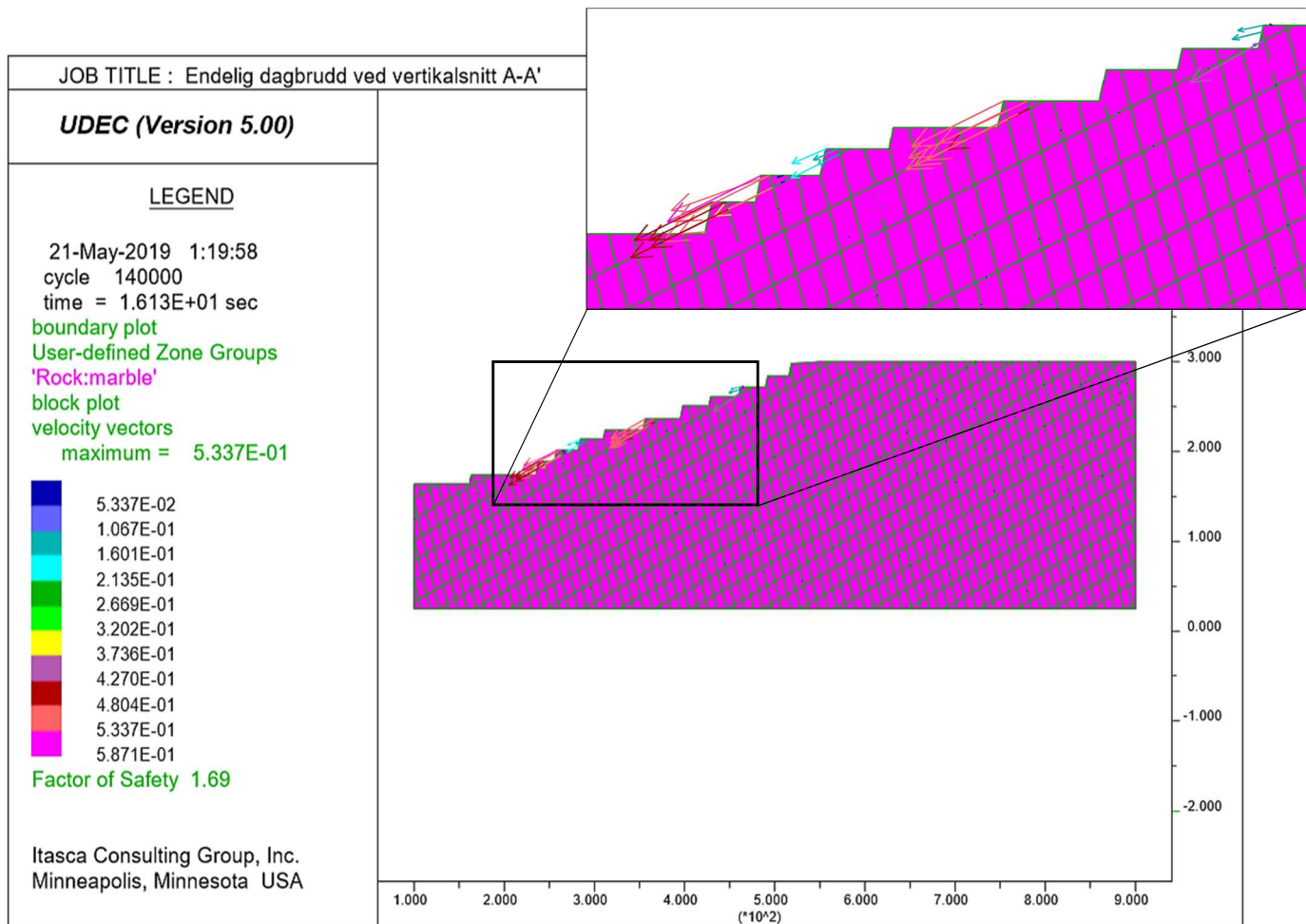
Både RS2 og UDEC tar utgangspunkt i en vertikalspenning som er direkte proporsjonal med dypet. Forholdet mellom største/minste horisontalspenning og vertikalspenning er benyttet i RS2 for å beskrive oppførselen av et gravitasjons og tektonisk spenningsfelt. I UDEC er det benyttet konstante horisontale bergspenninger gitt i Tabell 22 for ikke å undervurdere spenningssituasjonen for mindre numeriske modeller.

**Tabell 22:** Orientering og størrelse på antatte bergspenninger rundt dagbruddet i Norcem Kjøpsvik

Største horisontalspenning, $\sigma_H$ [MPa]	Minste horisontalspenning, $\sigma_h$ [MPa]	Vertikalspenning, $\sigma_v$ [MPa]	$\sigma_H/\sigma_v$	$\sigma_h/\sigma_v$
9.3	4.5	4.1	9.3/4.1 = 2.2	4.5/4.1 = 1.1
Asimut	Asimut	-		
N030	N120	-		

### 5.5.6 Vertikalsnitt A-A'

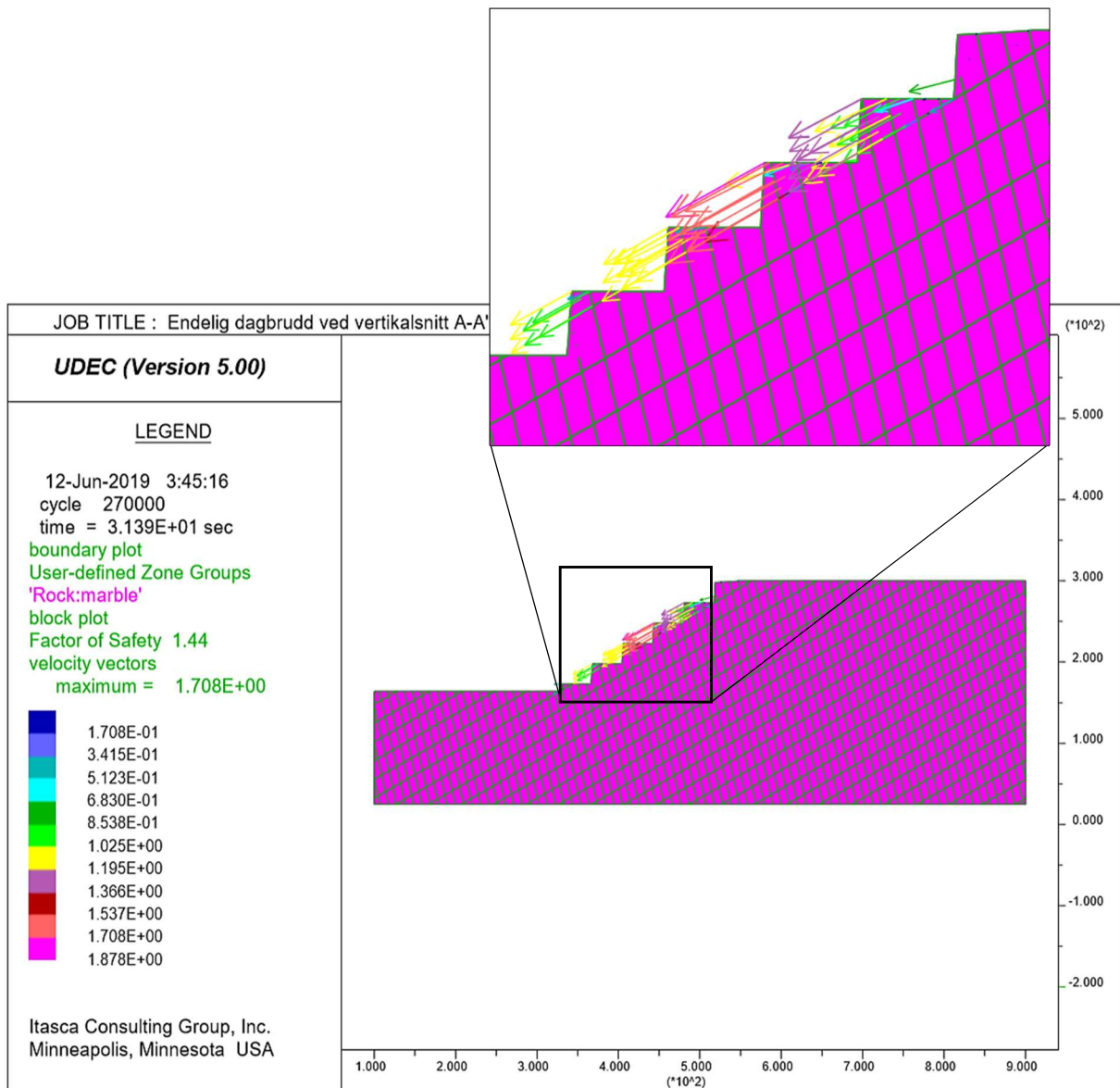
For vertikalsnitt A-A' er utført stabilitetsanalyse i UDEC for endelig brudd designet av Norcem Kjøpsvik (Figur 71) og en optimalisert dagbruddsvinkel (Figur 72). Modellen i Figur 71 viser to sprekkesett som er analysert i kalsittmarmor. Hastighetsvektorer indikerer bevegelse langs med et eksisterende sprekkesett som har utgående på pallnivå. Maksimal hastighetsvektor er anslått til å være omtrent 0.5337 m/s. Sikkerhetsfaktor er beregnet til 1.69.



**Figur 71:** Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt A-A'. Designet er fra Norcem Kjøpsvik.

For modellen vist i Figur 72 er det utført stabilitetsanalyse for optimalisert dagbruddsvegg med totalvinkel 38.0° og tilhørende sprekkesett i en kalsittmarmor bergart. Hastighetsvektorer indikerer bevegelse langs et bruddplan med utgående på pallnivå. Maksimal hastighetsvektor er beregnet til å være 1.7 m/s. Sikkerhetsfaktor er beregnet til 1.44.





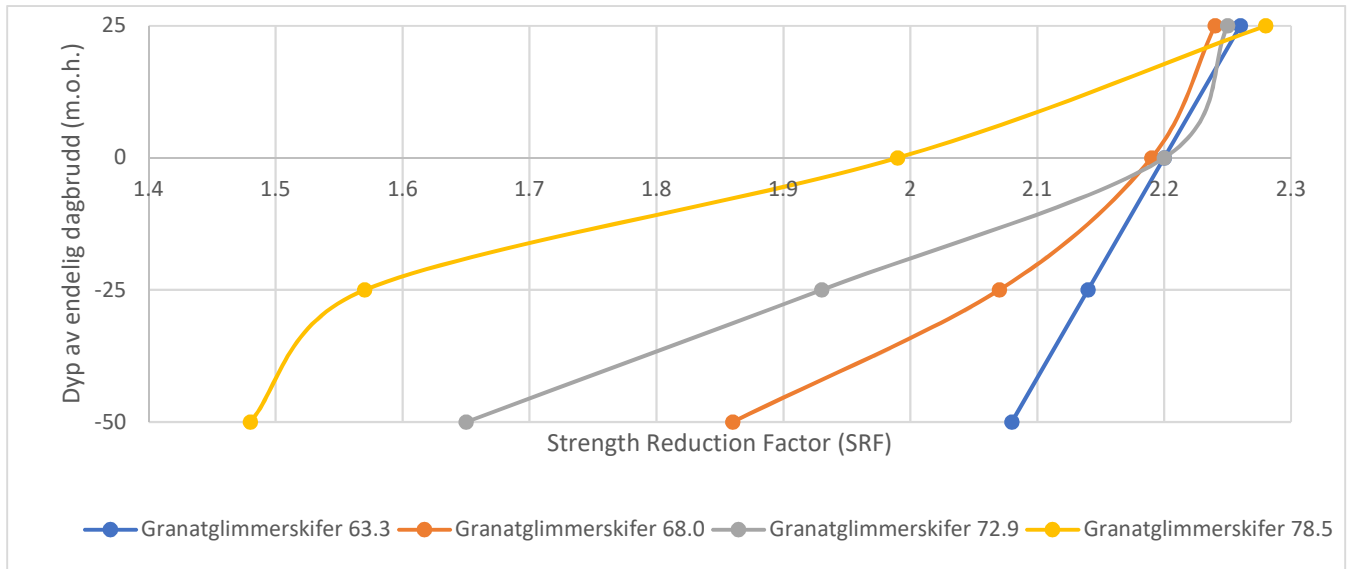
**Figur 72:** Stabilitetsanalyse i vertikalsnitt A-A' av optimalisert endelig dagbruddsvegg. Totalvinkelen er 38.0°

### 5.5.7 Vertikalsnitt B-B'

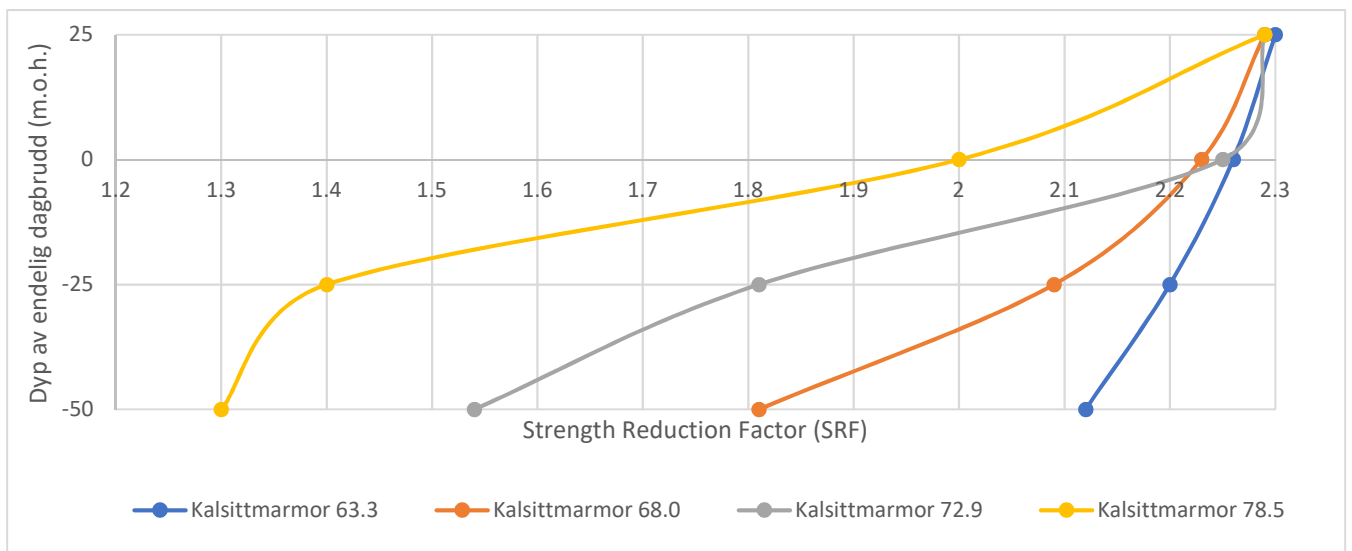
For vertikalsnitt B-B' er det utført stabilitetsanalyse av endelig dagbrudd designet av Norcem Kjøpsvik (Figur 75) i tillegg til fire ulike dagbruddsvinkler i både kalsittmarmor og granatglimmerskifer (Figur 74 og Figur 73). Dagbruddsvinkel 63.3°, 68.0°, 72.9° og 78.5° er analysert i RS2 med en stegvis økning på 25 meter i dybde av endelig dagbrudd, fra 25 meter over havnivå (m.o.h.) til 50 meter under havnivå (m.u.h.). Sikkerhetsfaktor (SRF) avtar systematisk med økt dybde og totalvinkel. Sikkerhetsfaktor for dagbruddsvegg lokalisert i kalsittmarmor har noe lavere verdi sammenlignet med en vegg lokalisert i granatglimmerskifer.



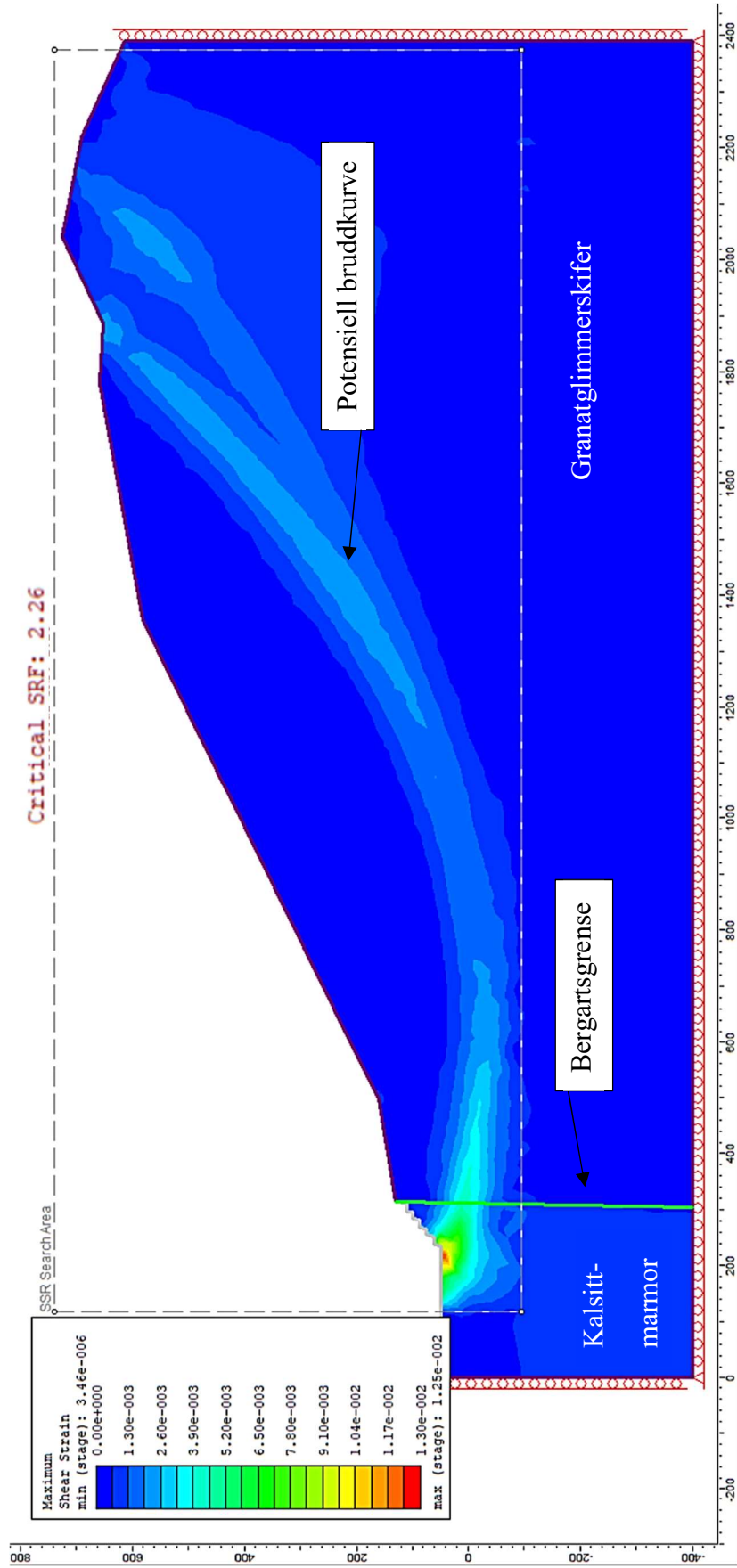
Endelig dagbrudd designet av Norcem Kjøpsvik har resultert i en SRF = 2.26, med maksimal skjærbevegelse på omtrent 0.013 meter i bunnen av dagbruddet. Potensiell bruddkurve har utgående fra Lifjellet og nedre del av endelig dagbruddsvegg. Bunnen av dagbruddet er ved 0 m.o.h.



**Figur 73:** Analyse av dagbruddsvinkel 63.3°, 68.0°, 72.9° og 78.5° med økende dybde av endelig dagbrudd. Dagbruddsveggen er lokalisert i granatglimmerskifer.



**Figur 74:** Analyse av dagbruddsvinkel 63.3°, 68.0°, 72.9° og 78.5° med økende dybde av endelig dagbrudd. Dagbruddsveggen er lokalisert i kalsittmarmor.



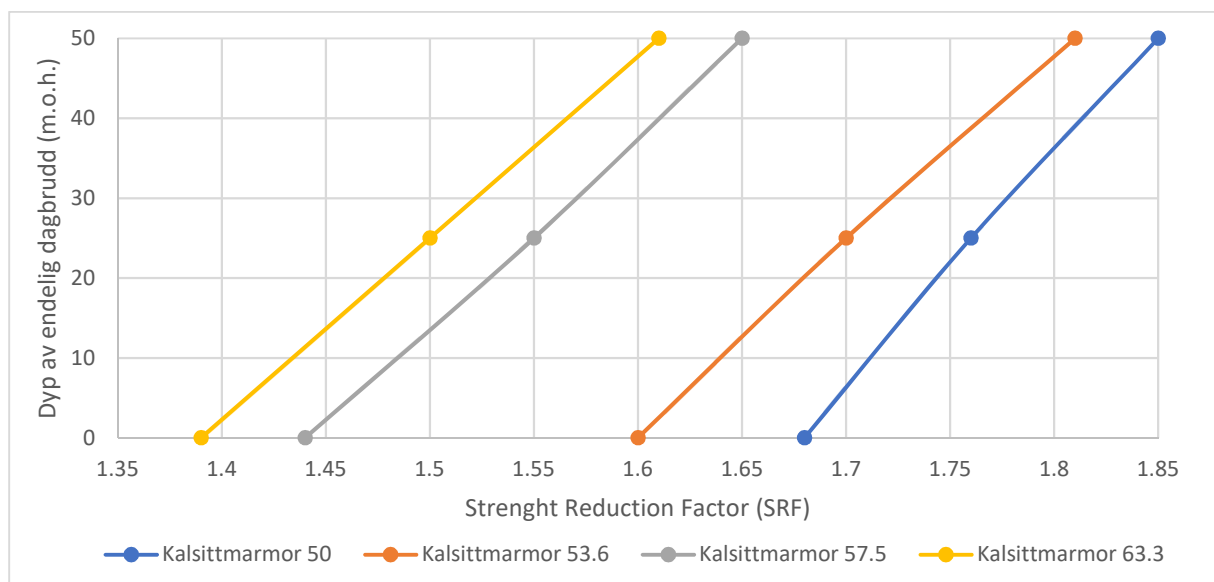
Figur 75: Numerisk stabilitetsanalyse i RS2 for planlagt endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt B-B'. Potensiell sirkulær bruddkurve er vist med utløp i nedre del av dagbruddsveggen og ved Lifjellet. Bunnen av dagbruddet er ved 0 m.o.h. Designet er fra Norcem Kjøpsvik.

### 5.5.8 Vertikalsnitt C-C'

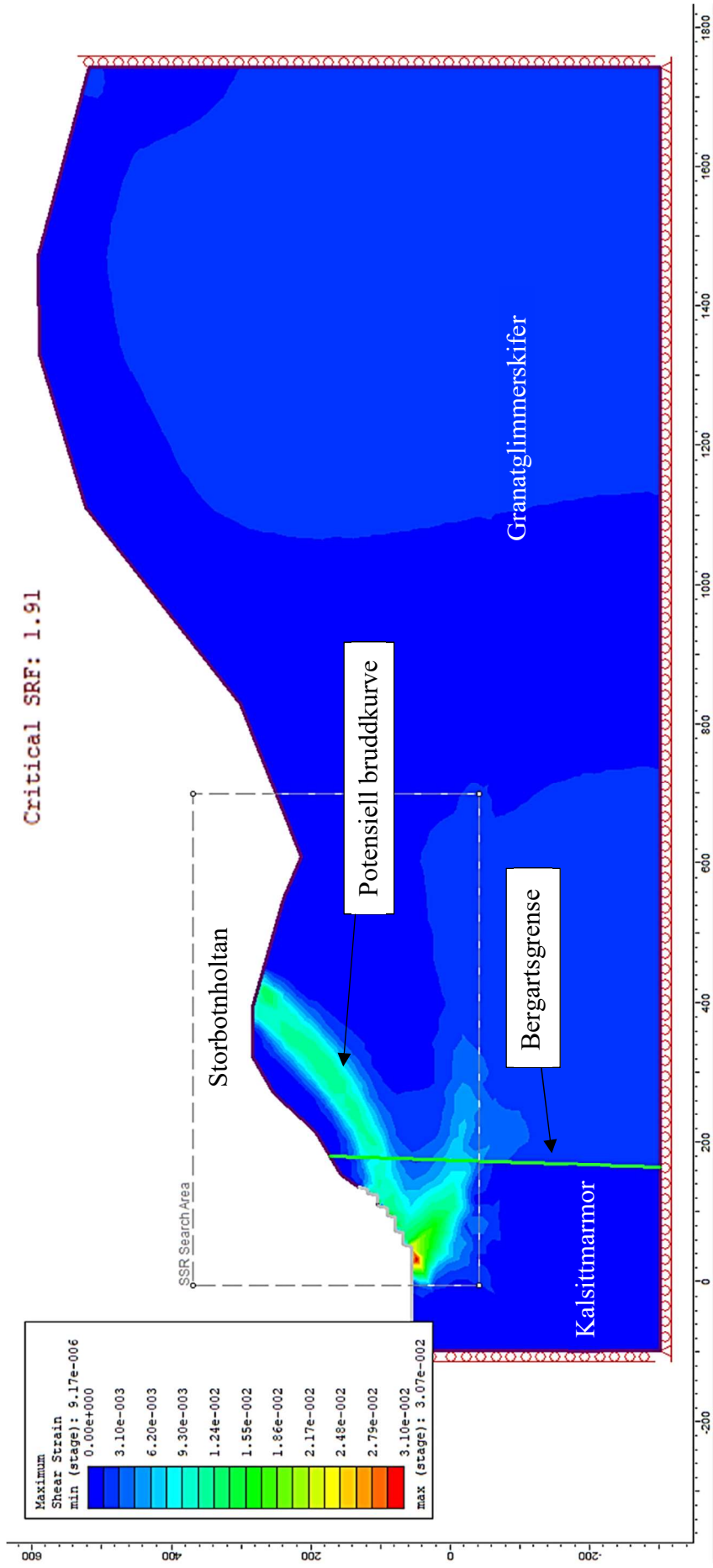
For vertikalsnitt C-C' er det analysert planlagt endelig brudd designet av Norcem Kjøpsvik (Figur 77) i tillegg til fire forskjellige dagbruddsvinkler mot økende dyp i dagbruddet (Figur 76). I analysene er dagbruddsveggen lokalisert i kalsittmarmor.

Stabilitetsanalyse av endelig dagbrudd i Figur 77 har resultert i  $SRF = 1.91$  og en sirkulær bruddkurve med utgående på toppen av Storbotnholtan og i dagbruddsveggen. Maksimal skjærbevegelse er estimert til å være omtrent 0.03 meter i bunnen av dagbruddet. Bunnen av dagbruddet er ved 37 m.o.h.

Stabilitetsanalyse for dagbruddsvinkel  $50^\circ$ ,  $53.6^\circ$ ,  $57.5^\circ$  og  $63.3^\circ$  viser en tilnærmet lineær reduksjon av SRF med økende dybde av endelig dagbrudd. For tilfellene plottet i Figur 76 er bruddkurven tilsvarende som vist i Figur 77.



**Figur 76:** SRF plottet mot økende høyde på dagbruddsveggen i situasjoner med dagbruddsvinkel  $50^\circ$ ,  $53.6^\circ$ ,  $57.5^\circ$  og  $63.3^\circ$ . SRF reduseres betydelig med økende dyp i dagbruddet.

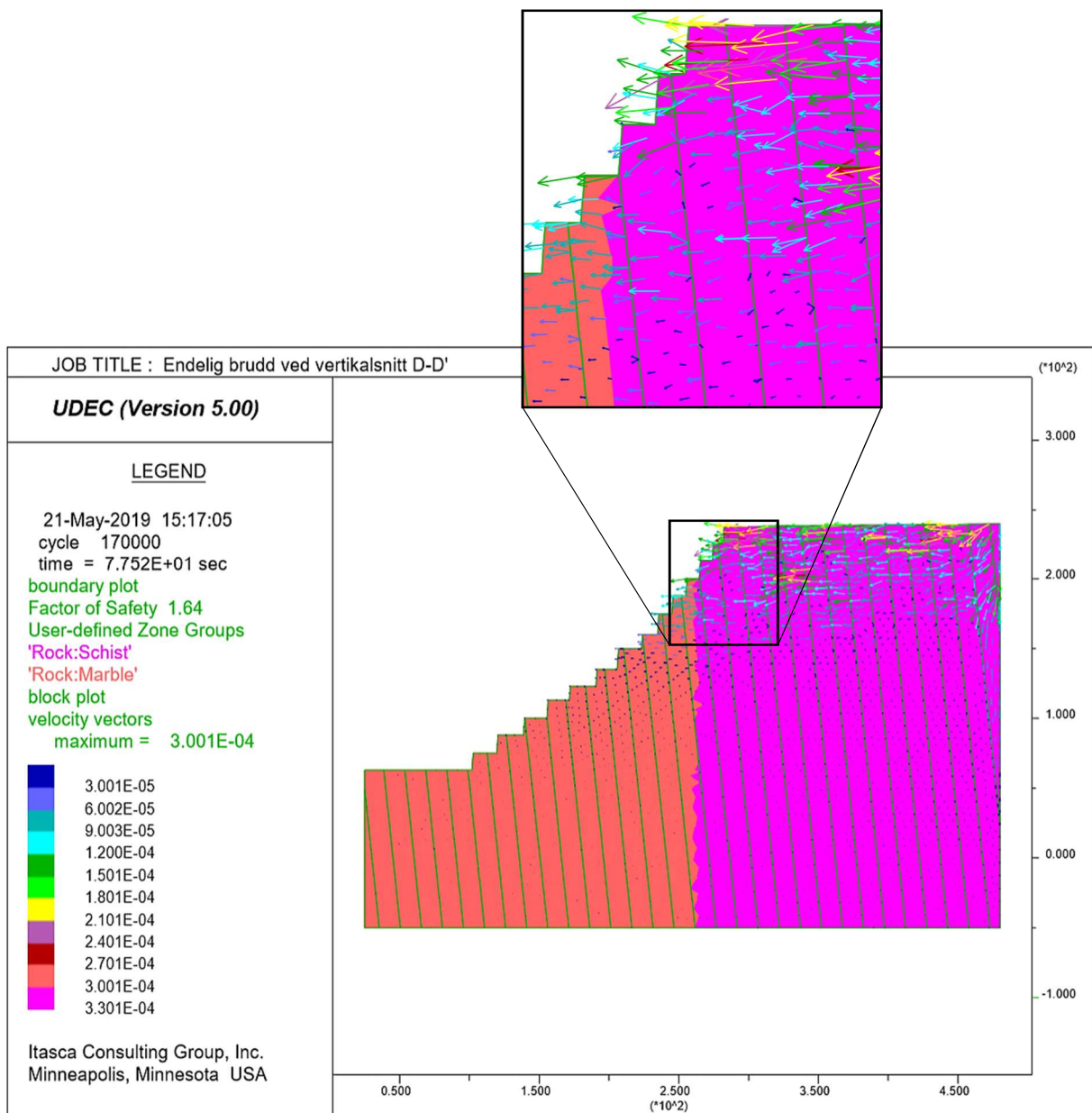


**Figur 77:** Numerisk stabilitetsanalyse i RS2 for planlagt endelig dagbruddsvegg. Potensiell sirkulær bruddkurve er vist med utløp i dagbruddsveggen og toppen av Storbotnholtan. Designet er fra Norcem Kjøpsvik.

### 5.5.9 Vertikalsnitt D-D'

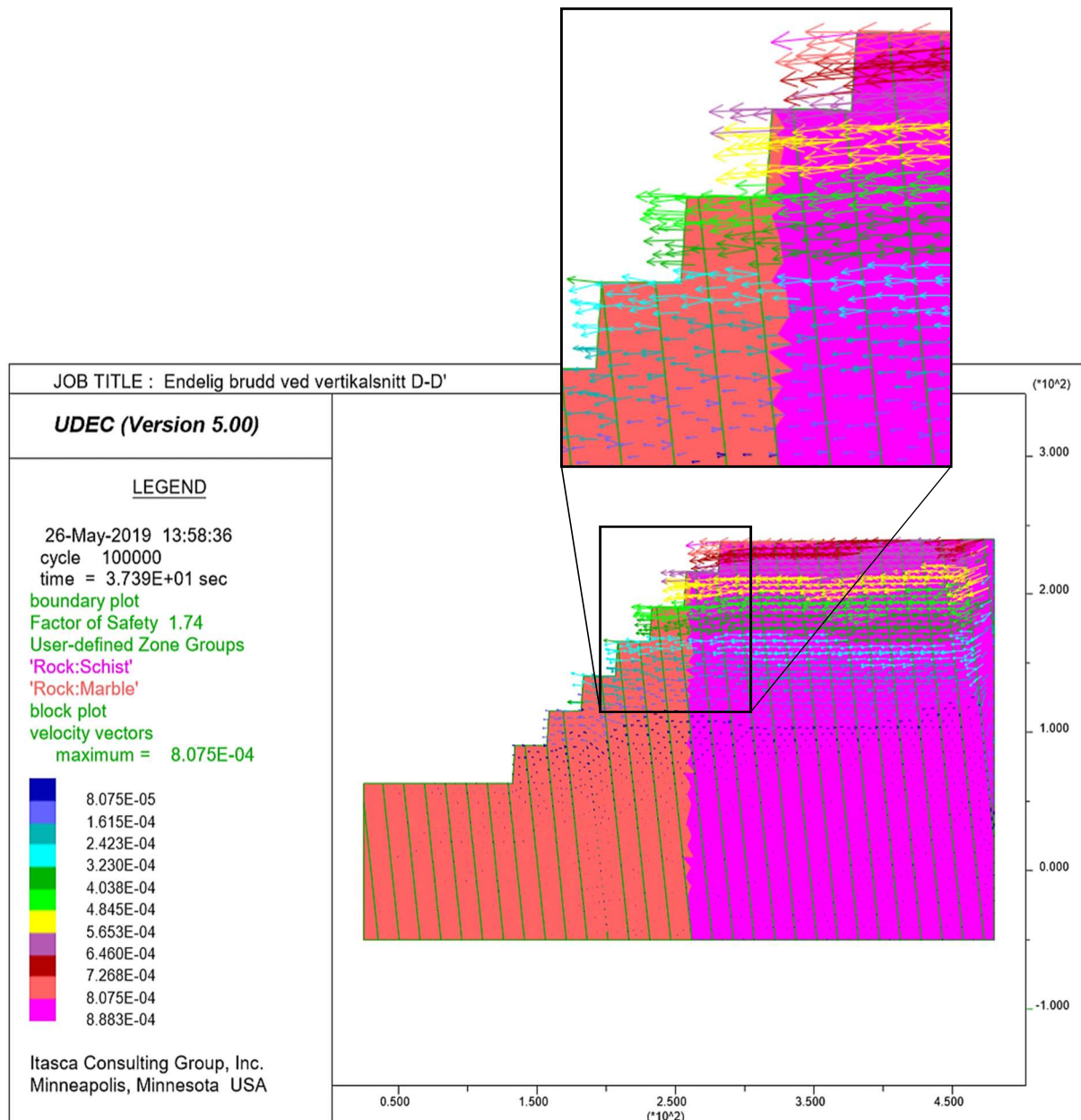
For vertikalsnitt D-D' er det analysert endelig brudd designet av Norcem Kjøpsvik (Figur 78) og en optimalisert dagbruddsvinkel (Figur 79).

Fra modellen vist i Figur 78 er det illustrert et steiltstående sprekkeseff med en bergartsgrense mellom kalsittmarmor (rød) og granatglimmerskifer (lilla). Hastighetsvektorer indikerer at bergmassen i øvre del av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet. Maksimal hastighetsvektor er estimert til å være omtrent 0.0003 m/s, mens sikkerhetsfaktor er beregnet til å være lik 1.64.



**Figur 78:** Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt D-D'. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. Hastighetsvektorene indikerer at bergmassen i øvre deler av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet.

Fra modellen vist i Figur 79 er det illustrert et steiltstående sprekkesett og en bergartsgrense mellom kalsittmarmor (rød) og granatglimmerskifer (lilla). Hastighetsvektorer indikerer at bergmassen i øvre del av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet. Maksimal hastighetsvektor er estimert til å være omtrent 0.0008 m/s, mens sikkerhetsfaktor er beregnet til å være lik 1.74. En økning fra modellens totalvinkel på 50° til 53° vil gi redusere sikkerhetsfaktoren til 1.17 (se vedlegg I).



**Figur 79:** Stabilitetsanalyse i UDEC for optimalisert endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt D-D'. Totalvinkelen er 50°. Hastighetsvektorene indikerer at bergmassen i øvre deler av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet.

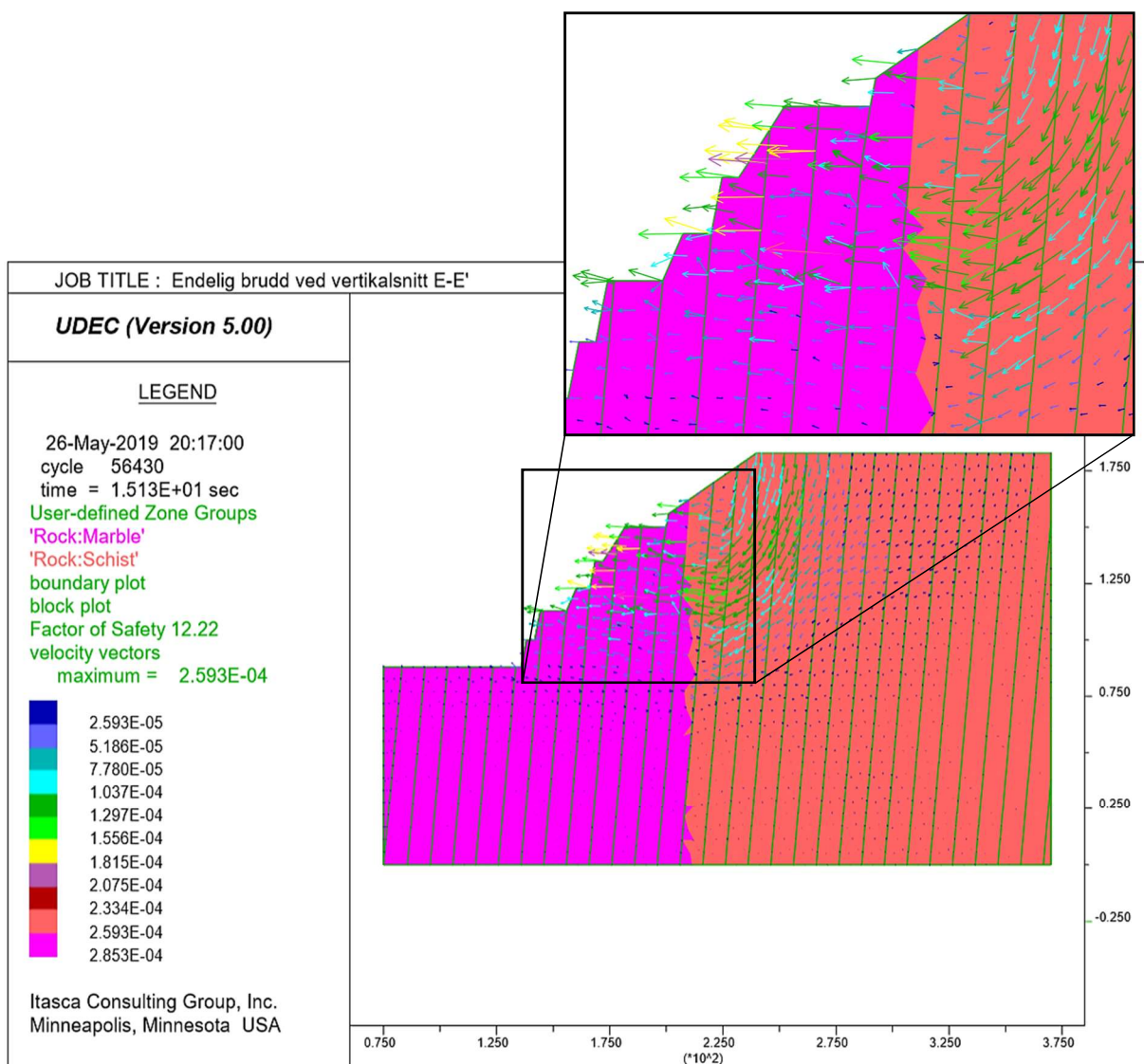


### 5.5.10 Vertikalsnitt E-E'

For vertikalsnitt E-E' er det utført stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg designet av Norcem Kjøpsvik (Figur 80) og optimalisert dagbruddsvinkel (Figur 81).

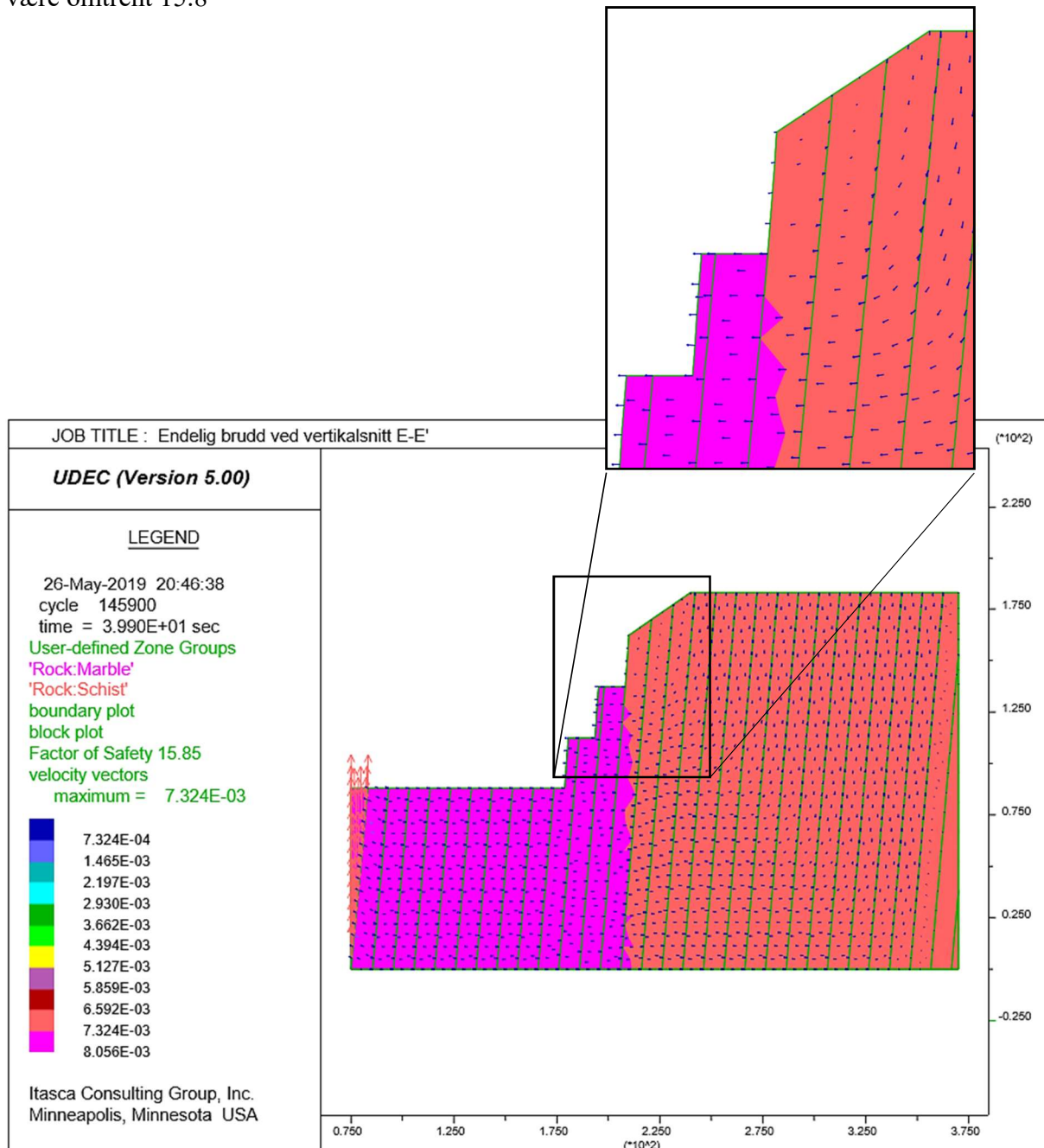
Modellen i Figur 80 viser dagbruddsveggen med et steiltstående sprekkesett og en bergartsgrense mellom kalsittmarmor (lilla) og granatglimmerskifer (rød).

Hastighetsvektorene følger steiltstående svakhetsplan fra øvre del av dagbruddsveggen før en sirkulær avbøyning på tvers av sprekkesettet forekommer. Maksimal hastighetsvektor er registrert til å være omtrent 0.00026 m/s. Sikkerhetsfaktor er beregnet til å være omtrent 12.2.



**Figur 80:** Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt E-E'. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. Hastighetsvektorer viser en sirkulær bevegelse i bergmassen.

Modellen i Figur 81 viser dagbruddsveggen med et steiltstående sprekkesett og en bergartsgrense mellom kalsittmarmor (lilla) og granatglimmerskifer (rød). Totalvinkelen er  $63.0^\circ$ . Hastighetsvektorene følger steiltstående svakhetsplan fra øvre del av dagbruddsveggen før en sirkulær avbøying på tvers av sprekkesettet forekommer. Maksimal hastighetsvektor i dagbruddsveggen er registrert til å være ca.  $0.00732 \text{ m/s}$ . Sikkerhetsfaktor er beregnet til å være omtrent 15.8



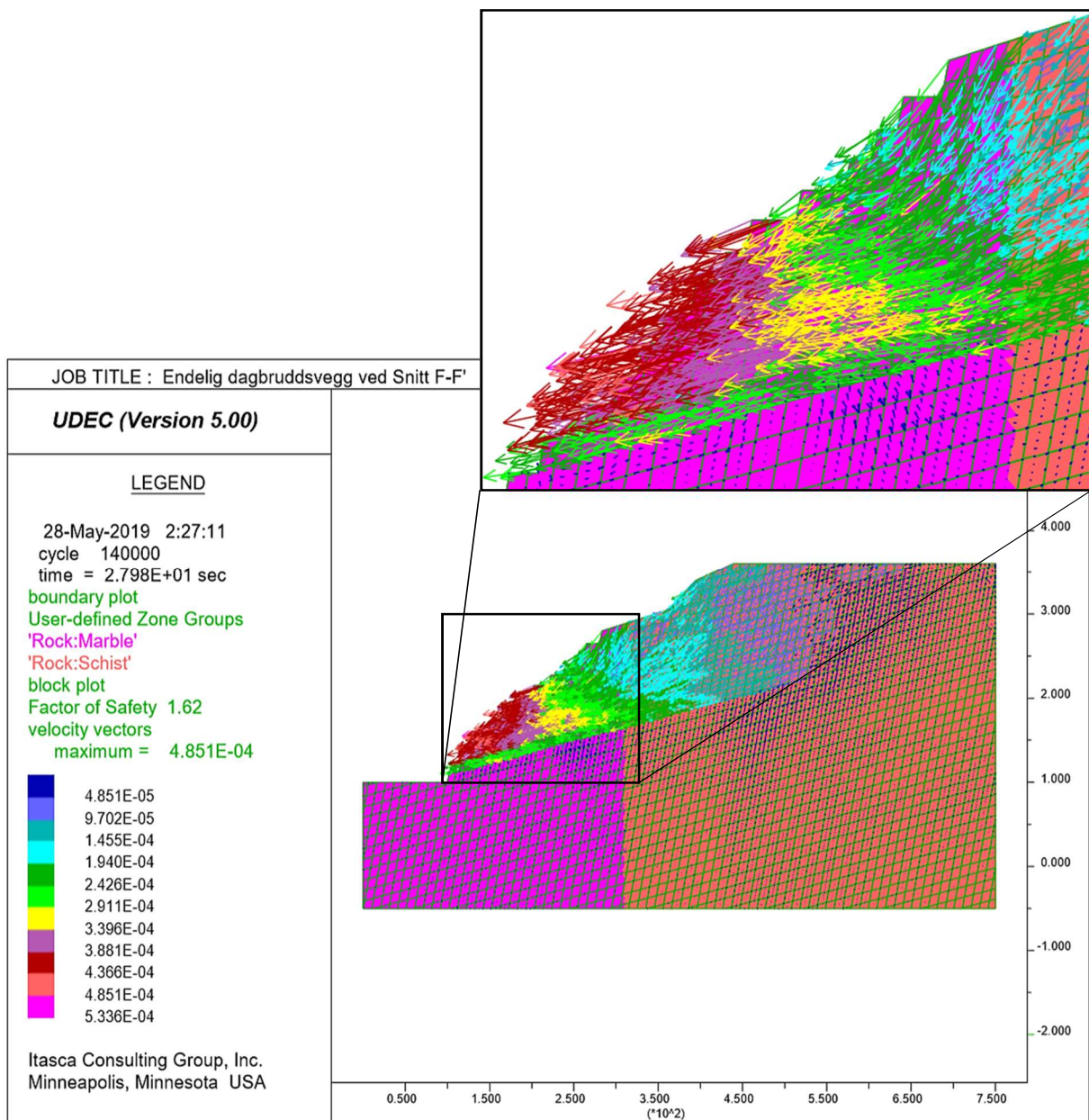
**Figur 81:** Stabilitetsanalyse i UDEC for optimalisert dagbruddsvegg i vertikalsnitt E-E'. Totalvinkelen er  $63.0^\circ$ . Hastighetsvektorer viser en sirkulær bevegelse i bergmassen.



### 5.5.11 Vertikalsnitt F-F'

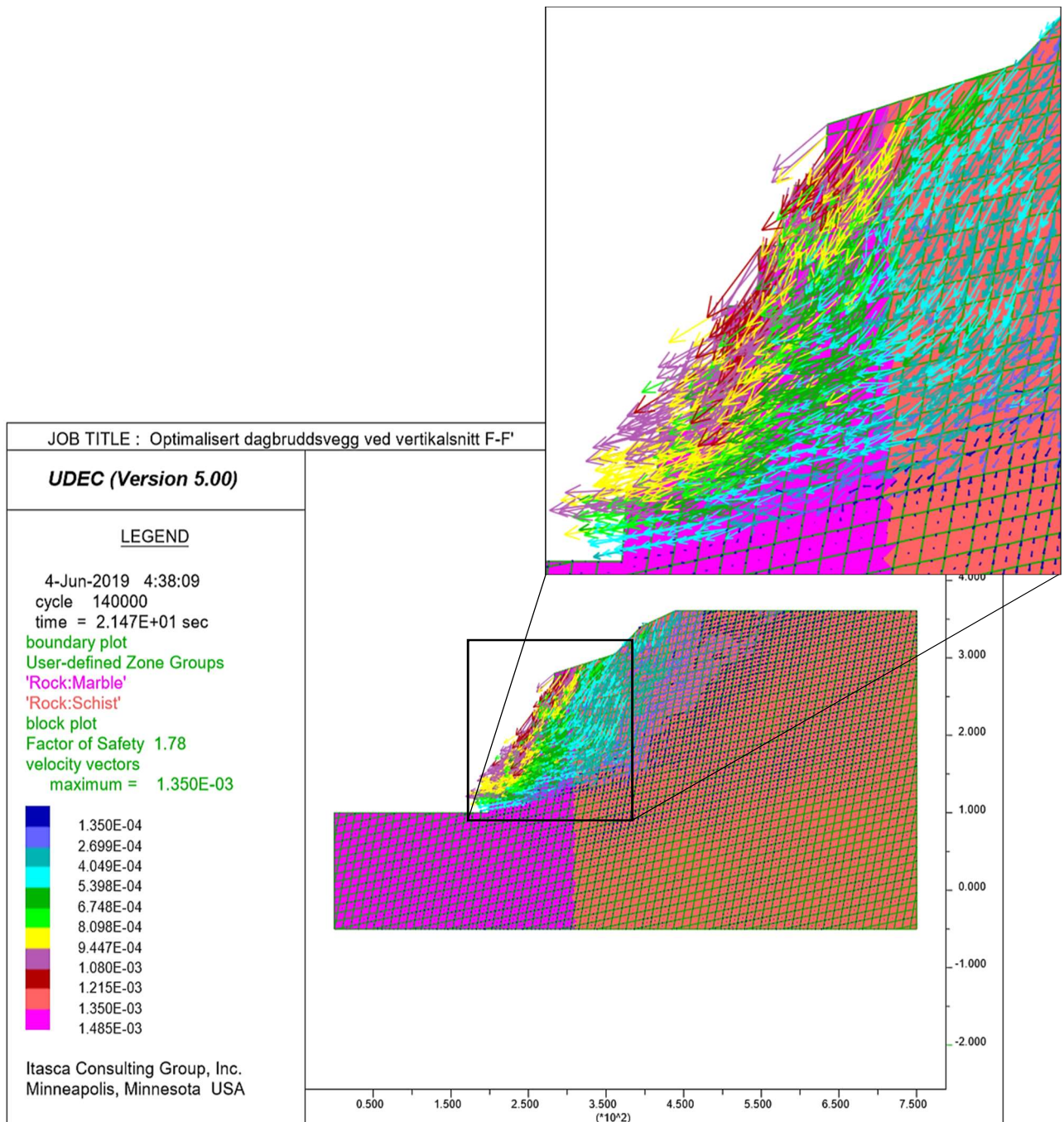
For vertikalsnitt F-F' er det utført stabilitetsanalyse i UDEC for endelig brudd designet av Norcem Kjøpsvik (Figur 82) og optimalisert dagbruddsvinkel (Figur 83).

Modellen i Figur 82 viser to sprekkesett og en bergartsgrense mellom kalsittmarmor (lilla) og granatglimmerskifer (rød). Hastighetsvektorene beskriver en sirkulær bevegelse av bergmassen i øvre del av dagbruddsveggen, før bevegelsesretningen i stor grad er parallell med sprekkesettet som har fall inn mot dagbruddet. Sikkerhetsfaktor og største hastighetsvektor er estimert til å være henholdsvis lik 1.62 og ca. 0.000485 m/s.



**Figur 82:** Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt F-F'. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. Hastighetsvektorene viser en sirkulær bevegelse av bergmassen inn mot dagbruddet.

Modellen i Figur 83 viser to sprekkesett og en bergartsgrense mellom kalsittmarmor (lilla) og granatglimmerskifer (rød). Dagbruddveggen totalvinkel er  $64.0^\circ$ . Hastighetsvektorene følger begge sprekkesett gjennom en sirkulær bevegelse som har utgående i overkant og fronten av dagbruddsveggen. Maksimal hastighetsvektor er estimert til å være  $0.00135 \text{ m/s}$ , og sikkerhetsfaktor er beregnet til 1.78.

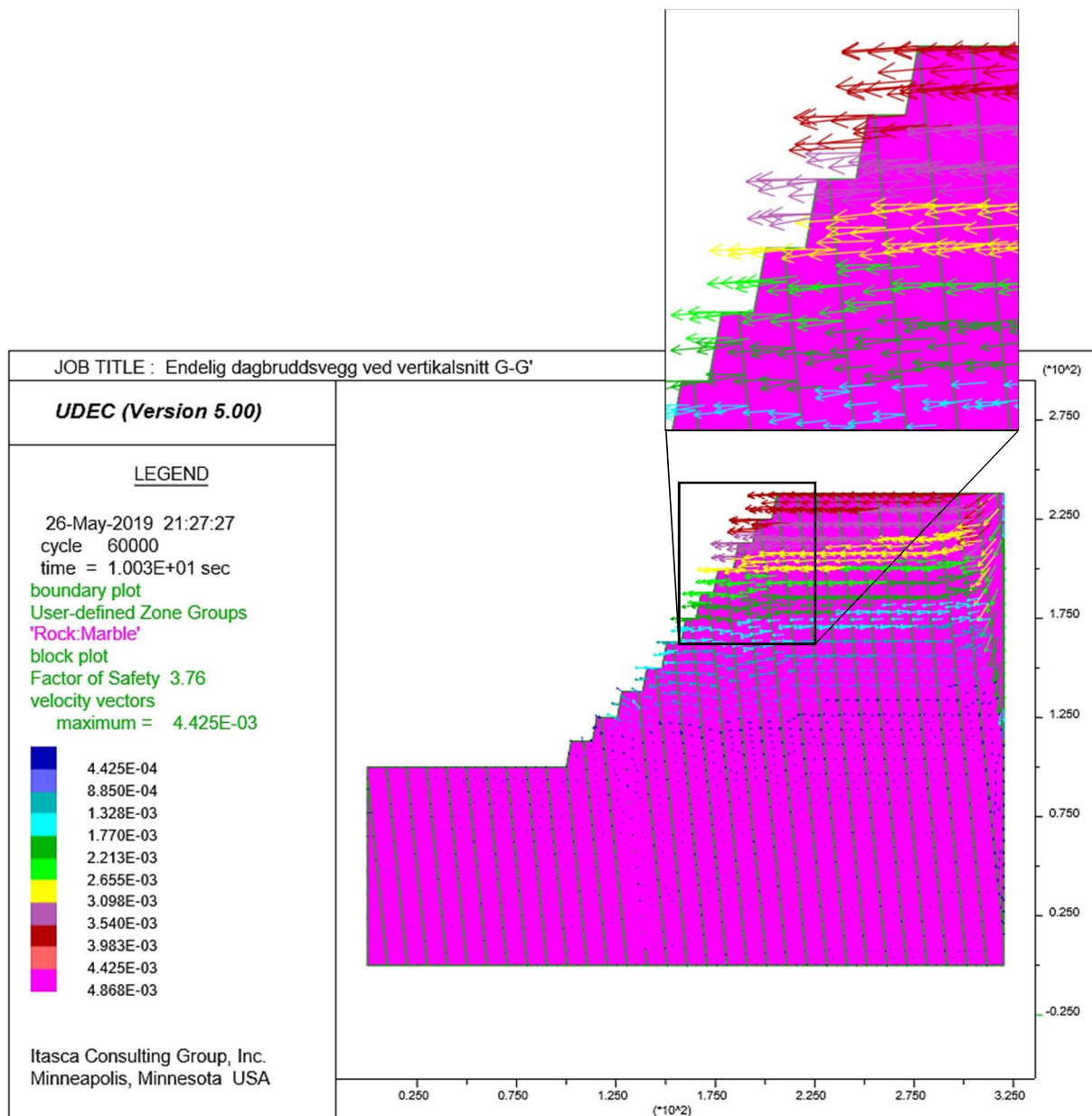


**Figur 83:** Stabilitetsanalyse i UDEC for optimalisert endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt F-F'. Totalvinkelen er  $64.0^\circ$ . Hastighetsvektorene viser en sirkulær bevegelse av bergmassen inn mot dagbruddet.

### 5.5.12 Vertikalsnitt G-G'

For vertikalsnitt G-G' er det utført stabilitetsanalyse i UDEC for endelig brudd designet av Norcem Kjøpsvik (Figur 84) og optimalisert dagbruddsvinkel (Figur 85).

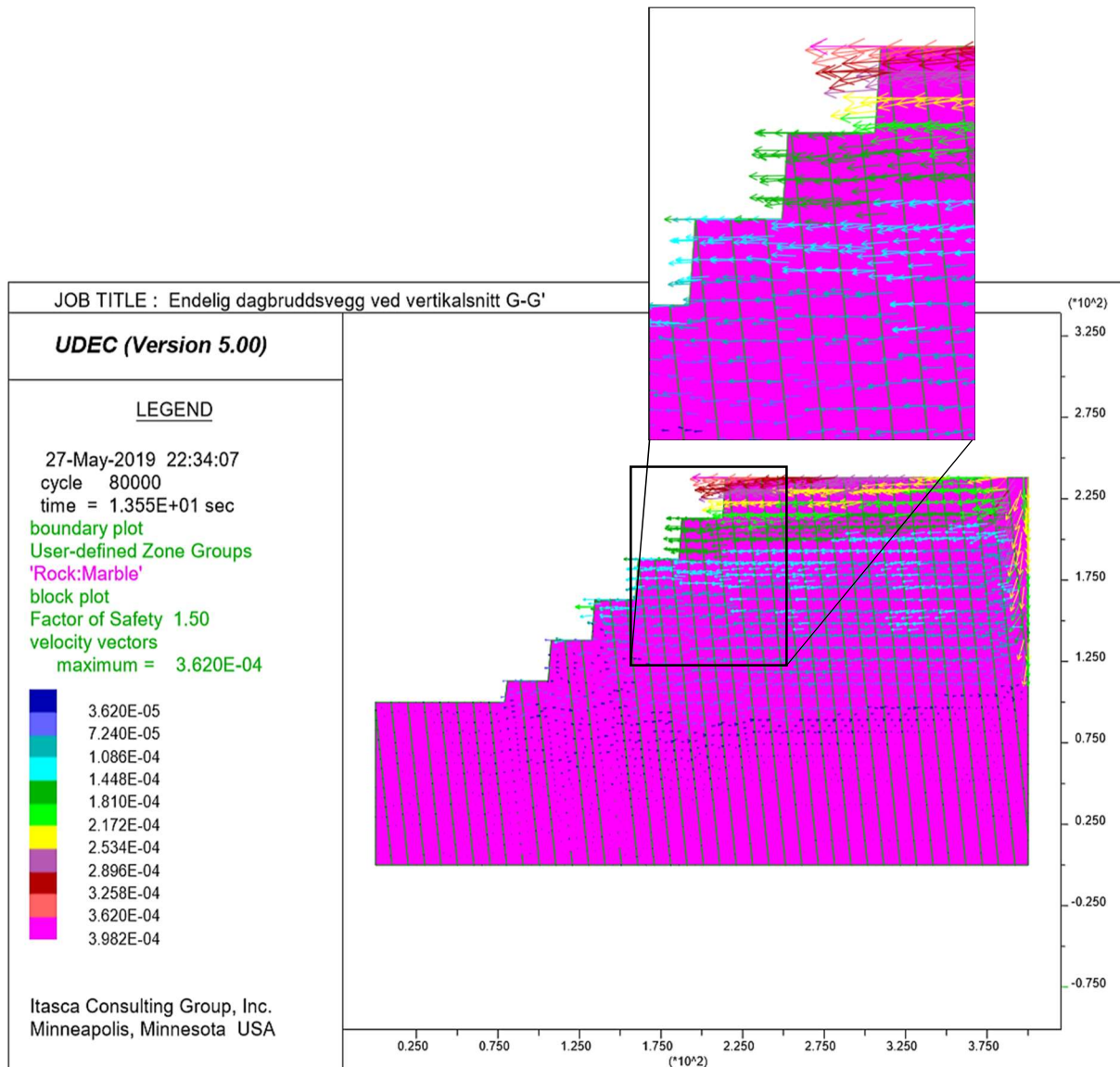
Modellen i Figur 84 viser et steiltstående sprekkesett i kalsittmarmor. Hastighetsvektorer beskriver en nær horisontal bevegelse hvor bergmassen i øvre halvdel av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet. Maksimal hastighetsvektor er registrert til å være ca. 0.004425 m/s. Sikkerhetsfaktor er beregnet til å være 3.76.



**Figur 84:** Stabilitetsanalyse i UDEC av endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt G-G'. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. Hastighetsvektorene viser en nær horisontal bevegelse av bergmassen inn mot dagbruddet.



Modellen i Figur 85 viser dagbruddsveggen med et steiltstående sprekkesett i kalsittmarmor. Totalvinkelen er  $48.0^\circ$ . Hastighetsvektorer beskriver en nær horisontal bevegelse i bergmassen hvor øvre halvdel av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet. Maksimal hastighetsvektor er registrert til å være ca. 0.00036 m/s. Sikkerhetsfaktor er beregnet til å være 1.5.

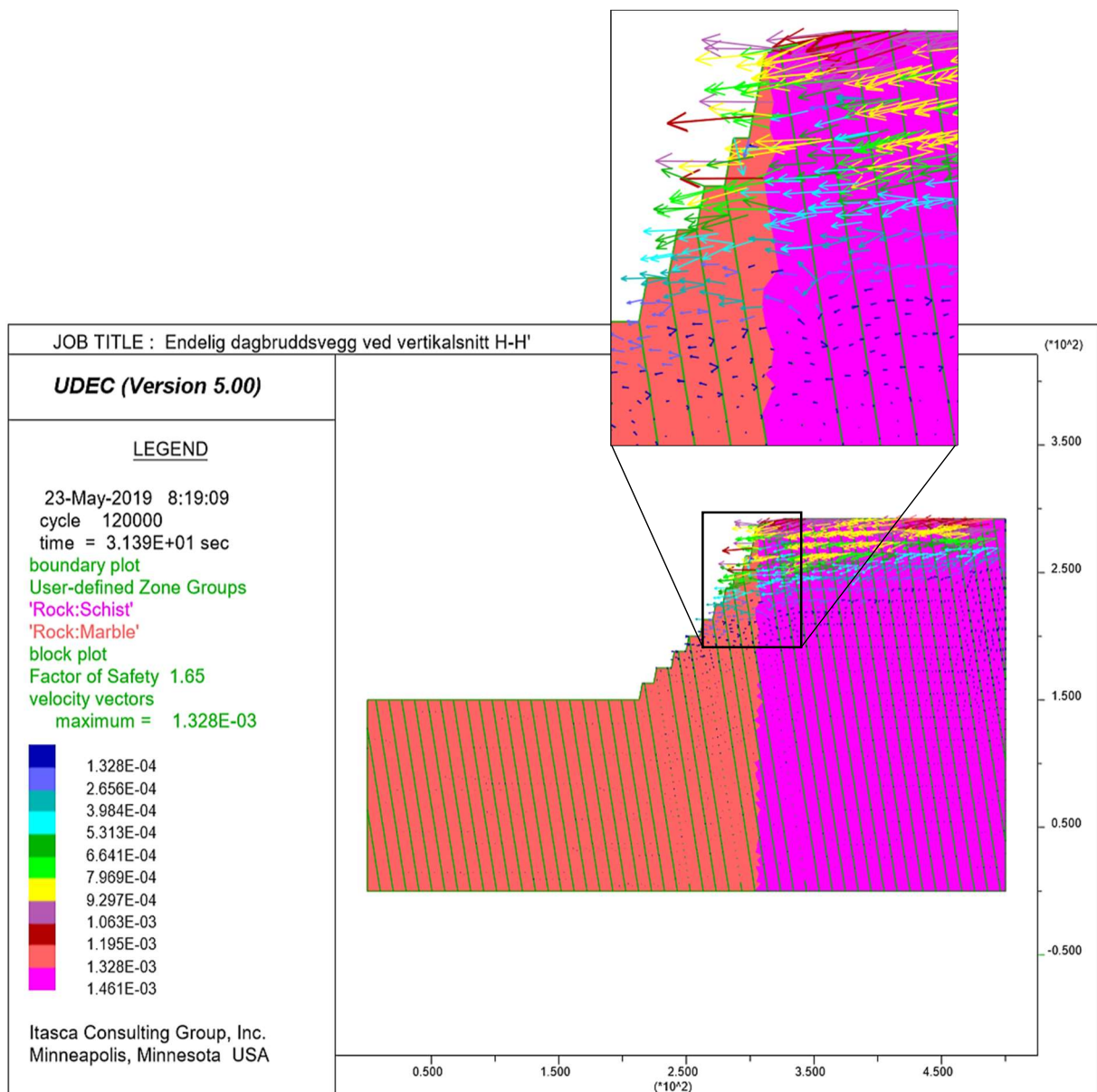


**Figur 85:** Stabilitetsanalyse i UDEC av optimalisert endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt G-G'. Totalvinkelen er  $48.0^\circ$ . Hastighetsvektorene viser en nær horisontal bevegelse av bergmassen inn mot dagbruddet.

### 5.5.13 Vertikalsnitt H-H'

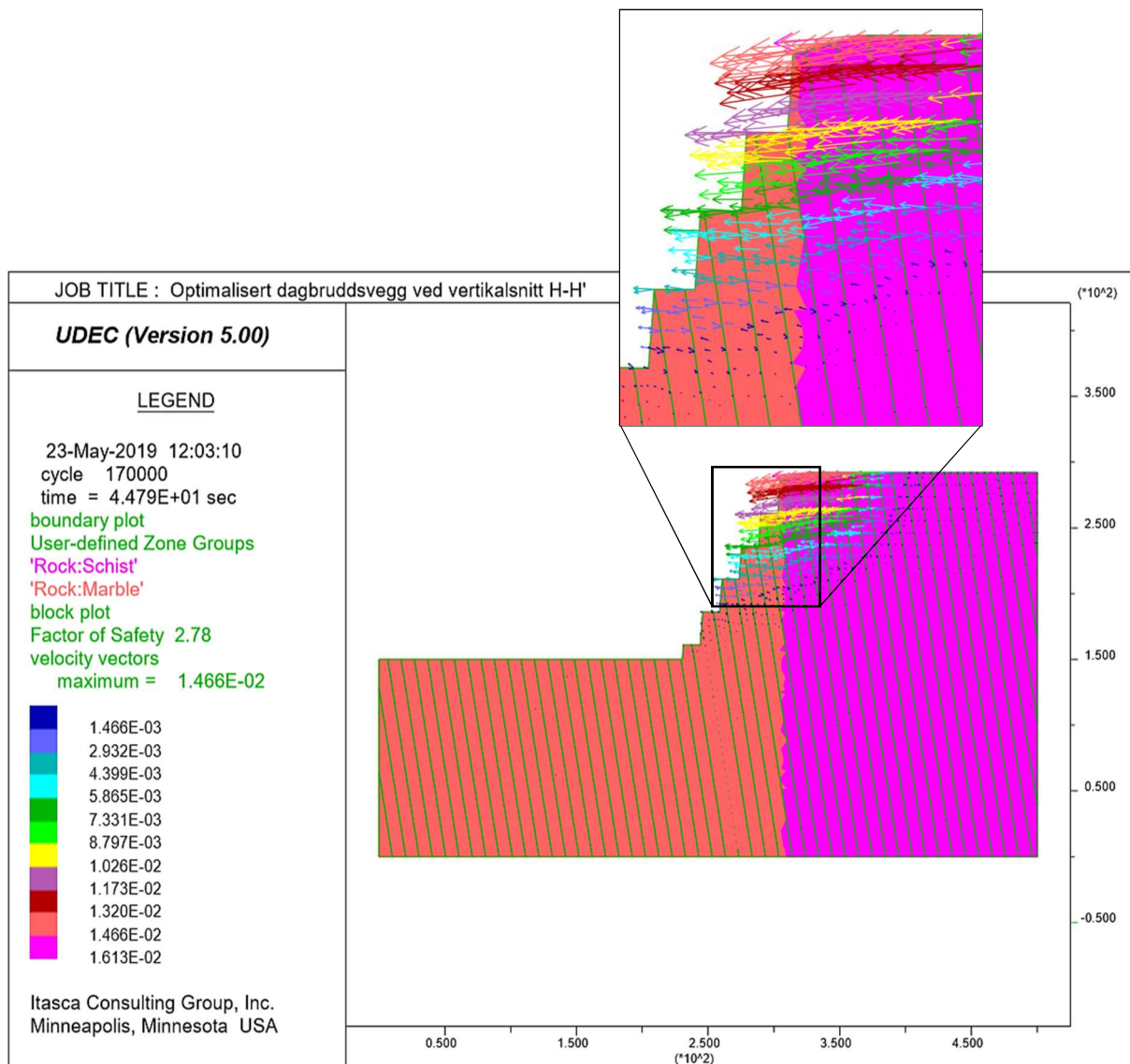
For vertikalsnitt H-H' er det utført stabilitetsanalyse i UDEC for endelig brudd designet av Norcem Kjøpsvik (Figur 86) og optimalisert dagbruddsvinkel (Figur 87).

Modellen i Figur 86 viser et steiltstående sprekkesepp og en bergartsgrense mellom kalsittmarmor (rød) og granatglimmerskifer (lilla). Hastighetsvektorer beskriver en nær horisontal bevegelse i bergmassen, hvor øvre del av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet. Maksimal hastighetsvektor er registrert til å være omtrent 0.00133 m/s. Sikkerhetsfaktor er beregnet til å være 1.65.



**Figur 86:** Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt H-H'. Designet er fra Norcem Kjøpsvik. Hastighetsvektorene viser en nær horisontal bevegelse av bergmassen inn mot dagbruddet.

Modellen i Figur 87 viser dagbruddsveggen med et steiltstående sprekkesett og en bergartsgrense mellom kalsittmarmor (rød) og granatglimmerskifer (lilla). Totalvinkelen er  $63.0^\circ$ . Hastighetsvektorer beskriver en nær horisontal bevegelse av bergmassen, hvor toppen av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet. Maksimal hastighetsvektor er registrert til å være omtrent  $0.0146 \text{ m/s}$ . Sikkerhetsfaktor er beregnet til å være lik  $2.78$ . En ytterligere økning av total dagbruddsvinkel til  $66^\circ$  vil resultere i en sikkerhetsfaktor på  $1.23$  (se vedlegg I).



**Figur 87:** Stabilitetsanalyse i UDEC for endelig dagbruddsvegg i vertikalsnitt H-H'. Totalvinkelen er  $63.0^\circ$ . Hastighetsvektorene beskriver en nær horisontal bevegelse av bergmassen hvor toppen av dagbruddsveggen faller inn mot dagbruddet.

# 8 DISKUSJON

## 8.1 Blokkmodellering

For å diskutere blokkmodellering vil resultatet fra blokkmodellert Q-verdi bli benyttet som utgangspunkt, hvor det trekkes frem blant annet gyldigheten av gjennomsnittlig bergmassekvalitet i stabilitetsanalyse og kombinasjonen av borekjerner og overflatekartlegging som data.

Blokkmodellen er valgt til å ha størst korrelasjon i vertikal retning og i retning parallelt med forekomstens strøkretning. Dette samsvarer med den strukturgeologiske tolkningen til forekomsten hvor mektigheten består av en rekke vertikale folder av kalsittmarmor og granatglimmerskifer. Tegn på at denne tolkningen kan stemme vises i variogrammodellen for søkeellipsoidens minste akse som står på tvers av forekomstens strøk (Figur 61). Variasjon i data avtar betydelig etter passering av influensavstanden, som tyder på at datapar er inne i et område av samme bergmassekvalitet og potensielt samme litologi.

Blokkmodellen viser i tillegg tegn til at datagrunnlaget er samlet ved domene 1 og 2, hvor det er størst variasjon i Q-verdier, sammenlignet med området lengre nord som har et mindre variasjonsområde. Med tanke på at datagrunnlaget ikke er jevnt fordelt over analysert område, vil det dermed være knyttet stor usikkerhet i estimerte blokker spesielt i nordlige halvdel av Sentralbruddet.

Det er i oppgaven valgt å ikke benytte overflatekartlagte verdier i blokkmodellen. Bruk av loggførte kjerneborehull og overflatekartlegginger i kombinasjon vil sette spørsmål til vekten av de ilagte verdiene for bergmassekvalitet. Q-verdi er ikke i seg selv additiv, men borekjernene består av såkalte additive variabler som gjør dem sammenlignbare og en representerbar verdi for lengden kan ilegges. For overflatekartlagte verdier eksisterer ingen definerte additive variabler, slik at de ikke er sammenlignbare med verdier fra borekjernene. En kombinasjon av disse verdiene i en blokkmodell vil kunne gi et galt bilde av de geologiske forholdene. I situasjoner hvor det er mangel på data vil overflateverdier kunne gi et bilde av bergmassekvaliteten som befinner seg i dagen, men vil knytte stor usikkerhet til representerbarheten for de geologiske forholdene under overflaten.

For å vurdere stabilitet for et bestemt område, er det i mange sammenhenger benyttet gjennomsnittlig verdi for bergmassekvaliteten som helhet. Om dette er representerbart for stabiliteten vil i stor grad avhenge av fordelingen av bergmassekvalitet. Det er naturlig å anta at ustabile bergmasser vil følge minste motstands vei slik at lavest estimerte verdi vil være gjeldende for stabiliteten. Dette kommer tydelig frem i tilfeller hvor bergmassekvaliteten er sammenhengende, f. eks i en større forkastningssone eller i svake bergartslag. I tilfellet hos Norcem Kjøpsvik er det naturlig å tro at en potensiell bruddkurve krysser en rekke definerte soner av bergmassekvalitet som er vekslende og har markante skiller i vertikal retning (Figur 63 - Figur 70). Dette begrenser tydelige svakheter i bergmassen. Å definere bergmassekvaliteten med en gjennomsnittlig verdi for det analyserte området vil være ansett som gyldig for storskala stabilitet. I tillegg er en dominerende del av bergmassen definert med Q-verdi i området [10.0 – 100.0] og dermed kvalifisert som god til veldig god kvalitet.

## 8.2 Strukturgeologisk analyse

Diskusjonen i dette delkapittelet tar utgangspunkt i de strukturgeologiske dataene kartlagt i felt og digitalt, hvor det blant annet trekkes inn usikkerhet og kvalitet i 3D-modellene og forskjeller i orientering av sprekkesett.

3D-modellering av Kikvik1, Kikvik2, Kanalen og Sentralbrudd 60 har dannet et utgangspunkt for den digitale strukturgeologiske kartleggingen. Nøyaktigheten for modellenes kontrollpunkter er vist i Tabell 23. Kanalen viser en høyere usikkerhet, noe som kan skyldes at ett av tre kontrollpunkter er identifisert gjennom Geovia Surpac, sammenlignet med Sentralbrudd 60 og Kikvik1 som er basert på kontrollpunkter identifisert i felt med GPS. Kikvik2 er basert alene på kontrollpunkter identifisert i Geovia Surpac og viser mistenkelig nok ingen tegn til usikkerhet.

**Tabell 23:** 3D-modellenes gjennomsnittlige nøyaktighet

3D-modell	3D-error	3D-horisontal error	3D-vertikal error
Sentralbrudd 60	0.00367	0.00367	0
Kanalen	0.129	0.127	0.000667
Kikvik1	0.0053	0.005	0.00033
Kikvik2	0	0	0



Sentralbrudd 60 og Kanalen fremstår som de 3D-modellene med best kvalitet grunnet kombinasjon av vertikale og skrå bilder, noe som er essensielt når vertikale og horisontale flater eksisterer i modellen. Et annet fellestrekk med modellene er at dronens flyhøyde har blitt holdt tilnærmet konstant ved fotografering. Dette har gjort at samme nøkkelpunkt er gjenkjennbare i flere ulike bilder. Fotograferingen i Kikvikbruddet skiller seg her ut, hvor den vertikale forskjellen mellom bildene er 52 meter. Dette vil kunne være årsaken til at vertikale og skrå bilder ikke ville la seg kombinere ved triangulering av 3D-modellen. I tillegg var det krevende værforhold under fotograferingen, hvor det blant annet snødde.

Høy kvalitet av 3D-modellene er nødvendig for å kunne identifisere svakhetsplan i dagbruddet og for å estimere representative gjennomsnittsverdier for sprekkesett. Digital strukturgeologisk kartlegging i 3D-modell Kikvik1 og Kikvik2 er vist i Figur 45 - Figur 48 for domene 10 og 11. Kartlegging i Kikvik2 har gitt et strukturgeologisk datasett som har større variasjon i fallvinkel sammenlignet med strukturgeologisk data fra Kikvik1. Dette kan blant annet skyldes mangel på skråbilder mot pallfront ved produksjon av Kikvik1, som har skapt store avstander mellom få nøkkelpunkter og dermed en unøyaktig interpolering og glattere overflater. I tillegg er det identifisert flere svakhetsplan og sprekkesett i Kikvik2 sammenlignet med Kikvik1. For domene 11 er det akseptabel overensstemmelse mellom identifiserte sprekkesett 1m og 3m i modellene, mens fallretning på eksfoliasjonssprekkesett (2m) gir en differanse på 137 grader asimut. Feltkartleggingen for samme domene (Tabell 4) gir en tilsvarende fallretning for eksfoliasjonssprekkesettet 2m som 3D-modell Kikvik2.

Strukturgeologisk målinger registrert i felt har vektlagt større svakhetsplan og deres tilhørende effekt på stabiliteten i hele dagbruddsområdet. Sammenlignet har forfatteren gjennom den digitale strukturgeologiske kartleggingen systematisk registrert både større og mindre svakhetsplan. En digital kartlegging vil kunne negligjere lokale variasjoner langs svakhetsplan gjennom konstruksjon av en større ellipsoide på hele planet og en global orientering vil lettere bli bestemt. Dette kan være en utfordring med kartlegging i felt. Sammenlignes områder hvor både felt og digital kartlegging har blitt utført, så er resultatet i domene 4 og 11 mest sammenfallende som også er blant områdene hvor større deler av domenet er kartlagt. For domene 2 og 3 er det svært begrenset med feltkartlagte registreringer grunnet ingen tydelige og kontinuerlige sprekkesett, slik at det ikke er noe korrelasjon med den digitale kartleggingen (Figur 40 og Figur 41) som tydelig viser polkonsentrasjoner. For domene 1, 5 og 6 (Figur 91, Figur 43 og Figur 44) er det delvis til ingen korrelasjon mellom felt og digitale registreringer, noe som kan blant annet skyldes at ett av få pallnivå og/eller begrensede deler

av et større pallnivå i domenet er kartlagt. I hvilken grad nøyaktigheten på kontrollpunktene påvirker det totale resultatet er usikkert. Det vil også være mulig at sprekkesett er mer fremtredende for bestemte nivå og dermed ikke vises ved kartlegging av delområder i dagbruddet.

### 8.3 Stabilitetsanalyse

I dette delkapittelet er det valgt å dele diskusjonen om stabilitetsanalyse inn i detalj- og totalstabilitet.

#### 8.3.1 Detaljstabilitet

For å diskutere detaljstabilitet så vil resultatet fra den kinematiske analysen bli tatt utgangspunkt i, grunnet beskrivelsen av alle kartlagte sprekkesett i kombinasjon med pallfrontens orientering og fallvinkel for gjeldende domene. I tillegg vil også andre faktorer som har påvirkning inkluderes i diskusjonen, blant annet bergspenninger og grunnvann i bergmassen.

Oversikt over utført kinematisk analyse for dagbruddsområdet til Norcem Kjøpsvik (Tabell 14) viser at utvelting er den dominerende bruddmekanismen. Dette skyldes dagbruddveggen orientering i forhold til et nært vertikalt foliasjonssprekkesett og et svakt fallende eksfoliasjonssprekkesett som vil danne et blokkssystem i bergmassen. I store deler av dagbruddsområdet til Norcem Kjøpsvik er det indikert et sørøstlig fall på eksfoliasjonssprekkene (med unntak av domene 2 og 3). For den vestlige veggen (domene 4 og 9) vil dette innebære et plan som har fall inn mot dagbruddet og som resulterer i blokkutvelting og et mulig glideplan. Eksfoliasjonssprekkene har dermed et fall inn mot den østlige veggen (domene 6, 7, 8 og 11) og vil kunne fungere som et stabiliserende fundament for en blokkformet bergmasse. Faren for utvelting av blokkformet bergmasse vil mest sannsynlig være i den vestlige veggen. I dette tilfellet vil også vanntrykk i sprekkesystemet ha en større effekt på ustabiliteten hvor sprekkesettet faller ut av veggen og hvor gravitasjonskreftene er destabiliserende.

I domene 2 (Figur 51), 3 (Figur 100), 4 (Figur 53), 8 (Figur 114) og 9 (Figur 118) er foliasjonssprekkesettet orientert i samme fallretning som pallfront, og utfra en dominerende del av sensitivitetsanalysene vil en økning i pallfrontens fallvinkel føre til økt risiko for utglidning. Dette kommer av at foliasjonssprekkesettet danner en utgående i bunnen og i

overkant av pallfronten. I tilfeller hvor sprekkesettet har en steilere vinkel enn pallfronten vil det ikke være utgående i bunnen, men inngående vil fortsatt kunne være i pallfront og bidra til blokkdannelse i kombinasjon med et eksfoliasjonssprekkesett. En fordelaktig situasjon for å øke fallvinkelen til det maksimale, vil være å innrette pallvinkel parallelt med foliasjonssprekkesettets fallvinkel, slik at sprekkesettet ikke krysser pallfronten. For granatglimmerskiferen vil dette være spesielt aktuelt med tanke på dens tydelige lagdeling. En avslutning av et dagbrudd vil kreve et stabilt design av dagbruddsveggen, som i tillegg er estetisk og fremstå som naturlig i forhold til miljø og omgivelser. Utfra sensitivitetsanalysene vil en fallvinkel i område av  $[70^\circ, 74^\circ]$  redusere faren for ustabilitet i betydelig grad. Samtidig fremstår det som naturlig i forhold til naturen og miljøet rundt, og det vil være lettere for vegetasjon å etablere seg etter avsluttet produksjon og ved tilbakeføring.

Utfra orientering av horisontale bergspenninger i Kjøpsvik og den avlastende effekten lokale forhøyninger i terrenget har på bergspenningene, så er det mest sannsynlig at ustabilitet forekommer i nordlig og sørlig ende av dagbruddsområdet. For domene 1, som er en del av en lokal forhøyning i terrenget, vil topografien fungere avlastende for omslutningstykket til løse blokker. Dette gjør spesielt øvre del av domenet utsatt. Slik det fremstår av den numeriske stabilitetsanalysen i UDEC for vertikalsnitt A-A' (Figur 71 og Figur 72) og kinematisk analyse for domene 1 (Figur 92), så er utglidning på pallnivå mest kritisk grunnet krysning av svakhetsplan (kileutglidning).

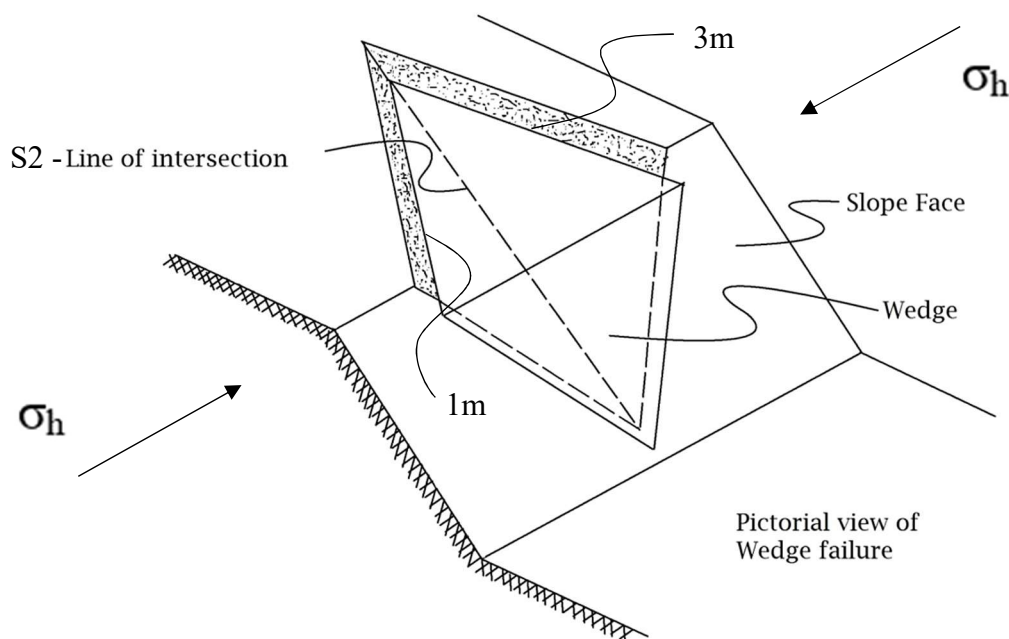
Orientering av sprekkeseett og graden av oppsprekking er i denne oppgaven sett på som styrende for detaljstabilitet. I den sammenhengen har kinematisk analyse i Dips 7.0 vist seg å være et egnet verktøy for stabilitetsvurdering. Dette skyldes hovedsakelig dens fokus på visualisering av sprekkeseett og antagelse av kontinuitet som på detaljnivå er vurdert til å være realistisk.

### 8.3.2 Totalstabilitet

For å diskutere totalstabilitet har det blitt tatt utgangspunkt i resultat fra numerisk stabilitetsanalyse i RS2 og UDEC, hvor en beskrivelse av veggen som helhet er gjennomført. I tillegg har det blitt diskutert dagbruddveggen design, stabilitet med økende dybde i dagbruddet og fravær av kritiske inputparametere.

Stabilitetsanalysene i vertikalsnitt A-A' (Figur 71, Figur 72) indikerer at totalstabiliteten ikke er kritisk for brukte totalvinkler. En ytterligere økning til  $42.0^\circ$  vil derimot være truende for totalstabiliteten av dagbruddsveggen (se vedlegg I).

For alle tilfeller av stabilitetsanalyse i vertikalsnitt A-A' er kritisk sprekkesett S2 definert med samme lokalisering i modellen. Endring av posisjonen til S2 vil kunne endre stabiliteten for en gitt totalvinkel. Ved optimalisert totalvinkel  $38.0^\circ$  (Figur 72) vil det være mulig for S2 å danne utgående i bunnen og i overkant av dagbruddsveggen med en annen plassering, noe som kan redusere sikkerhetsfaktoren betydelig. Samtidig er det usikkert i hvilken grad det er gyldig å analysere S2 som plan utglidning når det er et resultat av krysning av to sprekkesett, 1m og 3m (kileutglidning, se Figur 88). Krysningen av sprekkesett 1m og 3m er opprinnelig i 3 dimensjoner, men projiseres i planet (2D) ved analyse i UDEC som krysningslinjen mellom sprekkesettene. Ved analyse som plan utglidning i 2D vil et eventuelt stabiliserende omslutningstrykk neglisjeres. Stabilitetsanalyse i 3D (3DEC) vil kunne gi en mer realistisk stabilitetsvurdering for en slik situasjon.



**Figur 88:** Illustrering av kileutglidning (wedge failure) langs krysningslinjen S2, som et resultat av krysningen mellom sprekkesett 1m og 3m. S2 analysert som plan utglidning i UDEC. Modifisert etter Hoek and Bray (1981).

Analysene i vertikalsnitt B-B' (Figur 73, Figur 74) og C-C' (Figur 76) gir en klar indikasjon på at stabiliteten av dagbruddsveggen reduseres med økende totalhøyde. For vertikalsnitt B-B' er det i tillegg registrert en gradvis større ustabilitet for større totalvinkler når dybden i dagbruddet øker. Et dagbrudd som har dybde 0 m.o.h eller høyere er analyserte dagbruddsvinkler stabile med betydelig margin. For dagbruddsvegg med totalvinkel over 70° og dybde under 0 m.o.h, er det antydning til høyere stabilitet i tilfeller hvor veggen er lokalisert i granatglimmerskifer.

Ved stabilitetsanalyse for optimaliserte dagbruddsvinkler i vertikalsnitt D-D', E-E', F-F' og H-H', er det registrert at sikkerhetsfaktoren har økt med økende totalvinkel i forhold til dagbruddsvegg designet av Norcem Kjøpsvik. For vertikalsnitt G-G' er det registrert en nedgang i sikkerhetsfaktor og totalvinkel sammenlignet med design fra Norcem Kjøpsvik. En optimalisert dagbruddsvegg for vertikalsnitt D-D' og H-H' gir imidlertid et tydelig fall i sikkerhetsfaktor med ytterligere økning i totalvinkel (vedlegg I). Parallelt med økning av totalvinkel er det også registrert økning i maksimal hastighetsvektor og tetthet av hastighetsvektorer i bergmassen. Dette kan gi indikasjon på at økende totalvinkel og reduksjon i dagbruddveggenes dybde gir større bevegelse i bergmassen, noe som er forventet.

Endelig dagbruddsvegg designet av Norcem Kjøpsvik har bestått av 12 og 13 meter høyde pallnivå med varierende pallbredde, og som i hovedsak viser et preg av konkav design i vertikalsnitt, med unntak av vertikalsnitt F-F' og E-E' som viser preg av konveks design. Ifølge teori nevnt i avsnitt 4.2.2 om geometrisk design, skulle en konveks geometri resultere i redusert stabilitet av optimaliserte dagbruddsvinkler. Basert på stabilitetsanalysene i vertikalsnitt F-F' og E-E' øker sikkerhetsfaktoren med økende totalvinkel og endring i design (Figur 80, Figur 81, Figur 82, Figur 83). Endring av design vil i dette tilfellet kunne være årsaken til økt sikkerhetsfaktor. Potensielt vil stabiliteten kunne økes ytterligere ved å gi dagbruddsveggen et konkav design.

Den dagbruddsveggen som indikerer størst stabilitet basert på gjennomførte analyser er i vertikalsnitt E-E', hvor sikkerhetsfaktor er over 12.0. Dette skyldes mest sannsynlig at kritisk sprekkeseett i dagbruddsveggen ikke danner overheng inn mot dagbruddet eller hvor et fallende sprekkeseett ikke har utgående i både nedre og øvre del av dagbruddsveggen. Basert på hastighetvektornes sirkulære bevegelsesretning i Figur 80 og Figur 81, vil mest sannsynlig ustabile forhold skje som følge av brudd i intakt berg.

De numeriske stabilitetsanalysene i RS2 og UDEC mangler nøyaktige parametere om bergspenningsmålinger og målt sprekkefrekvens i dagbruddsområdet, i tillegg til målinger av grunnvannsnivå. Dermed knyttes det usikkerhet rundt dette. Vertikalsnitt A-A' og F-F' har begge kritiske sprekkesett med fall inn i dagbruddet, og som dermed kan lede vann og fremme ustabiliteten. Lavest beregnet sikkerhetsfaktor er 1.44. Dette er ansett som en lavest akseptabel sikkerhetsfaktor selv om grunnvann ikke er inkludert i analysene.

Benyttede bergspenningsmålinger har vist omtrent samme målestørrelser sammenlignet med ulike lokaliteter (Tysfjord, Ballangen og Brønnøy), selv om målingene er utført i ulike bergarter. Det er dermed dannet et visst grunnlag for å anta at brukte målinger er representative for området.

For Kikvikbruddet er det utført utilstrekkelig med strukturgeologisk kartlegging til å si med sikkerhet orienteringen av sprekkesett grunnet begrenset tilgang på pallfront og antall nivå. I hvilken grad orientering av kartlagte sprekkesett i øverste del av dagbruddsveggen er representerbart for domenet lengre ned er uklart.

# 9

## KONKLUSJON

Blokkmodell av Q-verdi har ikke identifisert bergmekaniske utfordringer som truer totalstabiliteten av planlagt endelig dagbruddsvegg. Store deler av bergmassen i dagbruddet er klassifisert med Q-verdi i området [10.0, 100.0] og ansees som god til veldig god kvalitet.

Bøyeleg og blokkutvelting er den dominerende bruddmekanismen i dagbruddsveggene orientert parallelt med strøket på forekomsten, grunnet kryssende foliasjons- og eksfoliasjonssprekkesett. I områder hvor eksfoliasjonssprekkesettet faller ut av dagbruddsveggen er blokkutvelting ansett som bruddmekanisme, mens hvor det faller inn i dagbruddsveggen er bruddmekanisme sett på som bøyeleg utvelting. Kileutglidning og plan utglidning forekommer med størst sannsynlighet i sørlig og nordlig ende av dagbruddsområdet. Det er dermed anbefalt å tilpasse bredden av pallnivået og orienteringen av pallveggen på en måte at utgående av kryssende sprekkeseitt ikke er lokalisert i pallens front. For pallnivå lokalisert i granatglimmerskifer anbefales det å tilpasse pallfrontens fallvinkel etter foliasjonens fallvinkel. I resterende områder er det anbefalt å benytte en verdi for pallvinkel i intervallet [70°, 74°], som samtidig muliggjør at endelig dagbrudd etter avsluttet brudd vil kunne tilbakeføres på en fornuftig måte som er i samsvar med omgivelsene og miljøet rundt.

Totalvinkelen for alle vertikalsnitt designet av Norcem Kjøpsvik er ansett som stabile. En optimalisering av dagbruddets totalvinkel har vist seg å være mulig i alle vertikalsnitt med unntak av G-G'. Tabell 24 viser anbefalte totalvinkler for tilhørende geotekniske domene i dagbruddsområdet. Vinklene er anbefalt med utgangspunkt i dybde av endelig dagbrudd fra Norcem Kjøpsvik.

**Tabell 24:** Anbefalte totalvinkler for geotekniske domener i dagbruddsområdet

Domene	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Anbefalt totalvinkel [°]	38.0	72.0	57.0	57.0	52.0	50.0	50.0	63.0	64.0	52.0	63.0





# 10 VIDERE ARBEID

De numeriske modellene og blokkmodellen har klare svakheter, slik at det anbefales til senere tidspunkt å gjennomføre følgende arbeid for å danne et større grunnlag til senere stabilitetsanalyser.

- Kontinuerlig strukturgeologisk kartlegging for de ulike geotekniske domene og identifisere eventuelle nye eller endring i orientering av sprekkesett etter hvert som området utvides. Dette anbefales spesielt for domene 9 – 11 hvor tilgjengelige måleflater er begrenset.
- Registrere sprekkefrekvens for bergmassen i dagbruddsområdet.
- Gjennomføre grunnvannsmålinger for å kartlegge grunnvannsnivået rundt dagbruddsområdet og avdekke eventuelle karstområder.
- Gjennomføre bergspenningsmålinger rundt dagbruddsområdet med det formål om å måle in-situ bergspenningsfelt og kunne forutse potensielle stabilitetsproblemer ved utvidelse av dagbruddet.
- Omfattende kjerneboring av større deler av dagbruddsområdet for å kartlegge variasjon i bergmassekvalitet og avdekke potensielle svakhetssoner.
- Kartlegging og analyse av større svakhetssoner i dagbruddsområdet og hvilken effekt disse har på dagbruddsveggen.

# Referanser

- ALEJANO, L. R., MURALHA, J., ULUSAY, R., LI, C. C., PÉREZ-REY, I., KARAKUL, H., CHRYSANTHAKIS, P. & AYDAN, Ö. 2018. ISRM Suggested Method for Determining the Basic Friction Angle of Planar Rock Surfaces by Means of Tilt Tests. *Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- ARANZ, G. 2016. Tutorials for Leapfrog Geo version 4.0. P O Box 3894, Christchurch 8140, New Zealand.
- ARBEIDSMILJØLOVEN 2005 Arbeidsmiljøloven. Norge: Lovdata.
- BARTON, N. 1973. Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering geology*, 7, 287-332.
- BARTON, N., LIEN, R. & LUNDE, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, 6, 189-236.
- BEALE, G., MILMO, P., RAYNOR, M., PRICE, M. & DONZÉ, F. 2013. Preparing a conceptual hydrogeological model. In: READ, J. & BEALE, G. (eds.) *Guidelines for Evaluating Water in Pit Slope Stability*. The Netherlands: CRC Press/Balkema.
- BEMIS, S. P., MICKLETHWAITE, S., TURNER, D., JAMES, M. R., AKCIZ, S., THIELE, S. T. & BANGASH, H. A. 2014. Ground-based and UAV-based photogrammetry: A multi-scale, high-resolution mapping tool for structural geology and paleoseismology. *Journal of Structural Geology*, 69, 163-178.
- BENTLEY 2015. *Introducing The MicroStation CONNECT Edition - Practice Workbook*, Bentley Systems
- BENTLEY 2016. ContextCapture - Guide for photo acquisition
- BOHLING, G. 2005. Introduction to geostatistics and variogram analysis. *Kansas geological survey*, 1, 1-20.
- CAI, M., KAISER, P., TASAKA, Y. & MINAMI, M. 2007. Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44, 247-265.
- CHUGH, A. K. 2003. On the boundary conditions in slope stability analysis. *International journal for numerical analytical methods in geomechanics*, 27, 905-926.
- CRESSIE, N. A. C. 1993. Statistics for spatial data. 2nd ed. ed. New York: Wiley-Interscience Publication.

- DEERE, D. U. 1963. Technical description of rock cores for engineering purpose. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, 1, 17-22.
- DEERE, D. U. & DEERE, D. W. 1988. The rock quality designation (RQD) index in practice. *In: MATERIALS, A. S. F. T. A. (ed.) Rock classification systems for engineering purposes*. Philadelphia: ASTM International.
- DMF 2016. Driftsplanveileder. N-7441, Trondheim.
- FOSSSEN, H. 2016. *Structural Geology*, United Kingdom, Cambridge University Press.
- GRIFFITHS, D. & MARQUEZ, R. 2007. Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements. *Geotechnique*, 57, 537-546.
- HAMMAH, R., YACOUB, T., CORKUM, B. & CURRAN, J. 2005. *The shear strength reduction method for the generalized Hoek-Brown criterion* [Online]. USA. Available: <https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/papers/The-Shear-Strength-Reduction-Method-for-the-Generalized-Hoek-Brown-Criterion.pdf> [Accessed 09.03 2019].
- HAMMAH, R., YACOUB, T., CORKUM, B., WIBOWO, F. & CURRAN, J. 2007. Analysis of blocky rock slopes with finite element shear strength reduction analysis. *In: EBERHARDT, S. M. (ed.) Rock Mechanics: Meeting Society's Challenges and Demands*. London: Taylor & Francis Group.
- HANSEN, T. H. 1998. Fjellspreningskonferansen. *Fjellspreningskonferansen*. Oslo.
- HOCKING, G. 1976. A method for distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 13.
- HOEK, E. 2000a. Rock mass properties. *Practicle Rock Engineering*. Rocscience.
- HOEK, E. 2000b. Shear strength of rock discontinuities. *Practical rock engineering*. Rocscience.
- HOEK, E. & BRAY, J. 1981. Graphical presentation of geological data. *Rock Slope Engineering*. 3. ed. London: Institute of Mining and Metallurgy.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C. & CORKUM, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of NARMS-Tac*. Toronto, Canada.
- HOEK, E., HUTCHINSON, J., KALENCHUK, K. & DIEDERICHS, M. 2009. Appendix 3 - Influence of in situ stresses on open pit design. *In: READ, J. & STACEY, P. (eds.) Guidelines of open Pit Slope Design*. The Netherlands: CRC Press: Taylor & Francis Group
- ITASCA, C. 2011. UDEC (Universal Distinct Element Code) version 5.0, User Manual. *Mineapolis: ICG*.

- JING, L. 2003. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 40, 283-353.
- JING, L. & HUDSON, J. 2002. Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 39, 409-427.
- JING, L. & STEPHANSSON, O. 2007. *Fundamentals of Discrete Element Methods for Rock Engineering* Oxford, United Kingdom, Elsevier.
- KANDA, M. & STACEY, T. 2016. The influence of various factors on the results of stability analysis of rock slopes and on the evaluation of risk. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 116, 1075-1081.
- KARTVERKET. 2019. *Norgeskart.no* [Online]. Available: <https://www.kartverket.no/kart/> [Accessed 19.02 2019].
- KLICHE, C. A. 2018. *Rock Slope Stability*, Englewood, Colorado, USA, Society for Mining, Metallurgy & Exploration.
- KOLMOGOROV, A. N. 1941. Interpolation and extrapolation of stationary random sequences. *Izvestiia Akademii Naauk SSSR*.
- LARSEN, T., JAKOBSEN, P. D. & DAHLE, H. 2007. 2D spenningsmåling i takhull ved Akselberg, Brønnøy Kalk AS. Sintef Byggforsk, Berg og geoteknikk.
- LI, Y., WANG, J., JUNG, W. & GHASSEMI, A. 2012. Mechanical properties of intact rock and fractures in welded tuff from Newberry volcano 3116 TAMU 507 Richardson Building College Station, TX, 77845, USA: Texas A&M University.
- LORIG, L., STACEY, P. & READ, J. 2009. Slope design methods. In: READ, J. & STACEY, P. (eds.) *Guidelines for open pit slope design*. The Netherlands: CRC Press: Taylor & Francis Group
- LOWE, D. G. Object recognition from local scale-invariant features. *Computer vision*, 1999. The proceedings of the seventh IEEE international conference on Computer Vision, 1999 Kerkyra, Greece. IEEE, 1150-1157.
- LOWE, D. G. 2004. Distinctive image features from scale-invariant keypoints. *International journal of computer vision*, 60, 91-110.
- LUPOGO, K., TUCKEY, Z., STEAD, D. & ELMO, D. Blast damage in rock slopes: potential applications of discrete fracture network engineering. Proceedings of the 1st international discrete fracture network engineering conference, Vancouver, Canada, 2014.

- MAŁKOWSKI, P. 2015. Behaviour of joints in sandstones during the shear test. *Acta Geodyn. Geomater*, 12, 399-410.
- MARINOS, P., MARINOS, V. & HOEK, E. 2007. Geological Strength Index (GSI). A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses. *Underground works under special conditions*. 1. ed.: Taylor and Francis.
- MARKLAND, J. T. 1972. *A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge slide type of failure is expected*, London: Interdepartmental Rock Mechanics Project, Imperial College Rock Mechanics Research Report No. 19.
- MET 2018. Været i Norge - klimatologisk månedsoversikt. Oslo: Meteorologisk institutt.
- MICHELETTI, N., CHANDLER, J. H. & LANE, S. N. 2015. Structure from Motion (SfM) Photogrammetry. *British Society for geomorphology*.
- MINERALLOVEN 2009 Mineralloven. Norge: Lovdata.
- MORK, H. 23.03.2019 2019. *RE: Bergspenningsmålinger fra Franzefoss Minerals AS, Ballangen*.
- NAGHADEHI, M. Z., JIMENEZ, R., KHALOKAKAIE, R. & JALALI, S.-M. E. 2011. A probabilistic systems methodology to analyze the importance of factors affecting the stability of rock slopes. *Engineering Geology*, 118, 82-92.
- NGI 2015. *Using the Q-system - Rock mass classification and support design*, Oslo.
- NIKOLIĆ, M., ROJE-BONACCI, T. & IBRAHIMBEGOVIĆ, A. 2016. Overview of the numerical methods for the modelling of rock mechanics problems. *Tehnički vjesnik*, 23, 627-637.
- NILSEN, B. 1979. *Stabilitet av høye fjellskjæringer*. PhD, NTH.
- NILSEN, B. 2016. *Ingeniørgeologi-Berg grunnkurskompendium*, Trondheim, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).
- PANDE, G. N., BEER, G. & WILLIAMS, J. R. 1990. *Numerical Methods in Rock Mechanics*, Chichester, New York, Brisbane, Toronto and Singapore, Wiley-Blackwell.
- PANTELIDIS, L. 2009. Rock slope stability assessment through rock mass classification systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46, 315-325.
- PANTELIDIS, L. & GRIFFITHS, D. 2011. Stability assessment of slopes using different factoring strategies. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138, 1158-1160.

- PARRA, A., MORALES, N., VALLEJOS, J. & NGUYEN, P. M. V. 2018. Open pit mine planning considering geomechanical fundamentals. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment*, 32, 221-238.
- PREH, A. & POISEL, R. 2004. A UDEC model for "kink band slumping" type failures of rock slopes. In: KONIETZKY, H. (ed.) *Numerical Modeling of Discrete Materials In Geotechnical Engineering, Civil Engineering, and Earth Sciences*. London, UK: A. A. Balkema Publishers, Taylor & Francis Group.
- READ, J., JAKUBEC, J. & BEALE, G. 2009. Field data collection. In: READ, J. & STACEY, P. (eds.) *Guidelines for open pit slope design*. The Netherlands: CRC Press: Taylor & Francis Group
- READ, J. & KEENEY, L. 2009. Geological Model. In: READ, J. & STACEY, P. (eds.) *Guidelines for open pit slope design*. The Netherlands: CRC Press: Taylor & Francis Group
- ROCSCIENCE 2016. Dips v.7.0 Graphical & Statistical Analysis of Orientation Data (Tutorial Manual) In: ROCSCIENCE (ed.).
- ROCSCIENCE. 2018a. *Kinematic Analysis* [Online]. Rocscience. Available: [https://www.rocscience.com/help/dips/index.htm#t=dips%2FKinematic\\_Analysis\\_Overview.htm](https://www.rocscience.com/help/dips/index.htm#t=dips%2FKinematic_Analysis_Overview.htm) [Accessed 20.02 2019].
- ROCSCIENCE. 2018b. *RS2* [Online]. [Accessed 2019].
- RYAN, T. M. & PRYOR, P. R. 2000. Designing catchh benches and interramp slopes. In: HUSTRULID, W. A., MCCARTER, M. K. & VAN ZYL, D. J. A. (eds.) *Slope stability in Surface Mining*. SME, Colorado.
- SJÖBERG, J. 1999. *Analysis of large scale rock slopes*. PhD, Luleå tekniska universitet.
- SNAVELY, N., SEITZ, S. M. & SZELISKI, R. 2006. Photo tourism: exploring photo collections in 3D. *ACM transactions on graphics (TOG)*, 25, 835-846.
- SNAVELY, N., SEITZ, S. M. & SZELISKI, R. 2008. Modeling the world from internet photo collections. *International journal of computer vision*, 80, 189-210.
- STACEY, P. 2009. Fundamentals of slope design. In: READ, J. & STACEY, P. (eds.) *Guidelines for open pit slope design*. The Netherlands: CRC Press: Taylor & Francis Group
- SUPPE, J. 1985. *Principles of structural geology*, New Jersey, Prentice Hall, Inc. Eaglewood Cliffs.
- THORESEN, S. 2018. Dagbruddsstabilitet i Norcem Kjøpsvik. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).







- WATNE, T. 25.03 2019. *RE: Bergmekaniske egenskaper for marmoren hos Brønnøy Kalk AS.*
- WESSELOO, J. & READ, J. 2009. Acceptance Criteria. *In: READ, J. & STACEY, P. (eds.) Guidelines for open pit slope design.* Netherlands: CRC Press: Taylor & Francis Group
- WESTOBY, M. J., BRASINGTON, J., GLASSER, N. F., HAMBREY, M. J. & REYNOLDS, J. M. 2012. 'Structure-from-Motion' photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications. *Geomorphology*, 179, 300-314.
- WIENER, N. 1949. *Extrapolation, Interpolation, and Smoothing of Stationary Time Series.* Cambridge, MA.
- WILLIAMS, P., FLOYD, J., CHITOMBO, G. & MATON, T. 2009. Design Implementation. *In: READ, J. & STACEY, P. (eds.) Guidelines for open pit slope design.* The Netherlands: CRC Press: Taylor & Francis Group
- WOLD, H. 1938. *A study in the Analysis of Stationary Time Series.* Uppsala.
- WYLLIE, D. C. & MAH, C. W. 2004. *Rock Slope Engineering: Civil and Mining,* London and New York, Spon Press: Taylor & Francis Group
- YOON, W., JEONG, U. & KIM, J. 2002. Kinematic analysis for sliding failure of multi-faced rock slopes. *Engineering Geology*, 67, 51-61.

# **Vedlegg**

## **Vedlegg A**

Skjema for GSI-klassifisering

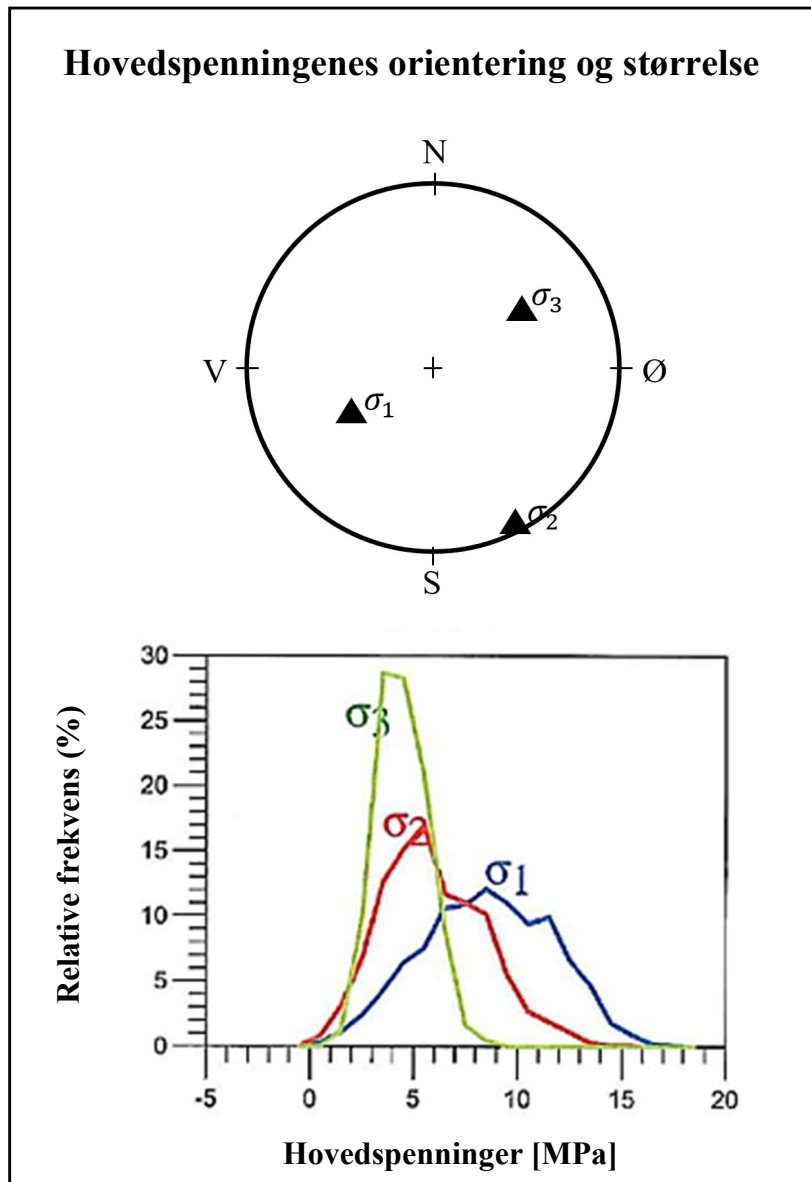


<p><b>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</b></p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. 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>		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
		Very rough, fresh unweathered surfaces	Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	Smooth, moderately weathered and altered surfaces	Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		DECREASING SURFACE QUALITY →				
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES</p>	 <p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90			N/A	N/A
	 <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70			
	 <p>VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>		60	50		
	 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>			40	30	
	 <p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>				20	
	 <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A			10

Figur 89: GSI-systemet for oppsprukket bergmasse (Marinos et al., 2007).

## **Vedlegg B**

Bergmekaniske målinger



Figur 90: Bergspenningsmåling utført av Franzefoss Minerals AS, Ballangen (Mork, 2019).

Tabell 25: Bergmekaniske parametere av dolomitten hos Franzefoss Minerals AS, Ballangen (Mork, 2019).

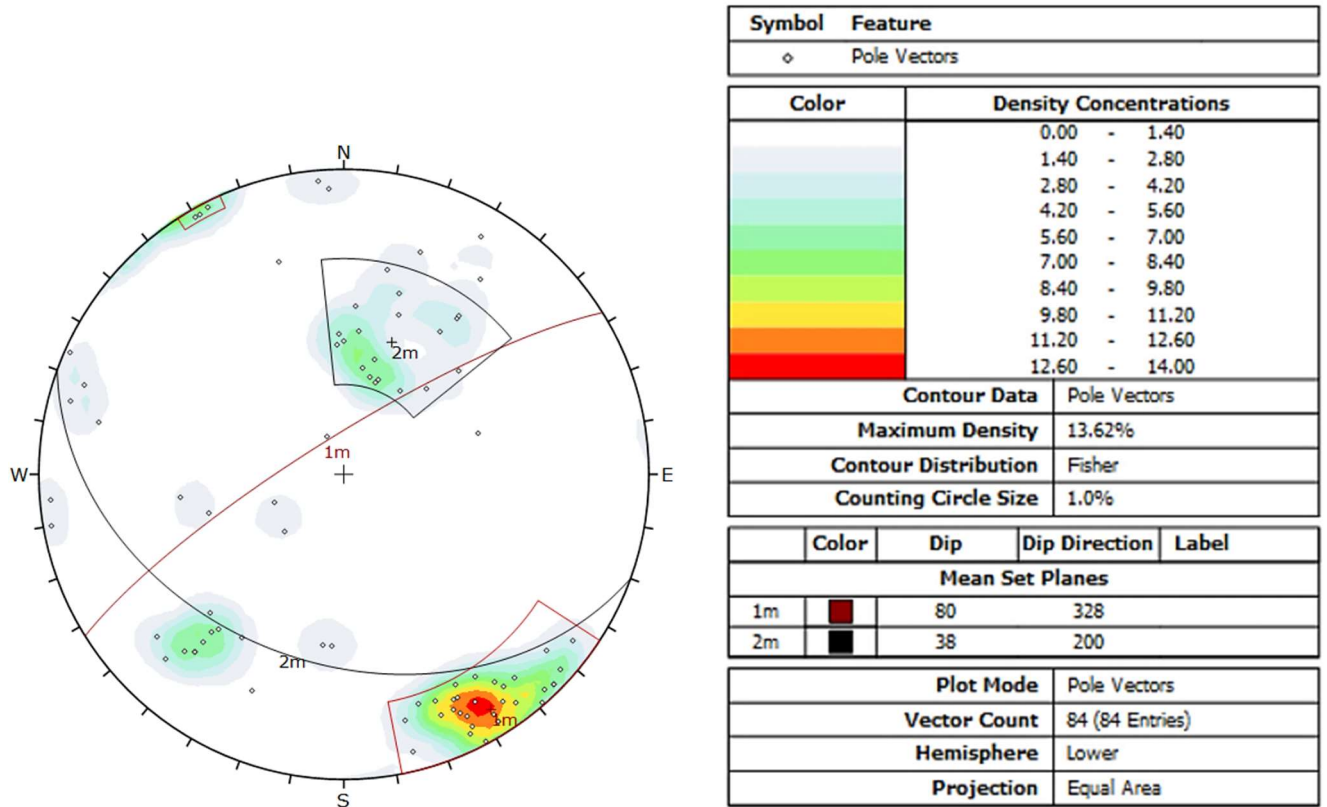
Målested	E-modul [GPa]	Poissons forhold, $\nu$	Trykkfasthet [MPa]	Bruddvinkel [°]	Lydhastighet [m/s]	Tetthet [kg/m <sup>3</sup> ]
Hull1	78.4	0.19	134.5	17	5271	2827

Tabell 26: Bergmekaniske egenskaper for marmoren hos Brønnøy Kalk AS (Watne, 2019)

Parameter	Ren marmor	Uren marmor
Enaksiell kompresjonsstyrke [MPa]	34.2 - 64.1	67.4 - 73.2
E-modul [GPa]	54.6 - 61.6	27.9 - 39.6

## **Vedlegg C**

Digital strukturgeologisk kartlegging

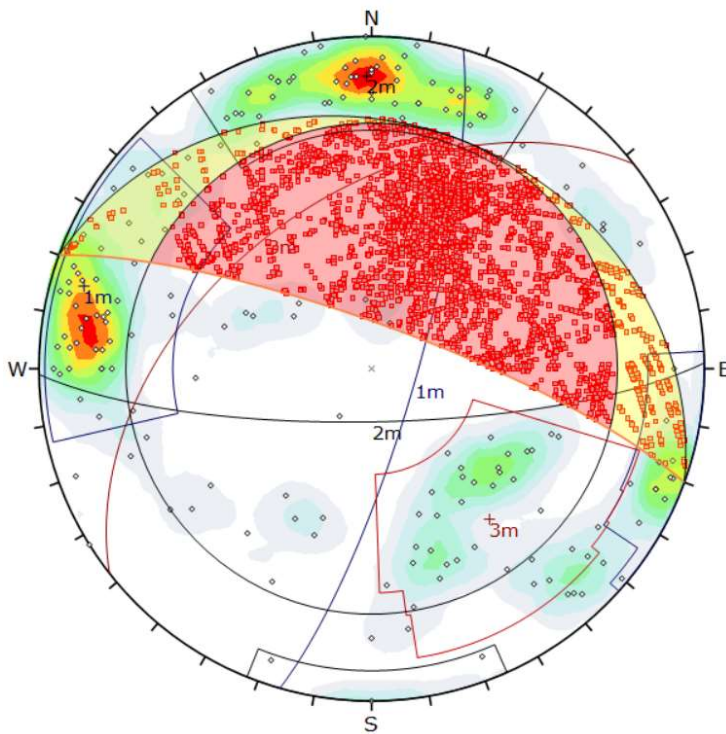


**Figur 91:** Digital strukturgeologisk kartlegging av domene 1. Identifiserte sprekkesett: 1m (foliasjon) og 2m (eksfoliasjon).

## **Vedlegg D**

### Kinematisk analyse

## Domene 1



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors
■	Critical Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 0.70
	0.70 - 1.40
	1.40 - 2.10
	2.10 - 2.80
	2.80 - 3.50
	3.50 - 4.20
	4.20 - 4.90
	4.90 - 5.60
	5.60 - 6.30
	6.30 - 7.00

Contour Data		Pole Vectors
Maximum Density	6.93%	
Contour Distribution	Fisher	
Counting Circle Size	1.0%	

Kinematic Analysis		Wedge Sliding		
Slope Dip	79			
Slope Dip Direction	20			
Friction Angle	27°			
		Critical	Total	%
	Wedge Sliding	4683	18331	25.55%

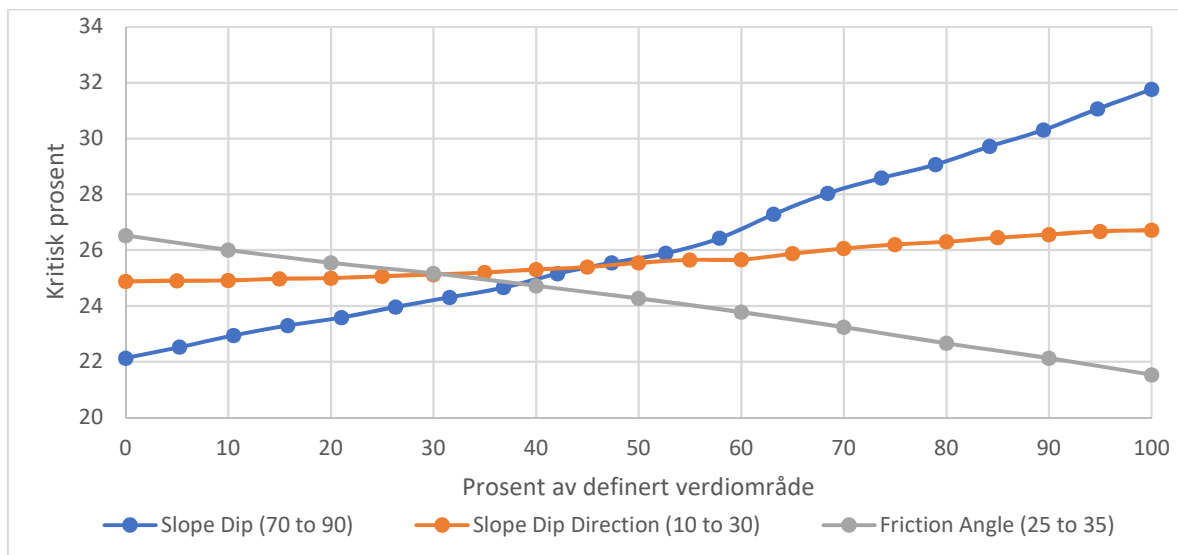
  

	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
1m	■	79	106	
2m	■	77	179	
3m	■	48	322	

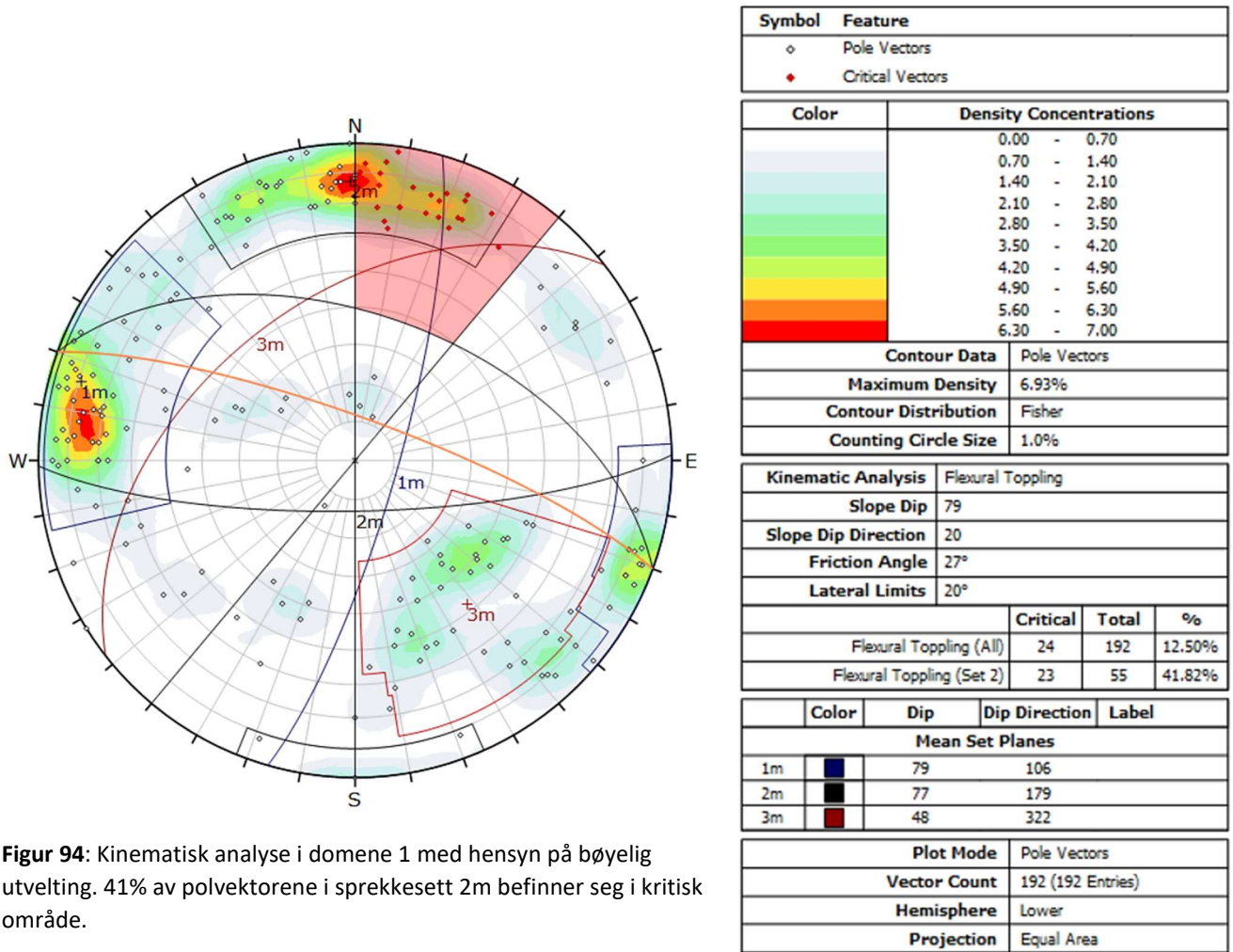
Plot Mode		Pole Vectors
Vector Count	192 (192 Entries)	
Intersection Mode	Grid Data Planes	
Intersections Count	18331	
Hemisphere	Lower	
Projection	Equal Area	

**Figur 92:** Kinematisk analyse av domene 1 med hensyn på kileutglidning. Rødt område markerer kritiske kryssninger av svakhetsplan. Gjennomsnittlig svakhetsplan 1m og 3m har kryssning i dagen ved pallfot.

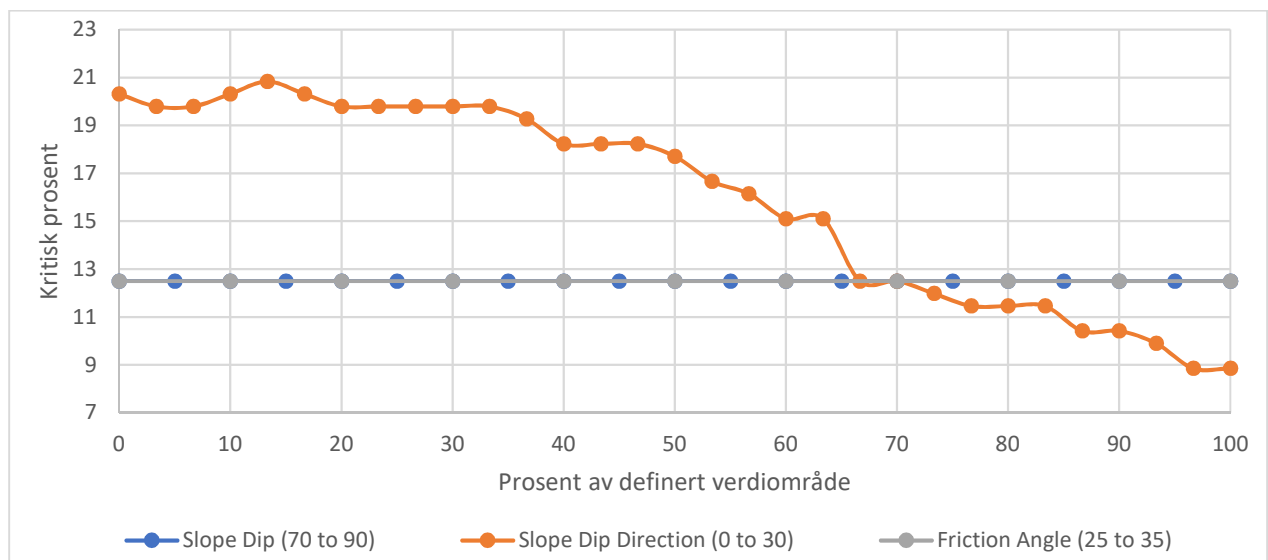


**Figur 93:** Sensitivitetsanalyse for kileutglidning i domene 1. Økt fallvinkel resulterer i økt kritisk prosent.





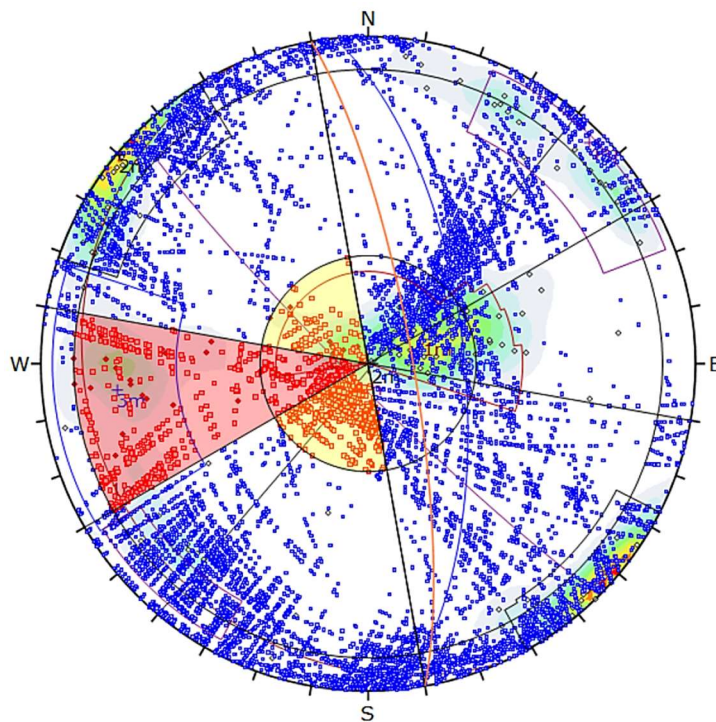
**Figur 94:** Kinematisk analyse i domene 1 med hensyn på bøyelig utvelting. 41% av polvektorene i sprekkesett 2m befinner seg i kritisk område.



**Figur 95:** Sensitivitetsanalyse for bøyelig utvelting i domene 1. En økning i pallfrontens fallretning vil gi en lavere risiko for utvelting.



## Domene 2



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors
◆	Critical Vectors
◻	Critical Intersection
■	Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.10
	1.10 - 2.20
	2.20 - 3.30
	3.30 - 4.40
	4.40 - 5.50
	5.50 - 6.60
	6.60 - 7.70
	7.70 - 8.80
	8.80 - 9.90
	9.90 - 11.00

Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	10.77%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Direct Toppling
Slope Dip	79
Slope Dip Direction	80
Friction Angle	27°
Lateral Limits	20°

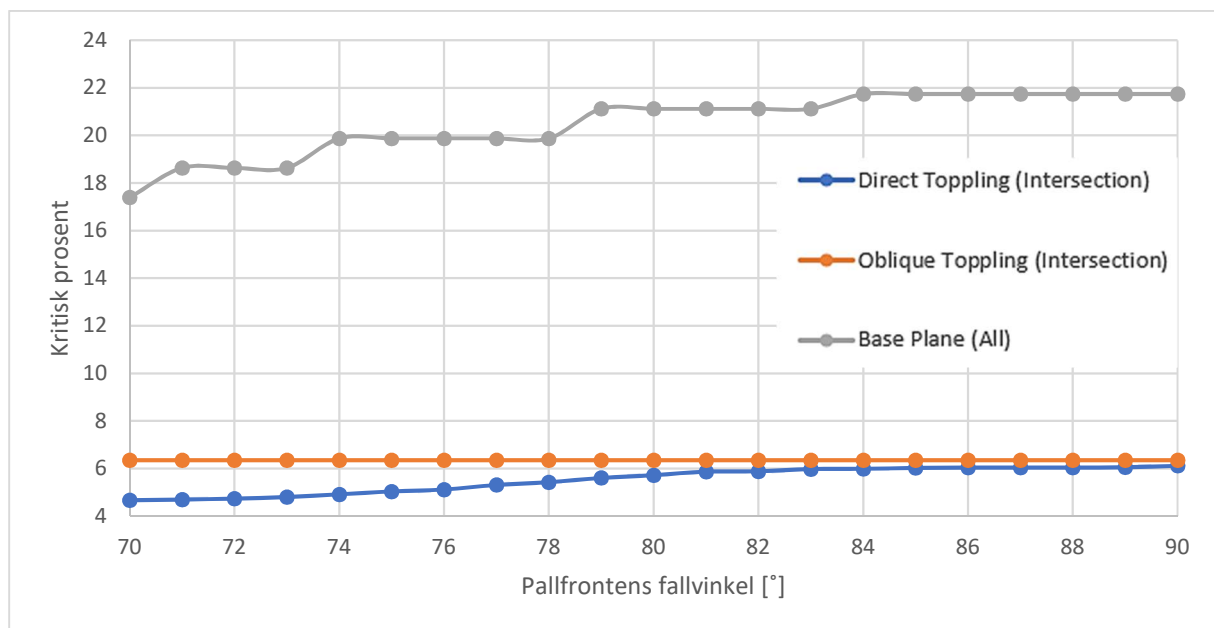
  

	Critical	Total	%
Direct Toppling (Intersection)	722	12879	5.61%
Oblique Toppling (Intersection)	818	12879	6.35%
Base Plane (All)	34	161	21.12%
Base Plane (Set 1)	7	45	15.56%
Base Plane (Set 3)	22	24	91.67%

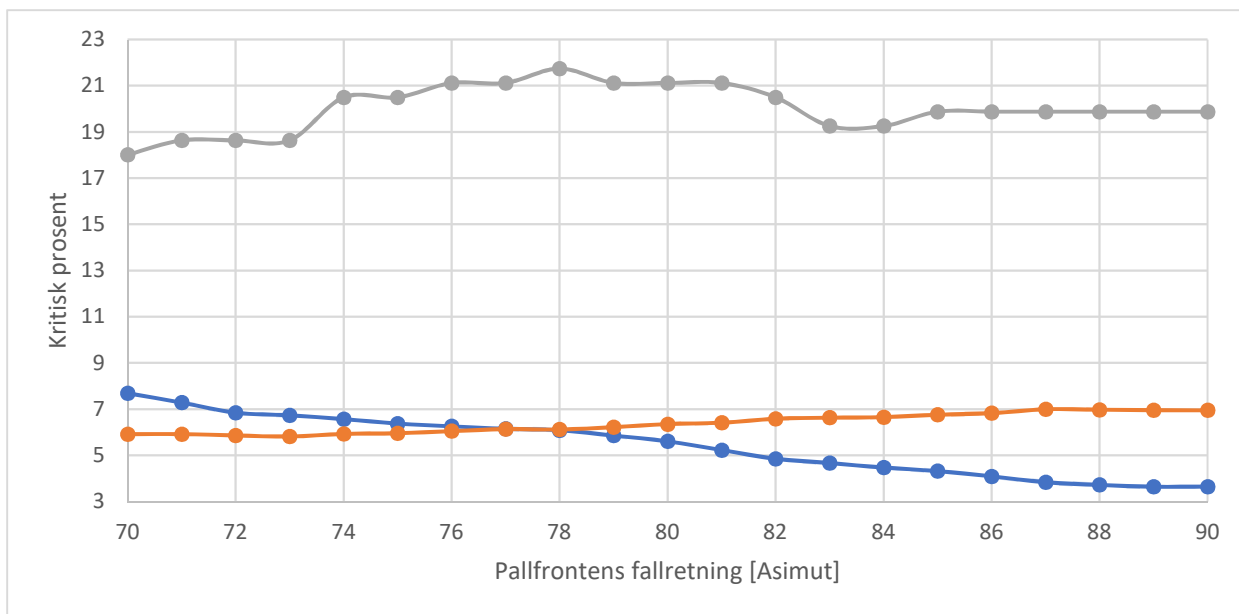
  

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	161 (161 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	12879
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

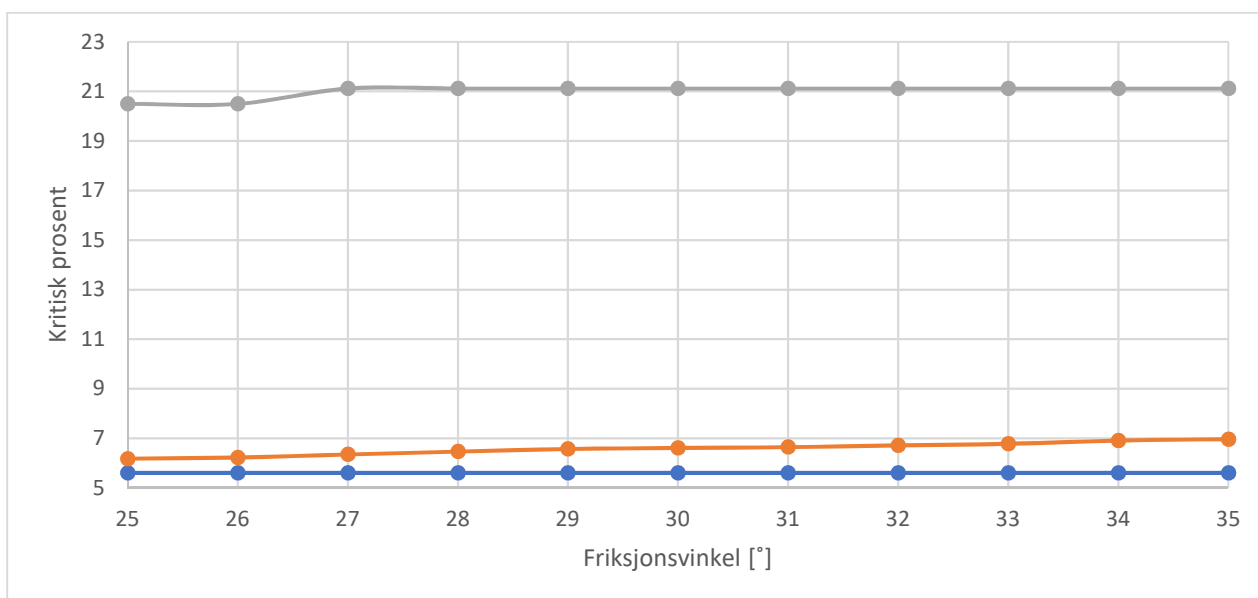
**Figur 96:** Kinematisk analyse for domene 2 med hensyn på blokkutvelting. Sprekkesett 3m består av kritiske vektorer og faller med høy fallvinkel ut av pallfronten. 11.95% av alle krysninger er i kritisk område for skrå og direkte blokkutvelting.



**Figur 97:** Sensitivitetsanalyse av blokkutvelting i domene 2 med hensyn på blokkutvelting. En økning i pallfrontens fallvinkel vil gi nær uforandret kritisk prosent for direkte eller skrå utvelting.

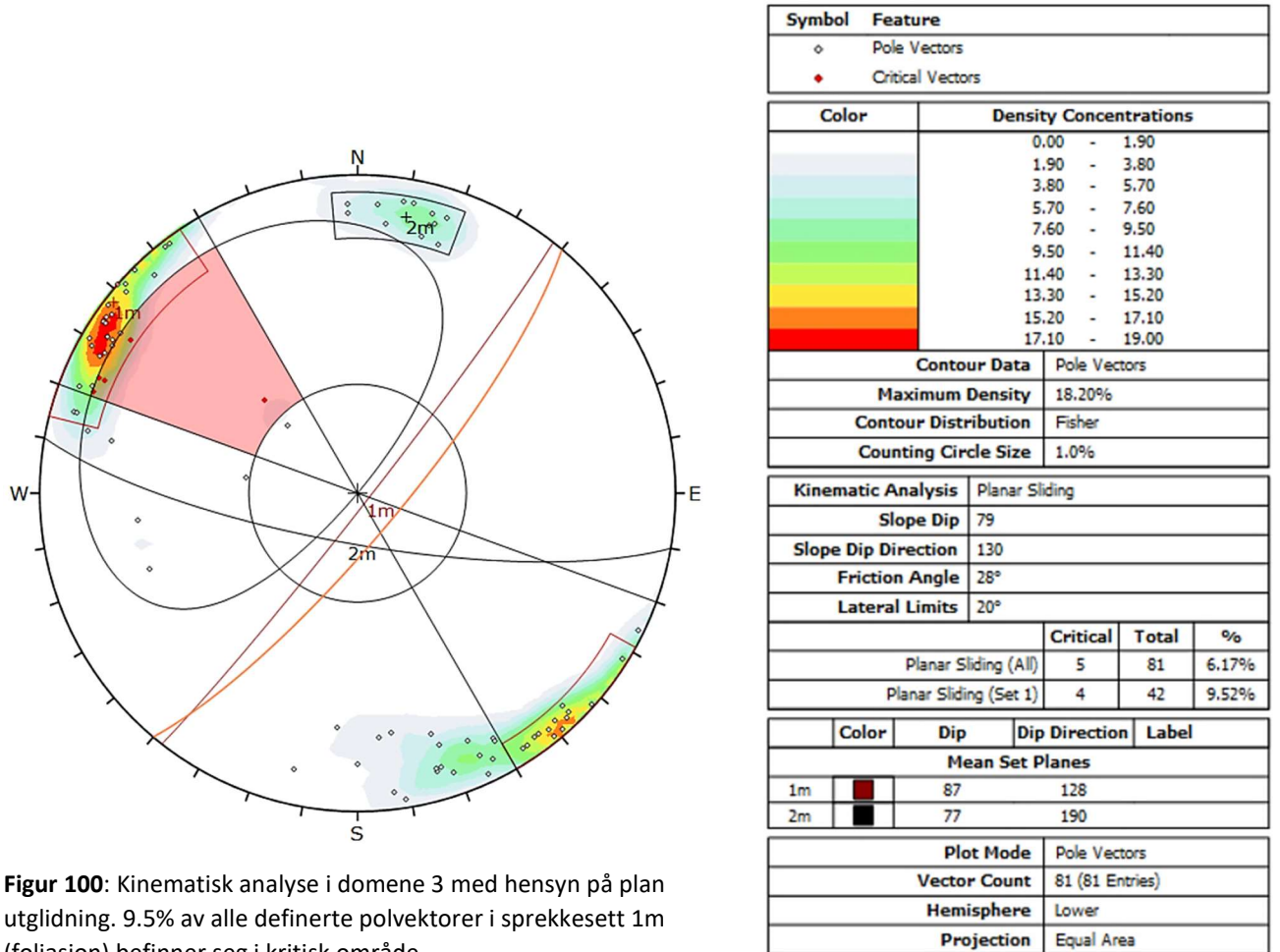


**Figur 98:** Sensitivitetsanalyse for pallfrontens fallretning i domene 2 med hensyn på blokkutvelting. De blokkdefinerende sprekkeplanene har maksimum kritisk på 22% ved asimut N078.

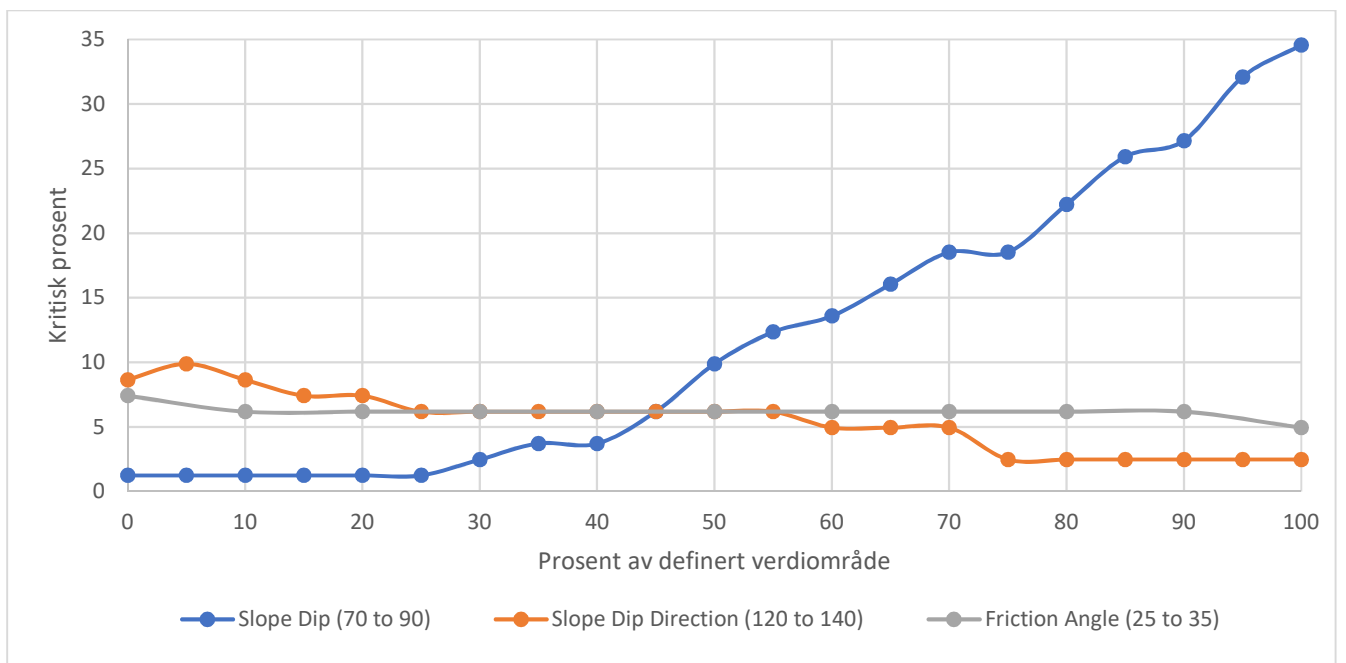


**Figur 99:** Sensitivitetsanalyse for friksjonsvinkel i domene 2 med hensyn på blokkutvelting. Kritisk prosent er i stor grad uforandret ved varierende friksjonsvinkel.

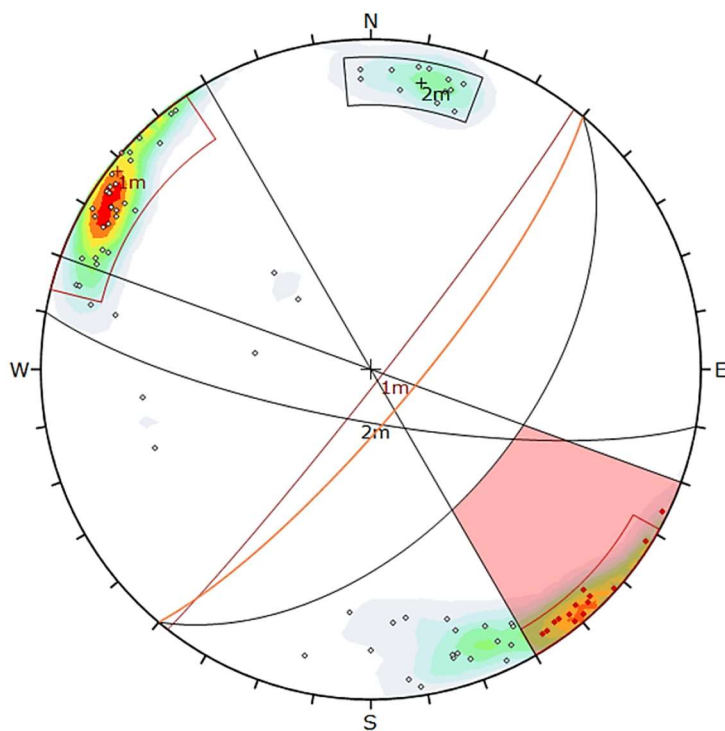
### Domene 3



**Figur 100:** Kinematisk analyse i domene 3 med hensyn på plan utglidning. 9.5% av alle definerte polvektorer i sprekkesett 1m (foliasjon) befinner seg i kritisk område.



**Figur 101:** Sensitivitetsanalyse for plan utglidning i domene 2. Kritisk prosent øker i takt med økende pallfronts fallvinkel fra 78°.



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors
◆	Critical Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.90
	1.90 - 3.80
	3.80 - 5.70
	5.70 - 7.60
	7.60 - 9.50
	9.50 - 11.40
	11.40 - 13.30
	13.30 - 15.20
	15.20 - 17.10
	17.10 - 19.00

Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	18.20%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Flexural Toppling
Slope Dip	79
Slope Dip Direction	130
Friction Angle	28°
Lateral Limits	20°

	Critical	Total	%
Flexural Toppling (All)	14	81	17.28%
Flexural Toppling (Set 1)	13	42	30.95%

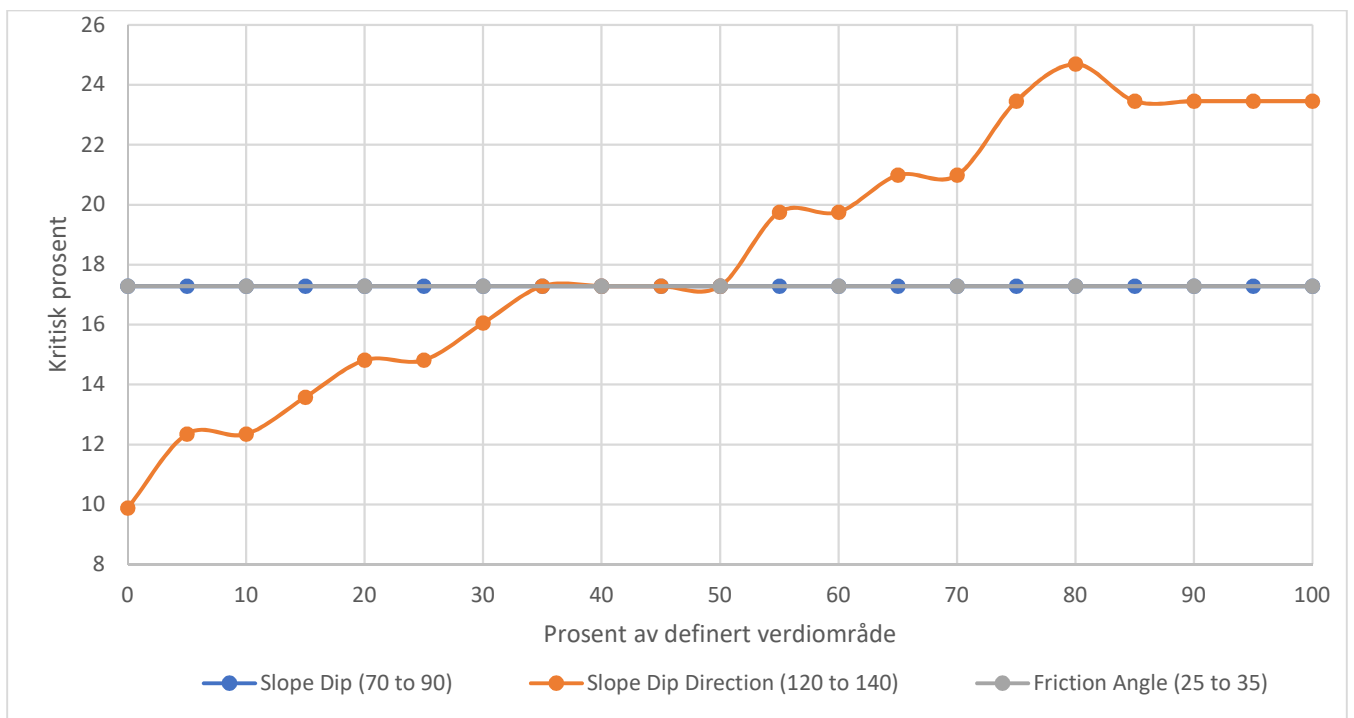
  

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	87	128	
2m	77	190	

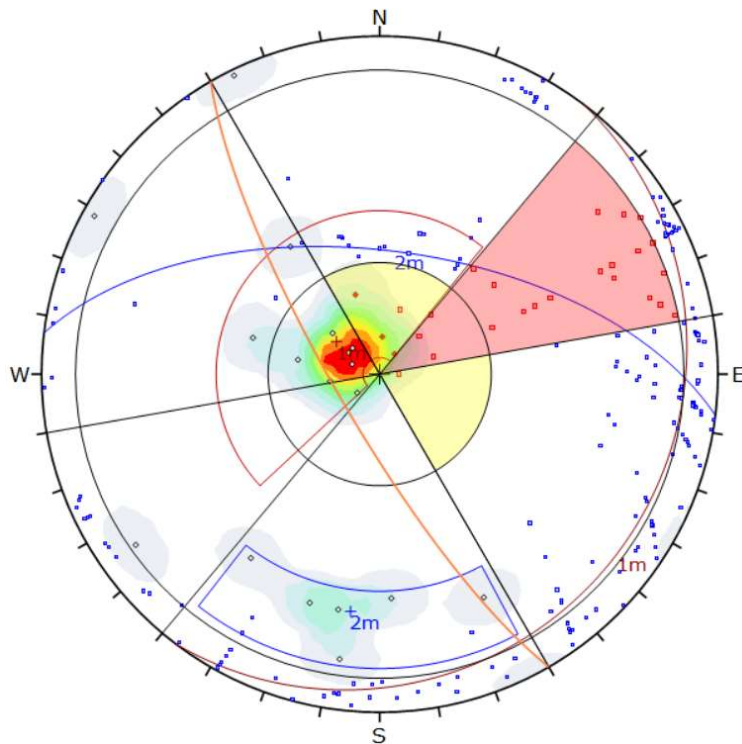
Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	81 (81 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

**Figur 102:** Kinematisk analyse i domene 3 med hensyn på bøyelig utvelting. 30% av alle polvektorer i sprekkesett 1m (foliasjon) befinner seg i kritisk område.



**Figur 103:** Sensitivitetsanalyse for bøyelig utvelting i domene 3. En endring i fallreningens asimut mot N140 fører til økt kritisk prosent.

## Domene 5



Symbol	Feature
○	Pole Vectors
◆	Critical Vectors
■	Critical Intersection
●	Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 2.40
	2.40 - 4.80
	4.80 - 7.20
	7.20 - 9.60
	9.60 - 12.00
	12.00 - 14.40
	14.40 - 16.80
	16.80 - 19.20
	19.20 - 21.60
	21.60 - 24.00

Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	23.50%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Direct Toppling
Slope Dip	79
Slope Dip Direction	240
Friction Angle	27°
Lateral Limits	20°

	Critical	Total	%
Direct Toppling (Intersection)	21	210	10.00%
Oblique Toppling (Intersection)	2	210	0.95%
Base Plane (All)	3	21	14.29%
Base Plane (Set 1)	3	12	25.00%

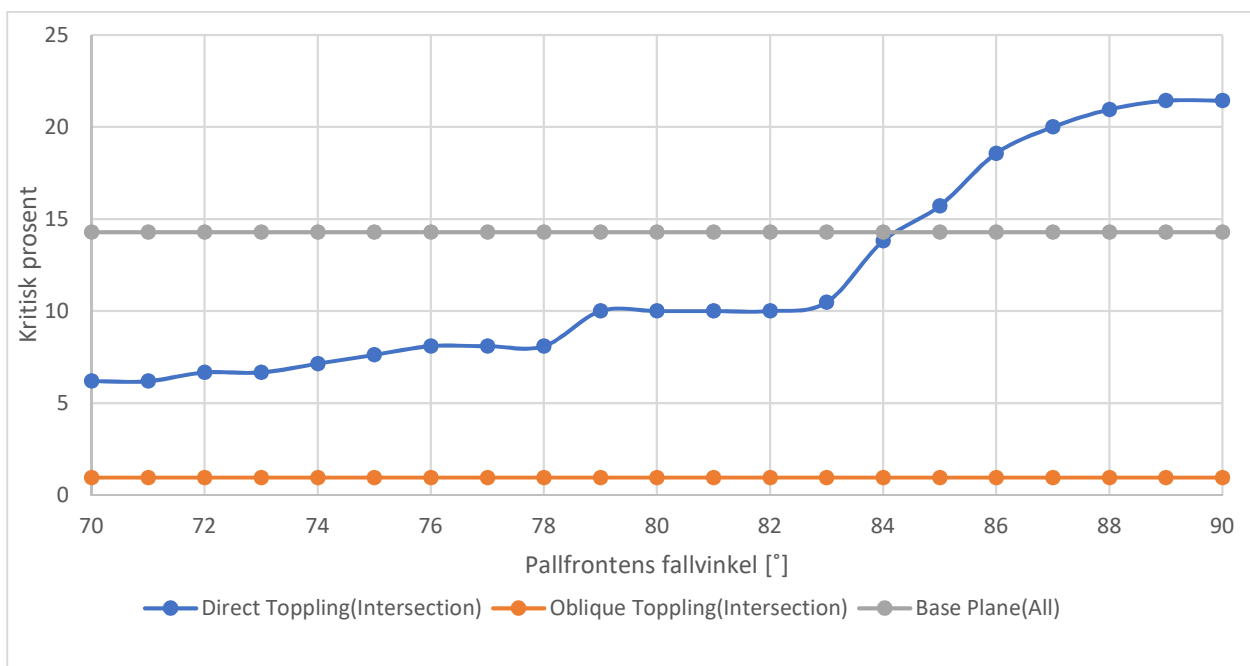
  

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	13	127	
2m	60	7	

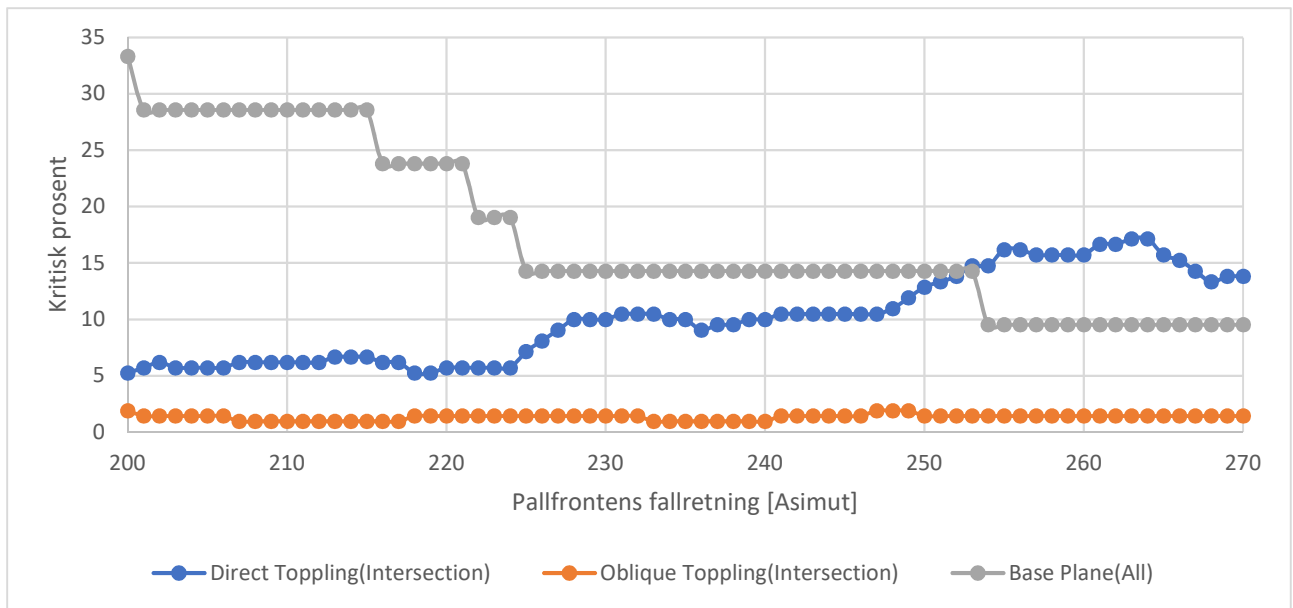
  

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	21 (21 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	210
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

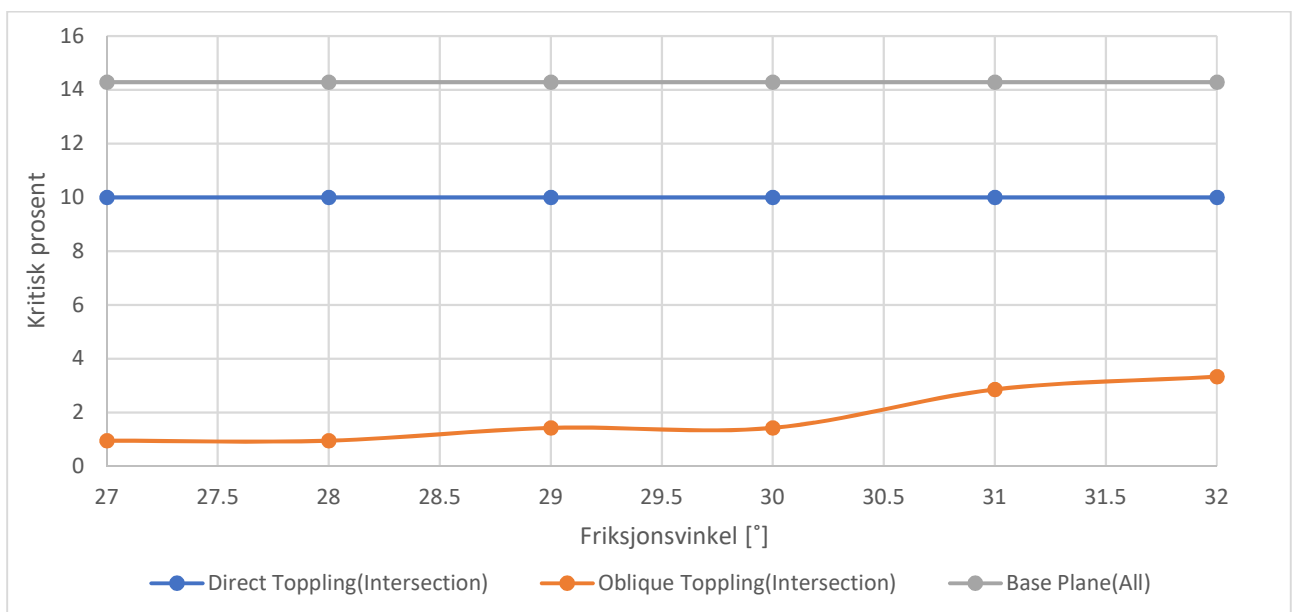
**Figur 104:** Kinematisk analyse med hensyn på blokkutvelting i domene 5. Sprekkesett 1m (eksfoliasjon) fungerer avløsende for 10% av de totale kryssingene som eksisterer i det kritiske området.



**Figur 105:** Sensitivetsanalyse for blokkutvelting i domene 5. Kryssinger for direkte blokkutvelting øker betydelig i det kritiske området fra 83° pallvinkel.



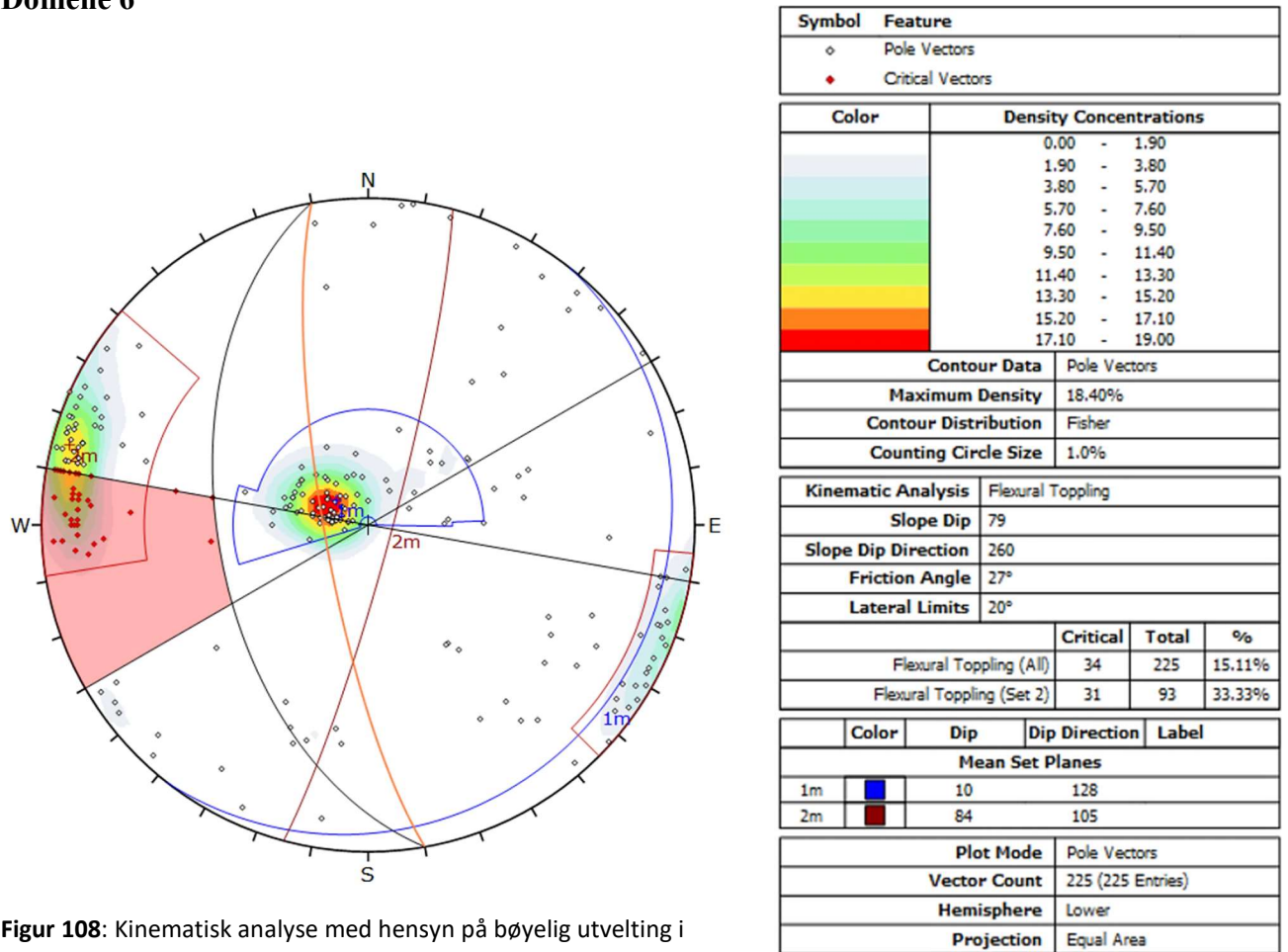
**Figur 106:** Sensitivetsanalyse for blokkutvelting i domene 5. Krysninger for direkte blokkutvelting øker i det kritiske området fra N223 asimut fallretning. Kritiske vektorer reduseres betydelig med økende asimut.



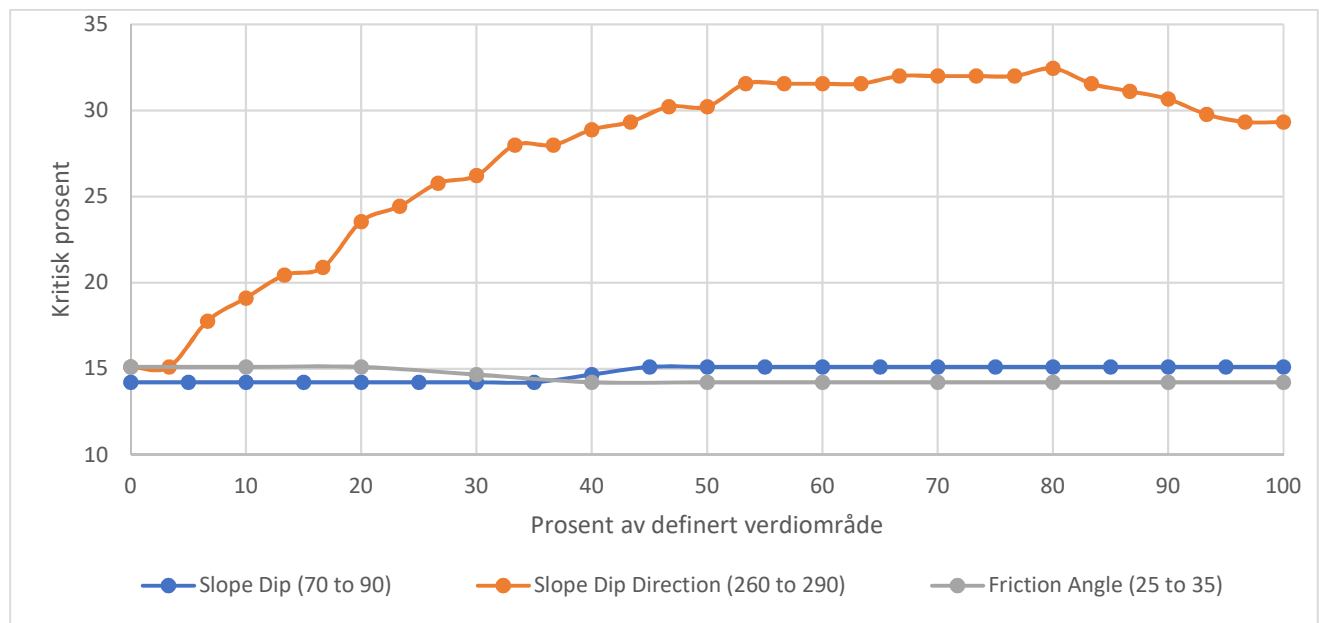
**Figur 107:** Sensitivetsanalyse for blokkutvelting i domene 5. Endring i friksjonsvinkel har minimal effekt på stabiliteten.



## Domene 6

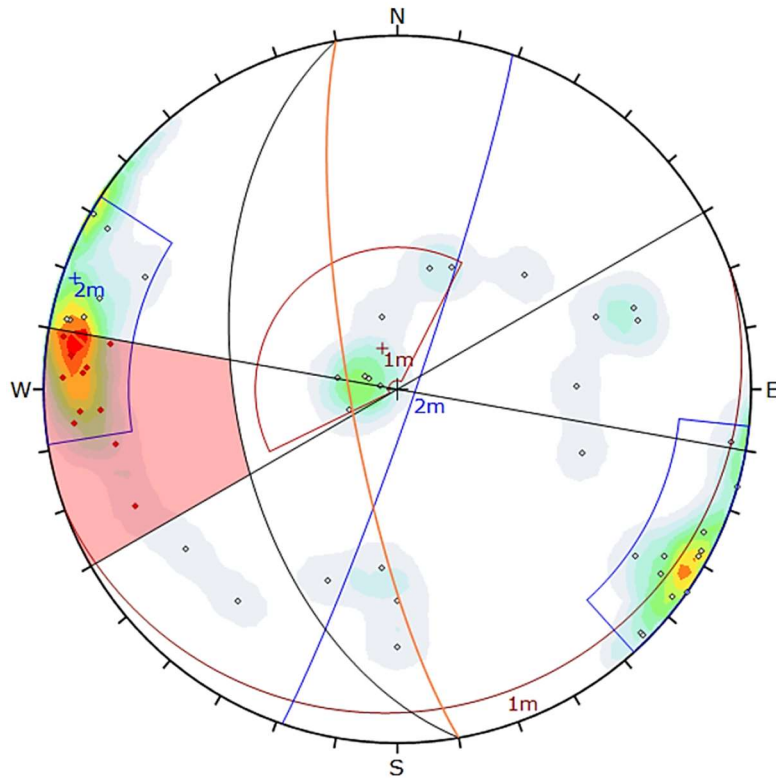


**Figur 108:** Kinematisk analyse med hensyn på bøyelig utvelting i domene 6. 33% av polvektorene i definert sprekkesett 2m (foliasjon) befinner seg i kritisk område.

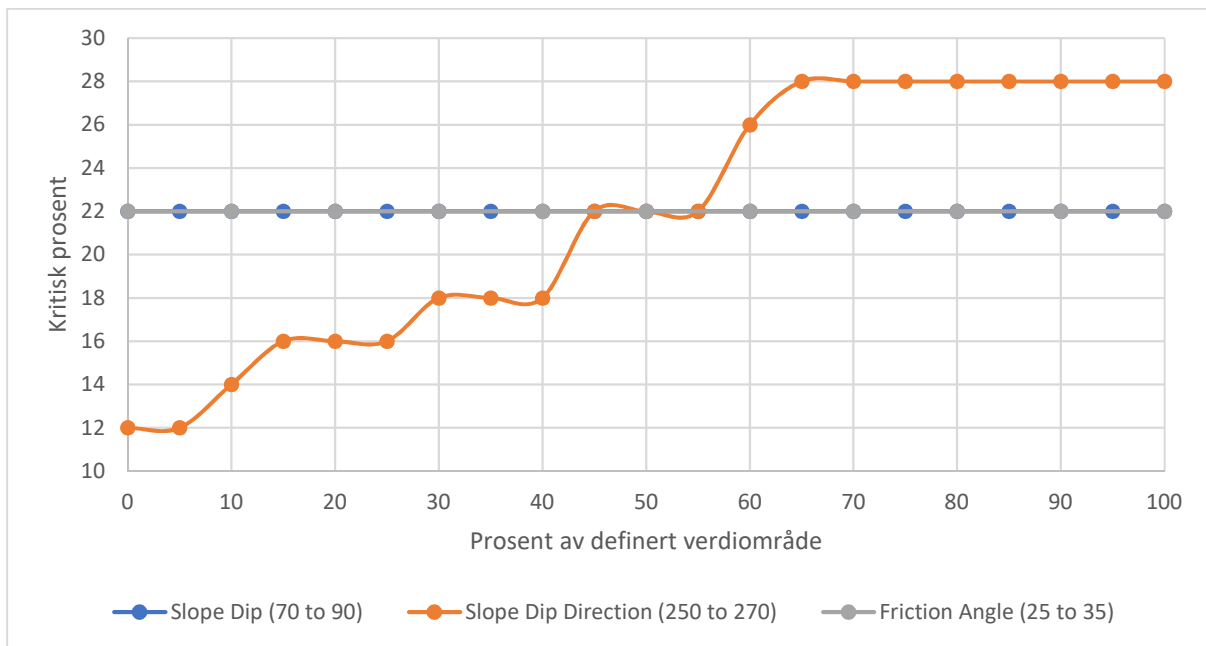


**Figur 109:** Sensitivetsanalyse for bøyelig utvelting i domene 6. Kritisk prosent øker med økende fallretning.

## Domene 7

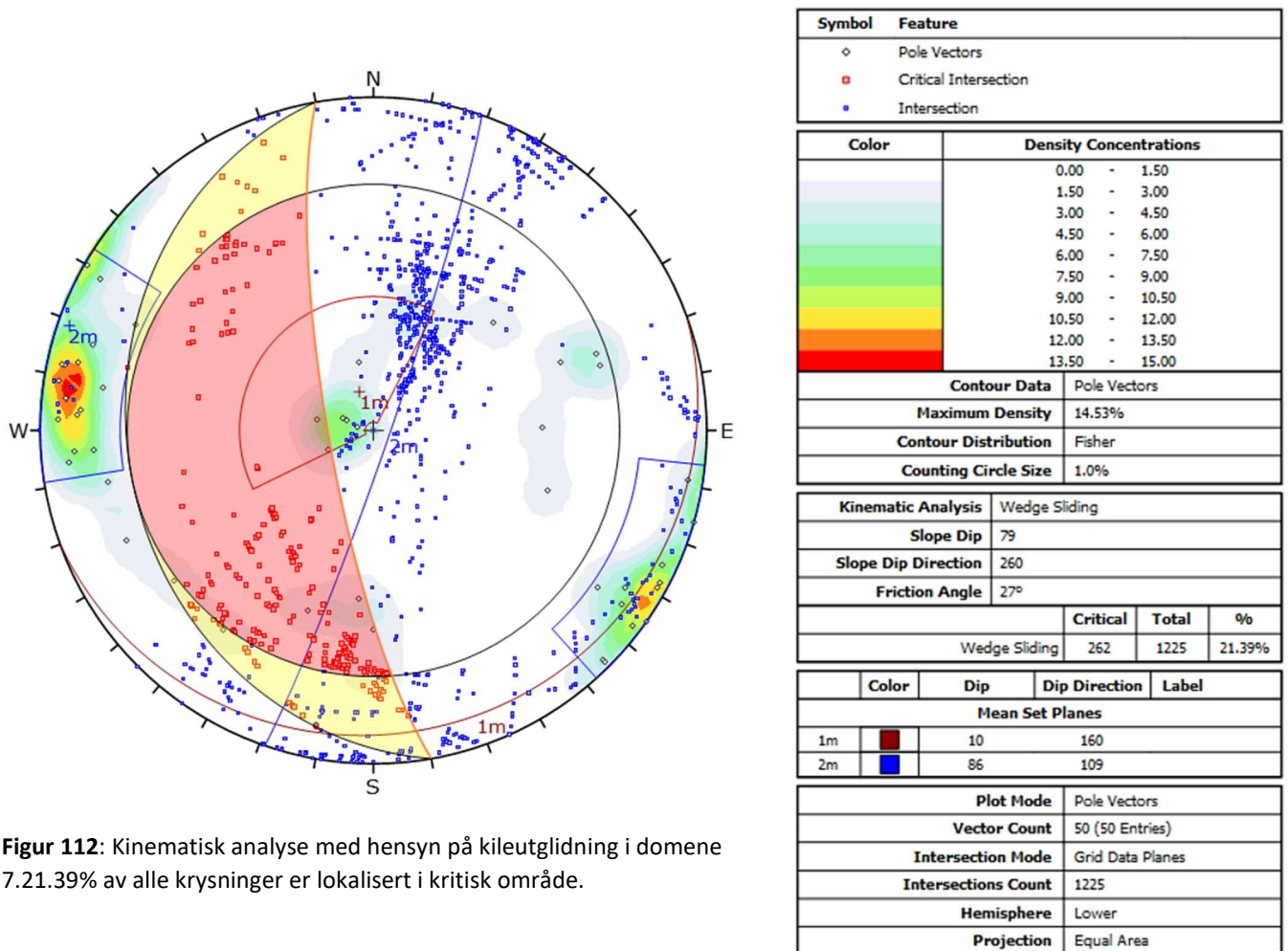


**Figur 110:** Kinematisk analyse med hensyn på bøyelig utvelting i domene 7. 32% av polvektorer i sprekkesett 2m (foliasjon) befinner seg i kritiske sone for utvelting.

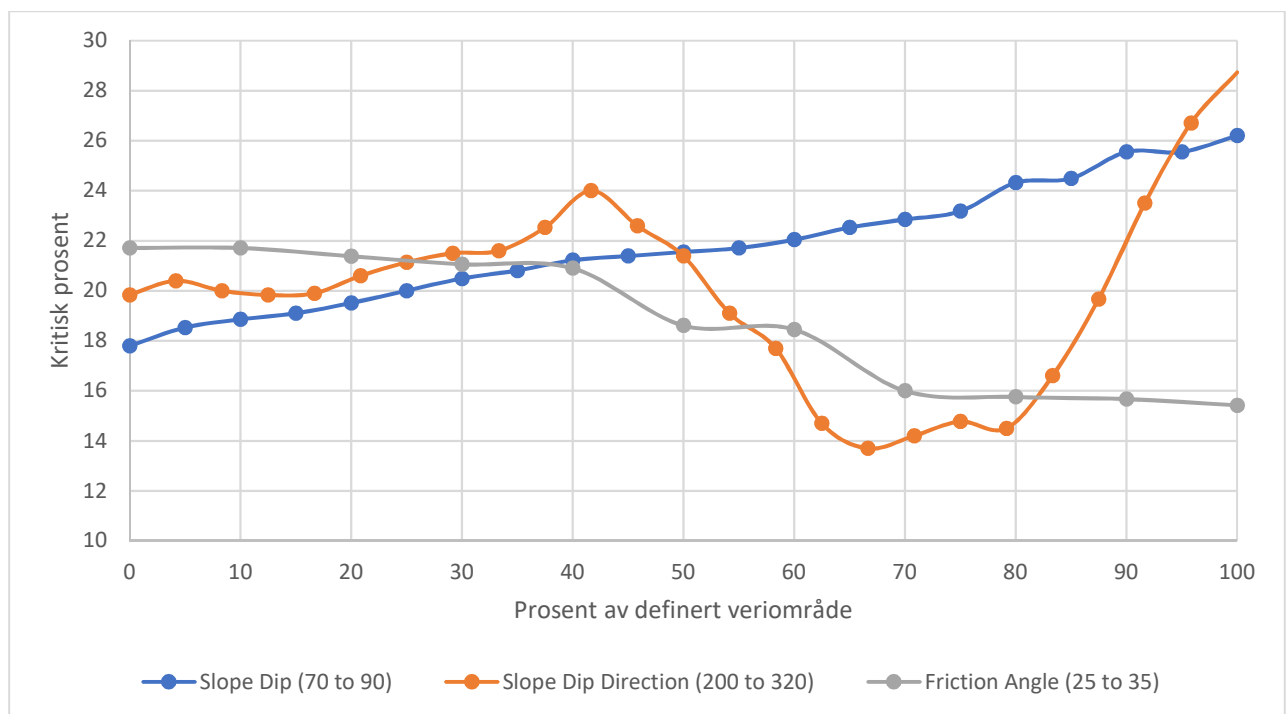


**Figur 111:** Sensitivitetsanalyse for bøyelig utvelting i domene 7. Økning i fallretning resulterer i høyere andel polvektorer i kritisk sone.



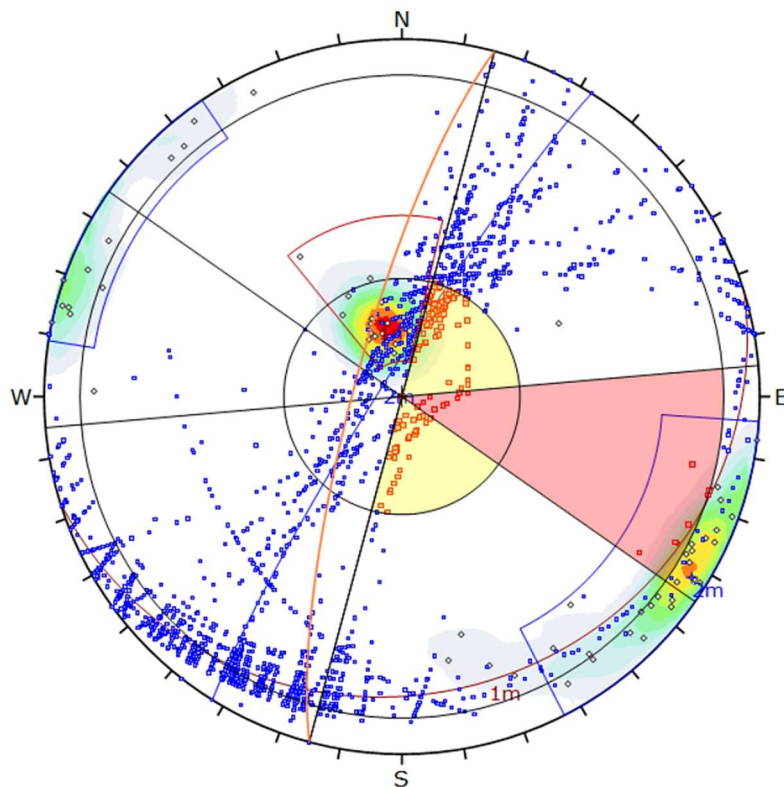


**Figur 112:** Kinematisk analyse med hensyn på kileutglidning i domene 7. 21.39% av alle kryssinger er lokalisert i kritisk område.



**Figur 113:** Sensitivitetsanalyse for kileutglidning i domene 7. Økning av friksjonsvinkel vil redusere andelen kritisk prosent. En økning i pallfrontens fallvinkel vil øke andelen kritisk prosent. En økning i fallretning vil variere andelen kritiske prosent.

## Domene 8



Symbol	Feature
○	Pole Vectors
◆	Critical Vectors
■	Critical Intersection
■	Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 2.20
	2.20 - 4.40
	4.40 - 6.60
	6.60 - 8.80
	8.80 - 11.00
	11.00 - 13.20
	13.20 - 15.40
	15.40 - 17.60
	17.60 - 19.80
	19.80 - 22.00

Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	21.55%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Direct Toppling
Slope Dip	79
Slope Dip Direction	285
Friction Angle	27°
Lateral Limits	20°

	Critical	Total	%
Direct Toppling (Intersection)	16	2144	0.75%
Oblique Toppling (Intersection)	137	2144	6.39%
Base Plane (All)	1	66	1.52%
Base Plane (Set 2)	1	39	2.56%

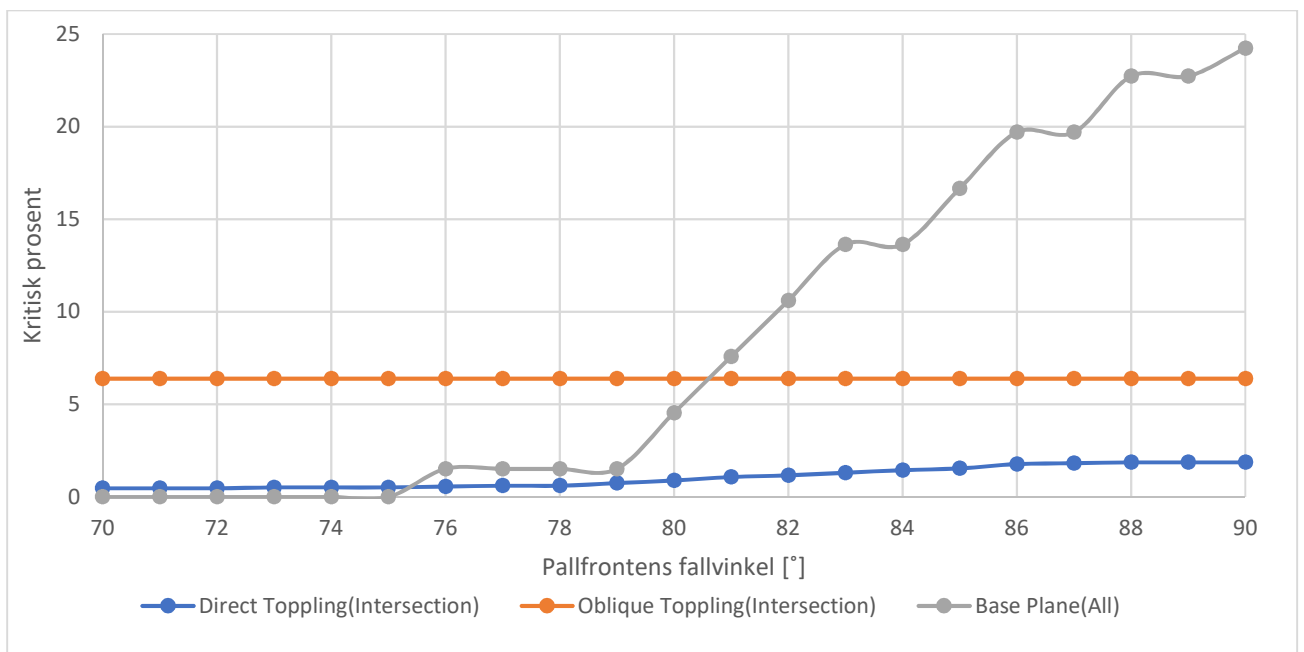
  

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	18	163	
2m	85	302	

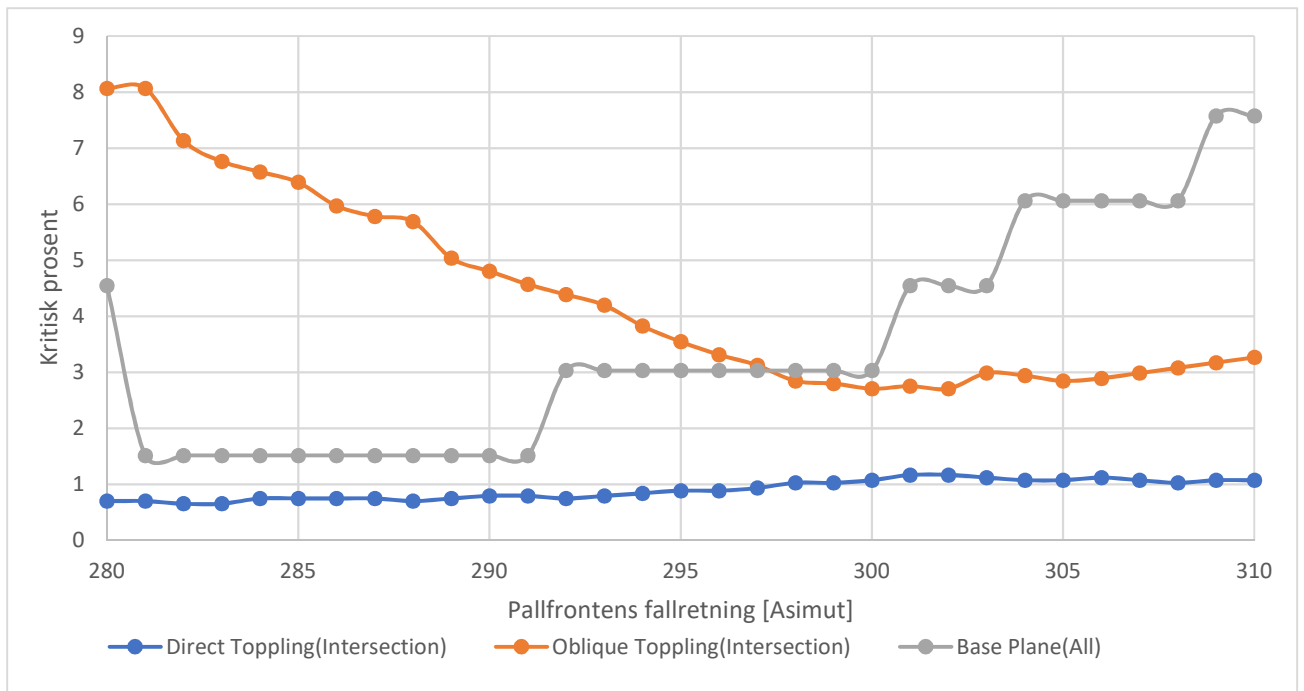
  

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	66 (66 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	2144
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

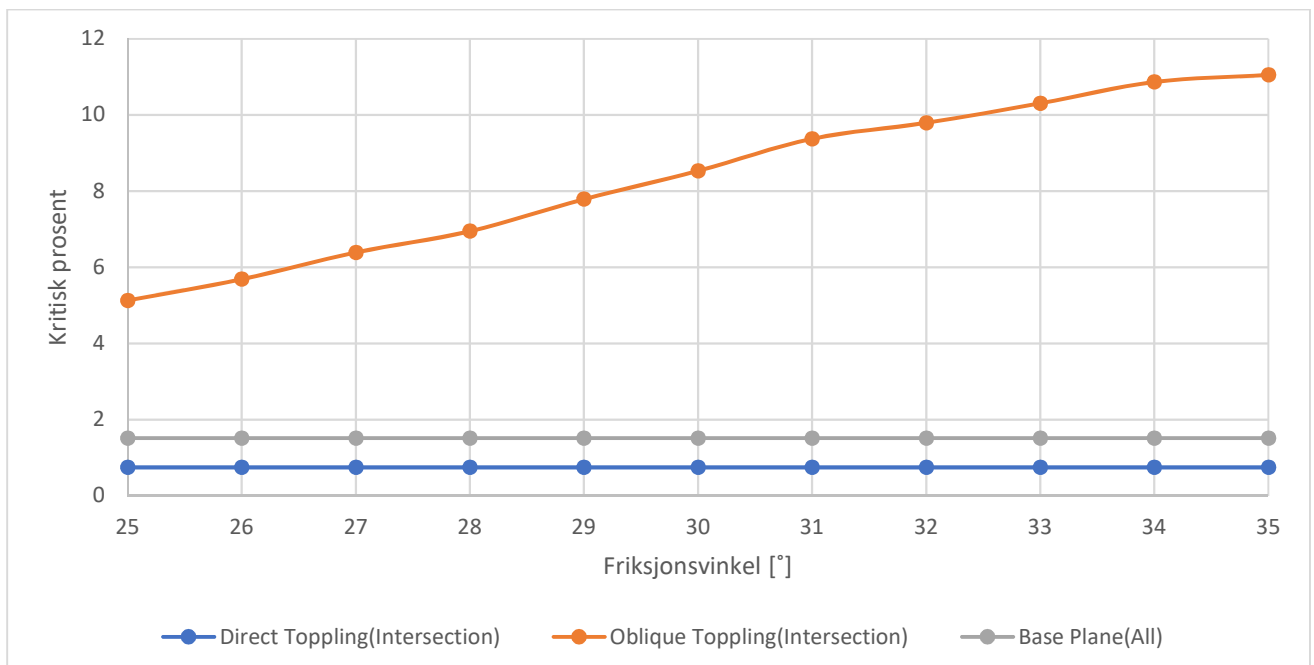
**Figur 114:** Kinematisk analyse med hensyn på blokkutvelting i domene 8. 6.4% av alle kritiske kryssninger er i området for skrå utvelting.



**Figur 115:** Sensitivetsanalyse for blokkutvelting i domene 8. Økning i pallfrontens fallvinkel øker andelen blokkdannede svakhetsplan i pallfronten.

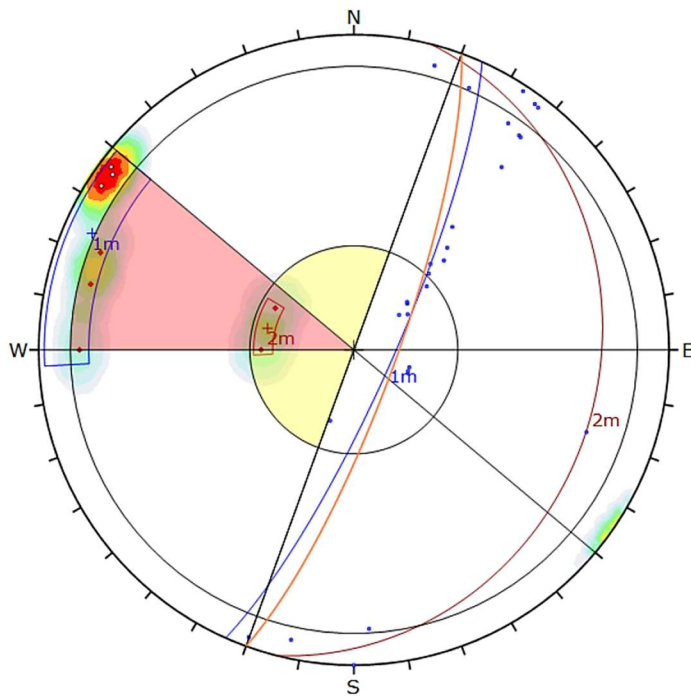


**Figur 116:** Sensitivetsanalyse for blokkutvelting i domene 8. Økning i fallretning fører til redusert kritisk prosent for skrå utvelting men gradvis økning i blokkdefinerende svakhetsplan (base plane).



**Figur 117:** Sensitivetsanalyse for blokkutvelting i domene 8. Økning i friksjonsvinkel for sprekkeplanet vil resultere i økende kritisk prosent for skrå utvelting.

## Domene 9



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors
◆	Critical Vectors
■	Critical Intersection
●	Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 3.70
	3.70 - 7.40
	7.40 - 11.10
	11.10 - 14.80
	14.80 - 18.50
	18.50 - 22.20
	22.20 - 25.90
	25.90 - 29.60
	29.60 - 33.30
	33.30 - 37.00

Contour Data		Pole Vectors
Maximum Density		36.59%
Contour Distribution		Fisher
Counting Circle Size		1.0%

Kinematic Analysis		Direct Toppling		
Slope Dip		79		
Slope Dip Direction		110		
Friction Angle		28°		
Lateral Limits		20°		

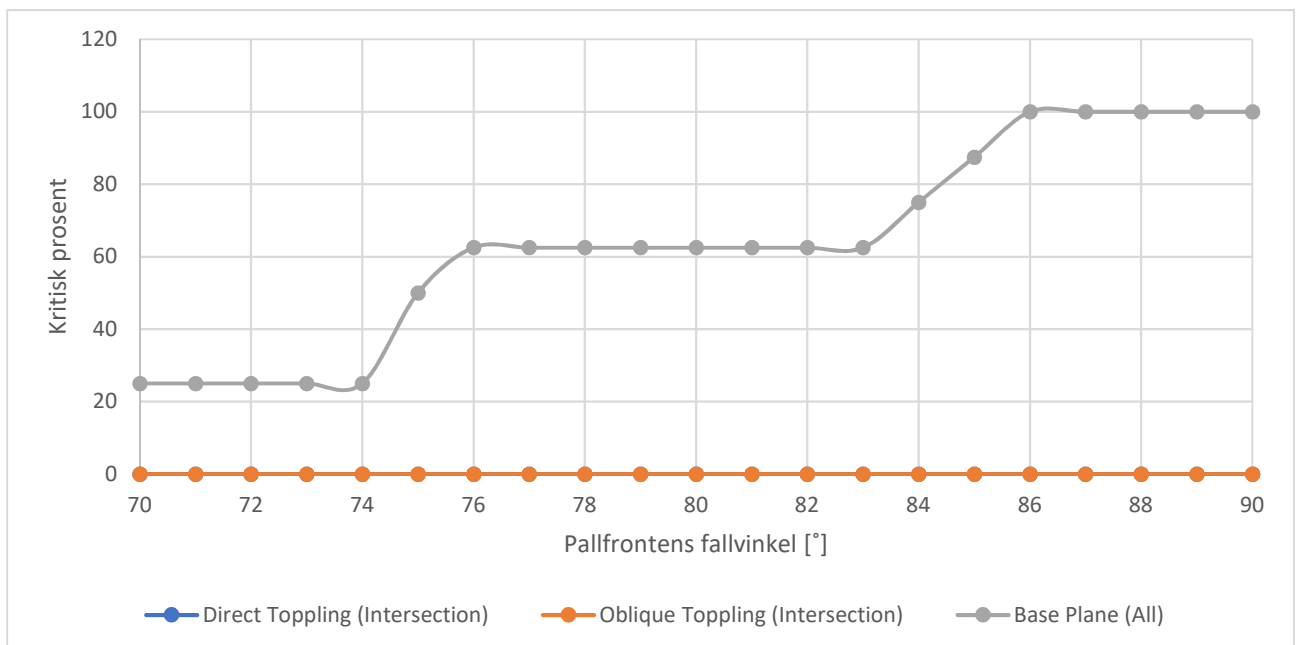
  

	Critical	Total	%
Direct Toppling (Intersection)	0	28	0.00%
Oblique Toppling (Intersection)	0	28	0.00%
Base Plane (All)	5	8	62.50%
Base Plane (Set 1)	3	6	50.00%
Base Plane (Set 2)	2	2	100.00%

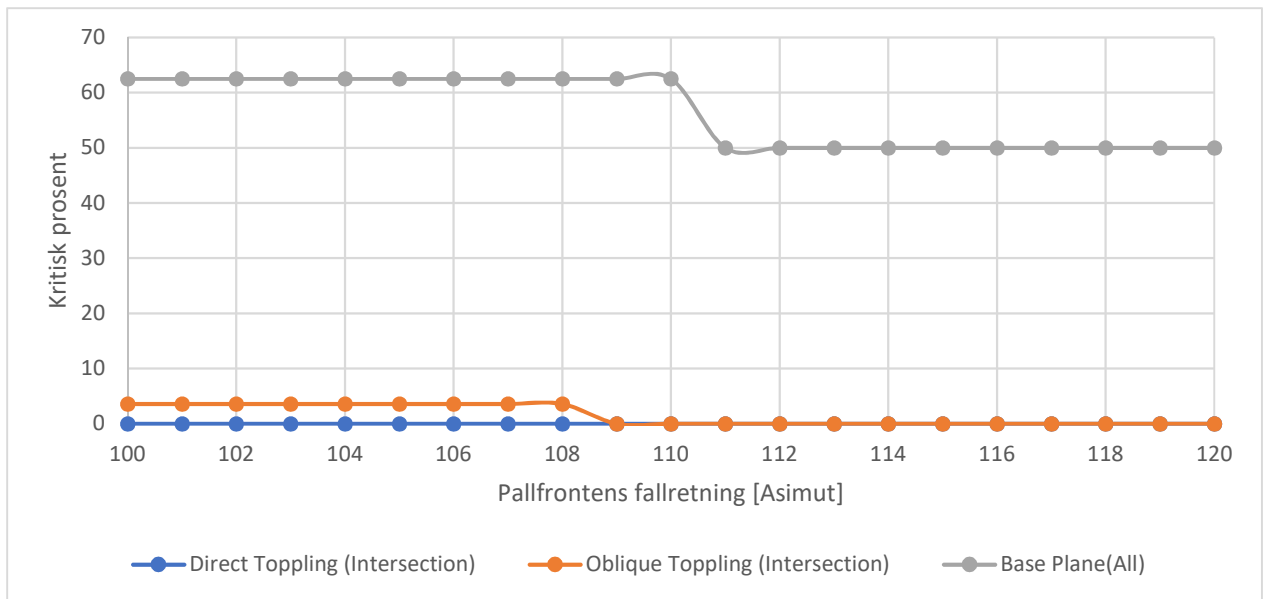
  

Plot Mode		Pole Vectors
Vector Count		8 (8 Entries)
Intersection Mode		Grid Data Planes
Intersections Count		28
Hemisphere		Lower
Projection		Equal Area

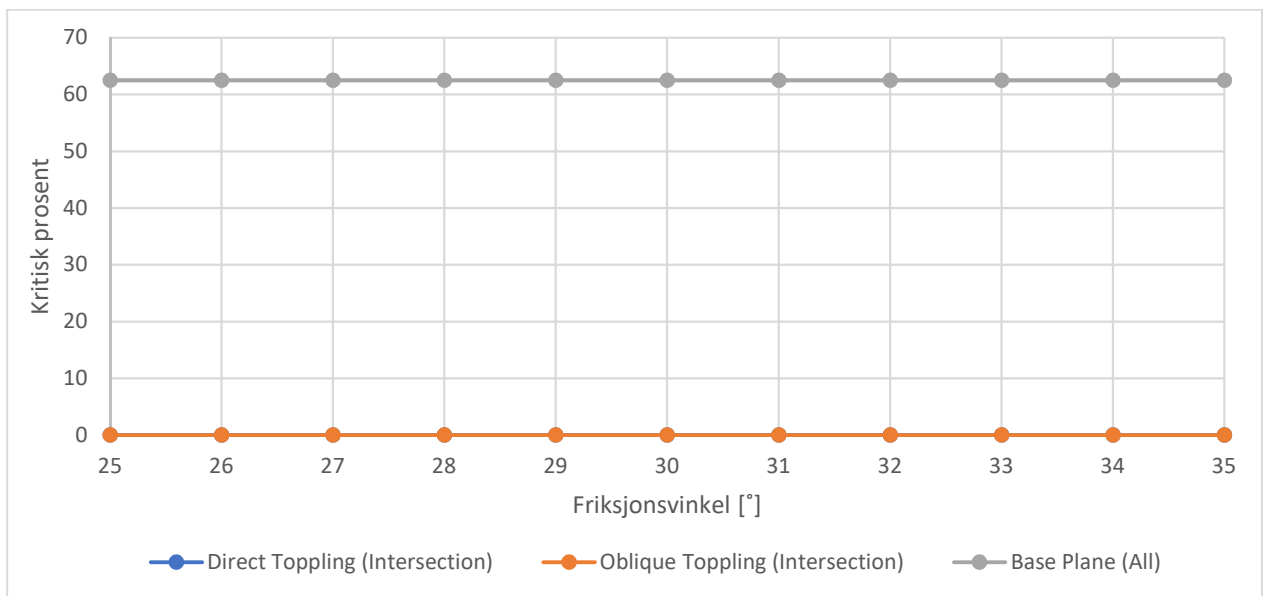
**Figur 118:** Kinematisk analyse med hensyn på blokkutvelting i domene 9. Sprekkesett 2m (eksfoliasjon) fungerer avløsende på steiltstående søyler som faller på skrå ut av pallfronten dannet av 1m (foliasjon).



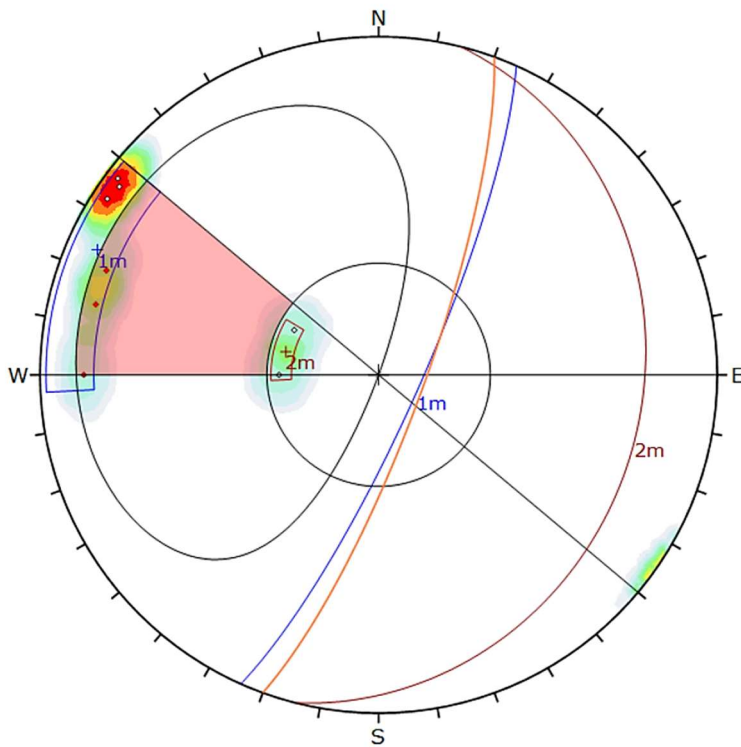
**Figur 119:** Sensitivetsanalyse for blokkutvelting i domene 9. Økning i pallfrontens fallvinkel vil resultere i flere blokkdefinerende sprekesett i kritisk sone for utvelting.



**Figur 120:** Sensitivetsanalyse for blokkutvelting i domene 9. Omtrent 10% reduksjon i kritisk prosent ved økning i pallfrontens fallretning til høyere enn N110.



**Figur 121:** Sensitivetsanalyse for blokkutvelting i domene 9. Variasjon i friksjonsvinkel vil ikke føre til endringer i stabiliteten.



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors
◆	Critical Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 3.70
	3.70 - 7.40
	7.40 - 11.10
	11.10 - 14.80
	14.80 - 18.50
	18.50 - 22.20
	22.20 - 25.90
	25.90 - 29.60
	29.60 - 33.30
	33.30 - 37.00

Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	36.59%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis	Planar Sliding
Slope Dip	79
Slope Dip Direction	110
Friction Angle	28°
Lateral Limits	20°

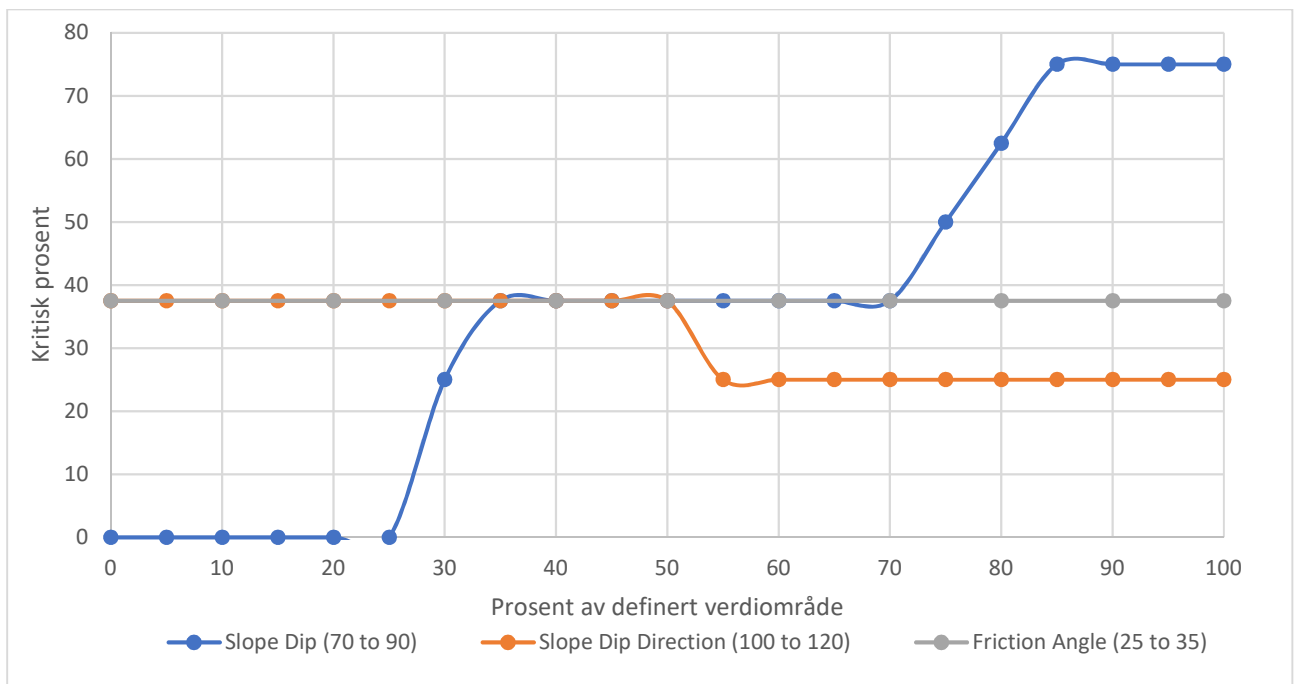
  

	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	3	8	37.50%
Planar Sliding (Set 1)	3	6	50.00%

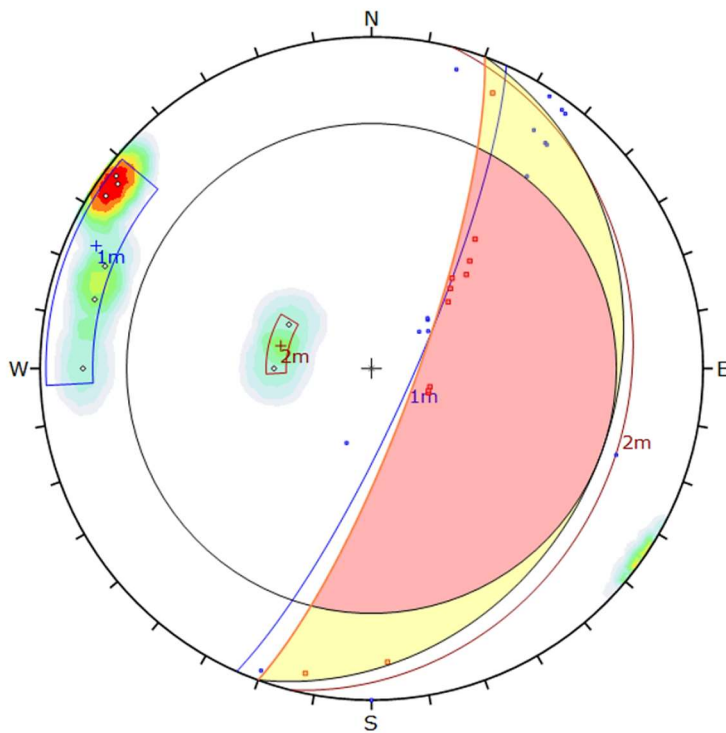
Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	8 (8 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

**Figur 122:** Kinematisk analyse med hensyn på plan utglidning i domene 9. Tre kritiske polvektorer i sprekkesett 1m (foliasjon) faller skrått ut av pallfronten.



**Figur 123:** Sensitivetsanalyse for plan utglidning i domene 9. Økning i fallvinkel resulterer i en kraftig stigning i kritisk prosent.





Symbol	Feature
◊	Pole Vectors
■	Critical Intersection
•	Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 3.70
	3.70 - 7.40
	7.40 - 11.10
	11.10 - 14.80
	14.80 - 18.50
	18.50 - 22.20
	22.20 - 25.90
	25.90 - 29.60
	29.60 - 33.30
	33.30 - 37.00

Contour Data		Pole Vectors
Maximum Density	36.59%	
Contour Distribution	Fisher	
Counting Circle Size	1.0%	

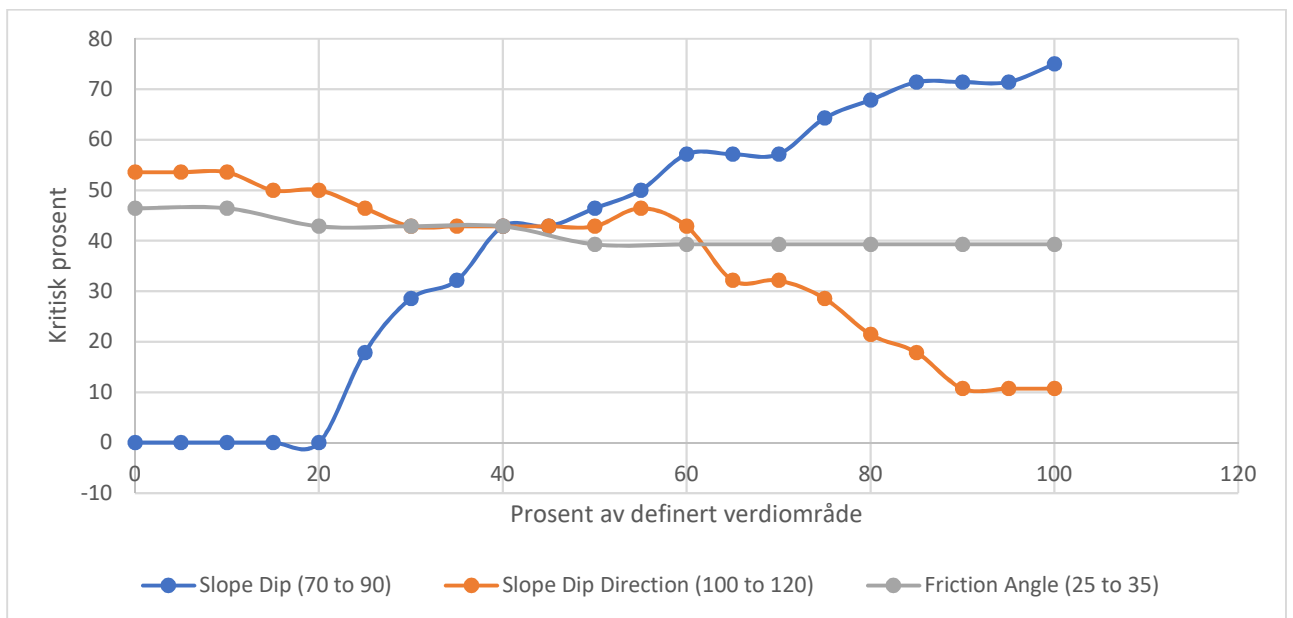
  

Kinematic Analysis		Wedge Sliding		
Slope Dip	79			
Slope Dip Direction	110			
Friction Angle	28°			
		Critical	Total	%
Wedge Sliding		12	28	42.86%

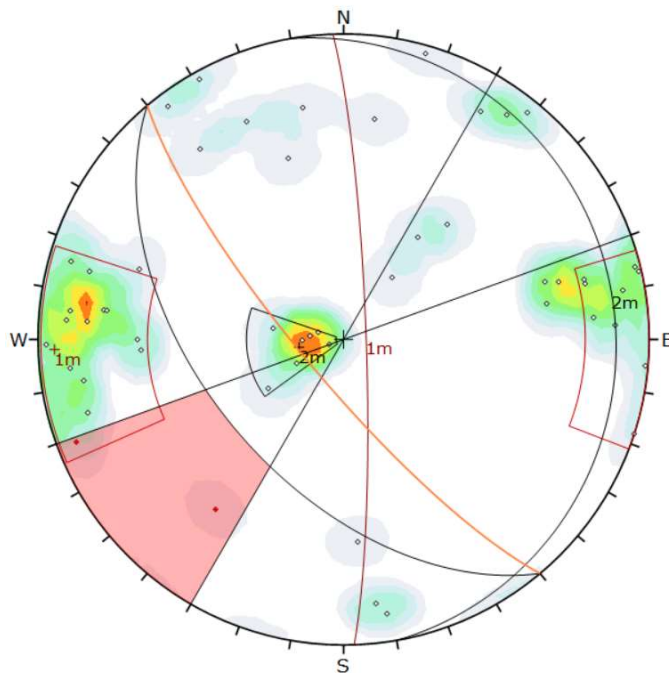
Plot Mode		Pole Vectors
Vector Count	8 (8 Entries)	
Intersection Mode	Grid Data Planes	
Intersections Count	28	
Hemisphere	Lower	
Projection	Equal Area	

**Figur 124:** Kinematisk analyse med hensyn på kileutglidning i domene 9. 42% av kryssninger er lokalisert i kritisk område.



**Figur 125:** Sensitivitetsanalyse for kileutglidning i domene 9. En økning av pallfrontens fallvinkel vil resultere i betydelig økning i kritisk prosent. En økning av pallfrontens fallretning vil resultere i en gradvis reduksjon i kritisk prosent.

## Domene 10



**Figur 126:** Kinematisk analyse med hensyn på bøyelig utvelting i domene 10, etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2. Hovedmengden av sprekkeseett 1m har fall skrått inn i pallfronten og utgjør en potensiell fare for bøyelig utvelting.

Symbol	Feature
◊	Pole Vectors
◆	Critical Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.00
	1.00 - 2.00
	2.00 - 3.00
	3.00 - 4.00
	4.00 - 5.00
	5.00 - 6.00
	6.00 - 7.00
	7.00 - 8.00
	8.00 - 9.00
	9.00 - 10.00

Contour Data		Pole Vectors
Maximum Density	9.10%	
Contour Distribution	Fisher	
Counting Circle Size	1.0%	

Kinematic Analysis		Flexural Toppling	
Slope Dip	79		
Slope Dip Direction	230		
Friction Angle	27°		
Lateral Limits	20°		

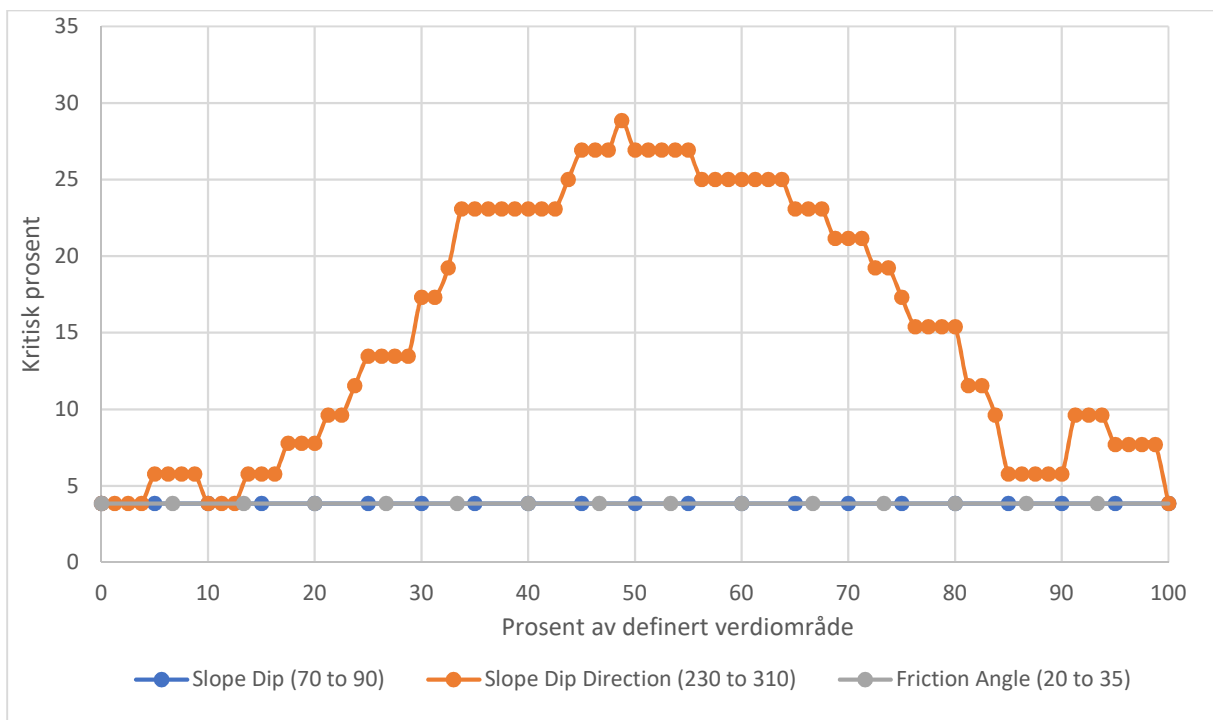
	Critical	Total	%
Flexural Toppling (All)	2	52	3.85%
Flexural Toppling (Set 1)	1	23	4.35%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
1m	■	84	88	
2m	■	12	80	

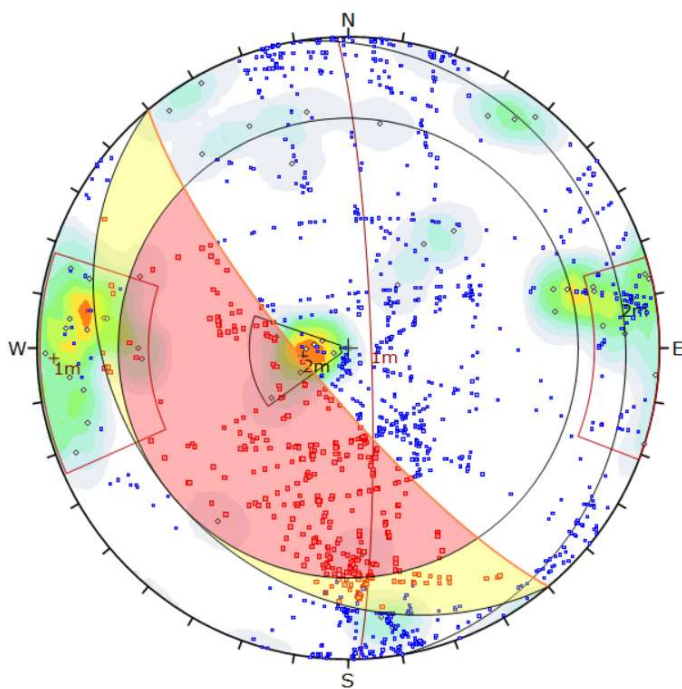
  

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	52 (52 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area



**Figur 127:** Sensitivetsanalyse for bøyelig utvelting i domene 10 etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2. Pallfrontens fallretning oppnår maksimal kritisk prosent ved asimut N270.





Symbol	Feature
◇	Pole Vectors
■	Critical Intersection
■	Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.00
	1.00 - 2.00
	2.00 - 3.00
	3.00 - 4.00
	4.00 - 5.00
	5.00 - 6.00
	6.00 - 7.00
	7.00 - 8.00
	8.00 - 9.00
	9.00 - 10.00

Contour Data		Pole Vectors
Maximum Density	9.10%	
Contour Distribution	Fisher	
Counting Circle Size	1.0%	

Kinematic Analysis		Wedge Sliding
Slope Dip	79	
Slope Dip Direction	230	
Friction Angle	27°	

	Critical	Total	%
Wedge Sliding	357	1326	26.92%

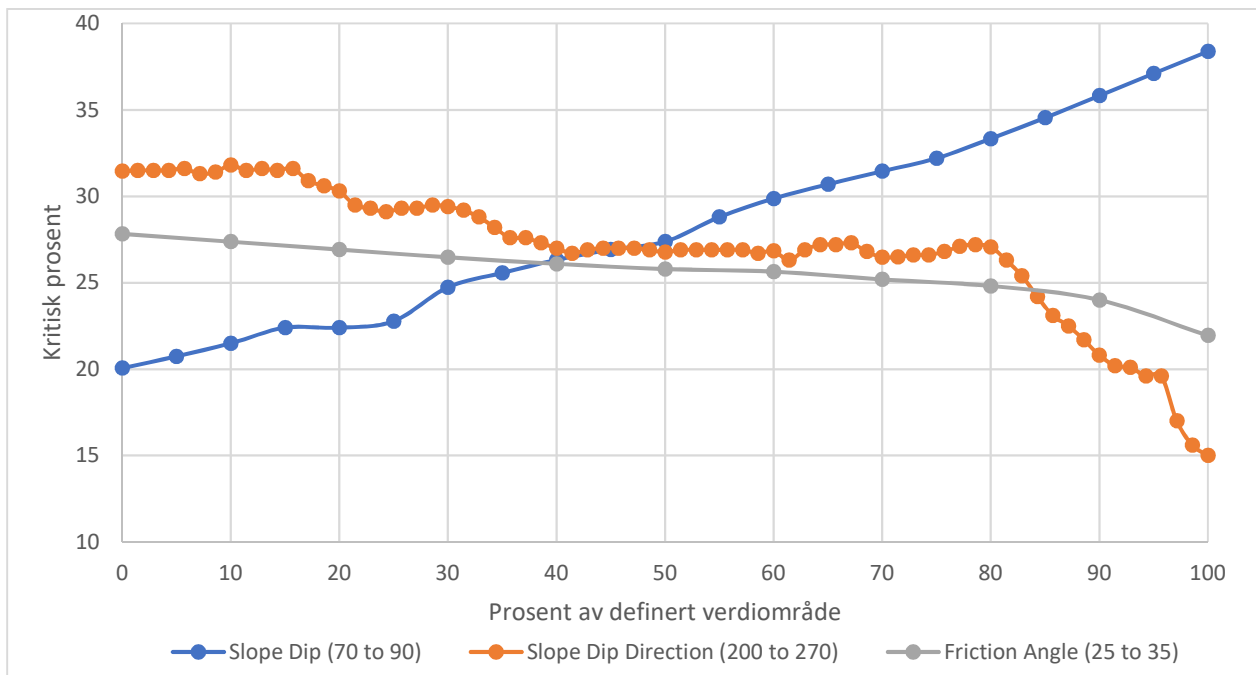
  

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	84	88	
2m	12	80	

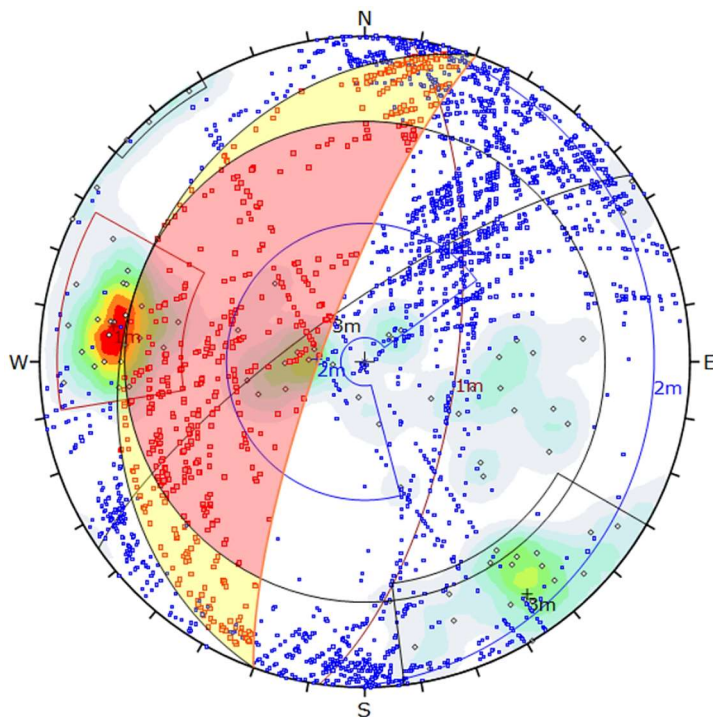
Plot Mode		Pole Vectors
Vector Count	52 (52 Entries)	
Intersection Mode	Grid Data Planes	
Intersections Count	1326	
Hemisphere	Lower	
Projection	Equal Area	

**Figur 128:** Kinematisk analyse med hensyn på kileutglidning i domene 10, etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2. Omtrent 27% alle kryssende svakhetsplan er lokalisert i kritisk område for kileutglidning.



**Figur 129:** Sensitivitetsanalyse for kileutglidning i domene 10 etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2. Økning av fallfrontens fallvinkel vil konstant øke andelen kritiske kryssinger, mens en økning i fallretning vil gi en betydelig reduksjon i kritiske prosent.

## Domene 11



Symbol	Feature
◇	Pole Vectors
■	Critical Intersection
■	Intersection

Color	Density Concentrations
	0.00 - 1.10
	1.10 - 2.20
	2.20 - 3.30
	3.30 - 4.40
	4.40 - 5.50
	5.50 - 6.60
	6.60 - 7.70
	7.70 - 8.80
	8.80 - 9.90
	9.90 - 11.00

Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	10.78%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%

Kinematic Analysis		Wedge Sliding		
Slope Dip	79			
Slope Dip Direction	290			
Friction Angle	27°			
		Critical	Total	%
		620	3160	19.62%

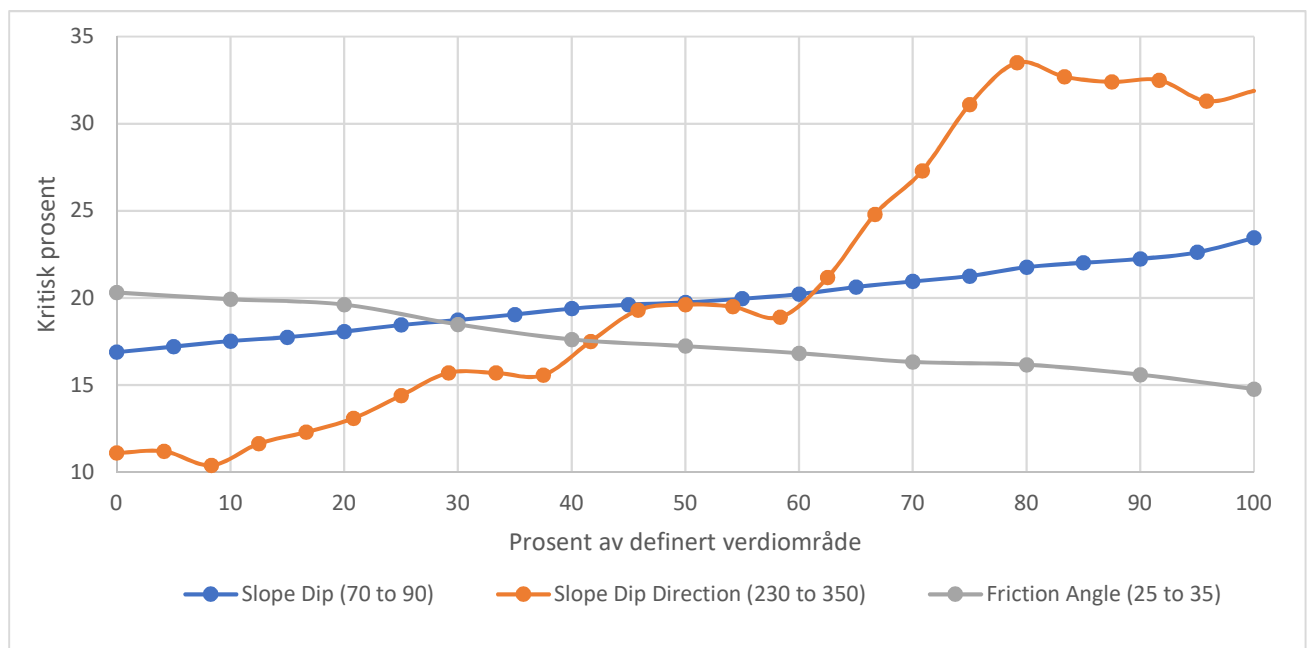
  

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	67	98	
2m	12	93	
3m	76	325	

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	80 (80 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	3160
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

**Figur 130:** Kinematisk analyse med hensyn på kileutglidning i domene 11, etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2.

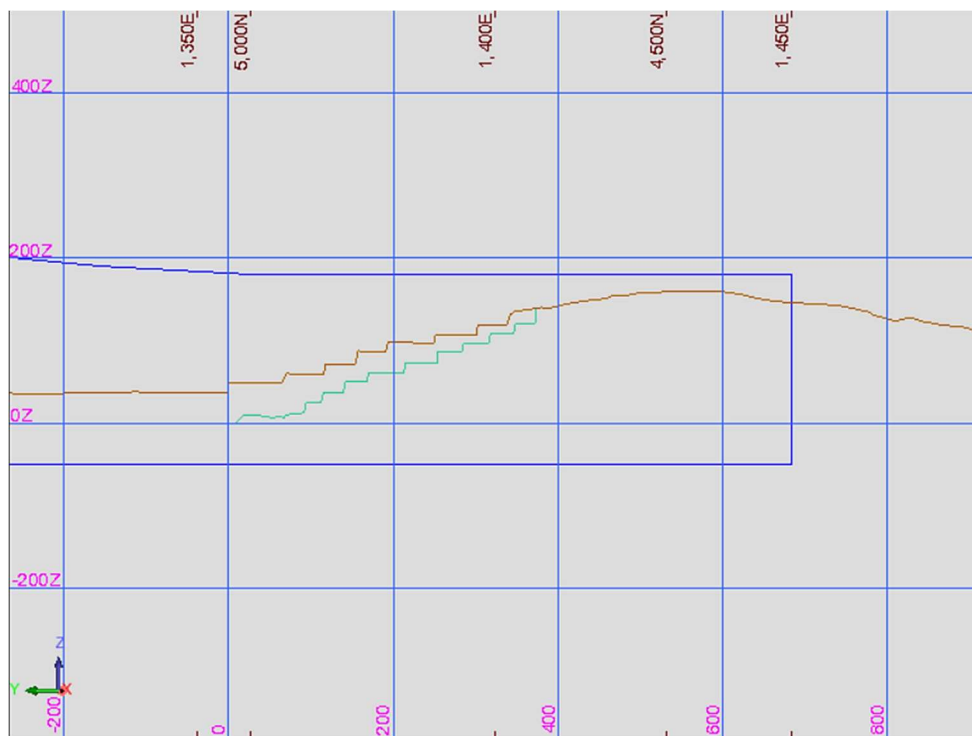


**Figur 131:** Sensitivetsanalyse for kileutglidning i domene 11, etter digital kartlegging av 3D-modell Kikvik2. Økning av pallfrontens fallvinkel vil konstant øke andelen kritiske krysninger, mens en økning i fallretning vil gi en betydelig økning i kritiske prosent.

## **Vedlegg E**

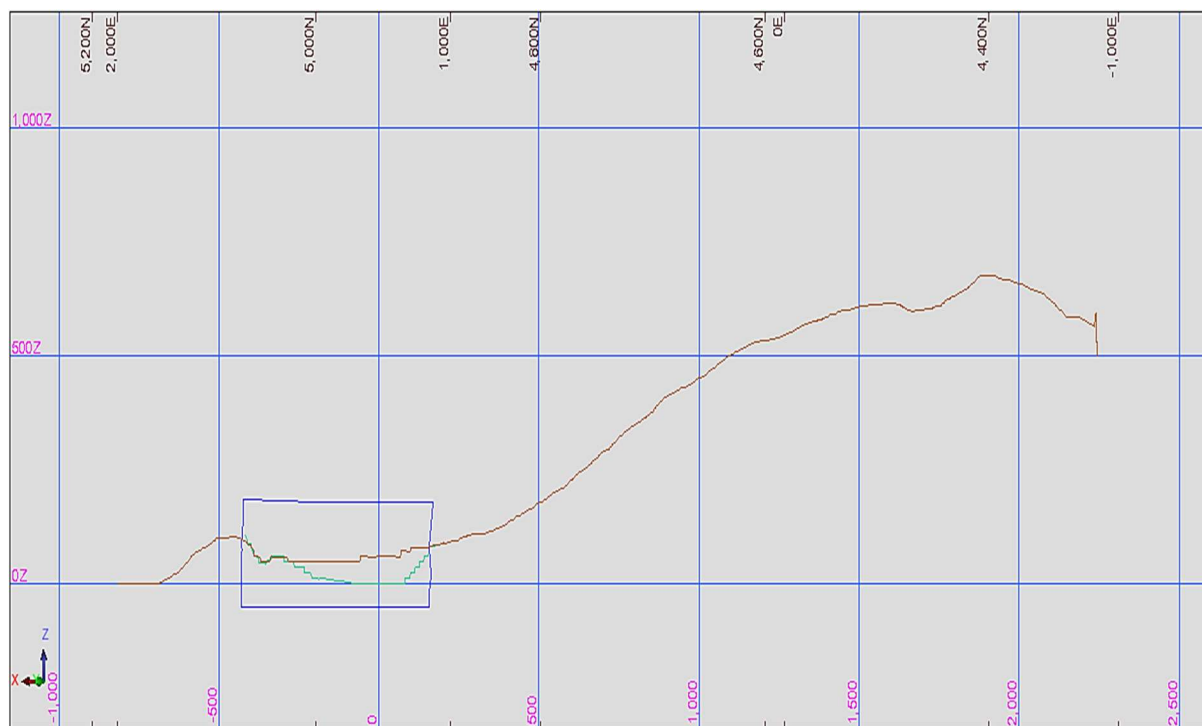
Vertikalsnitt for numerisk analyse

### Vertikalsnitt A-A'



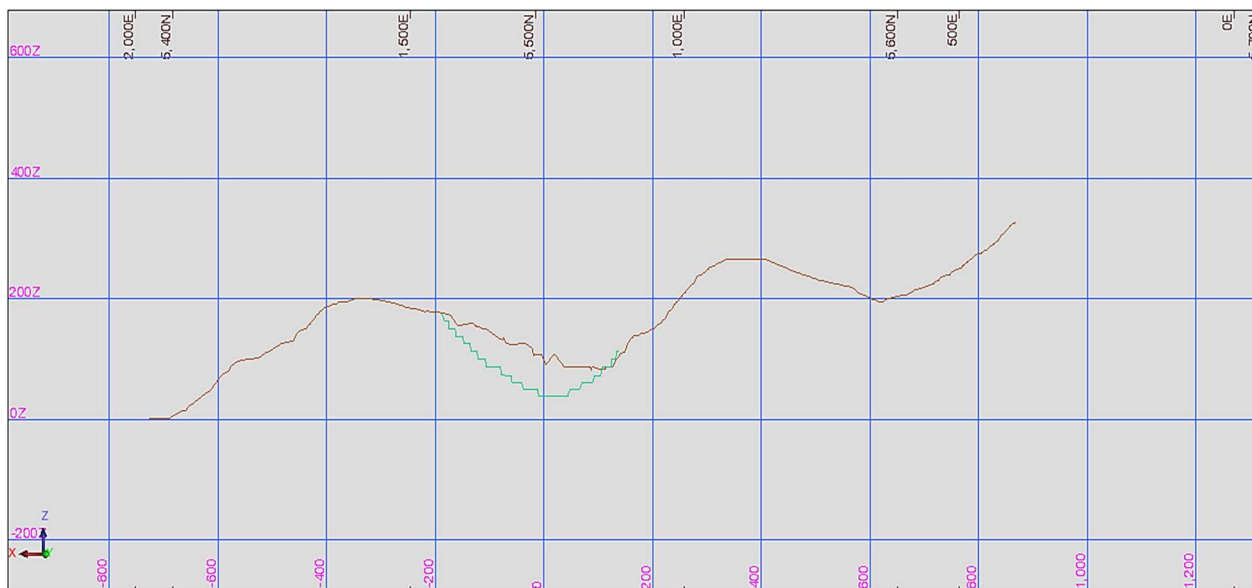
Figur 132: Vertikalsnitt A-A' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.

### Vertikalsnitt B-B'



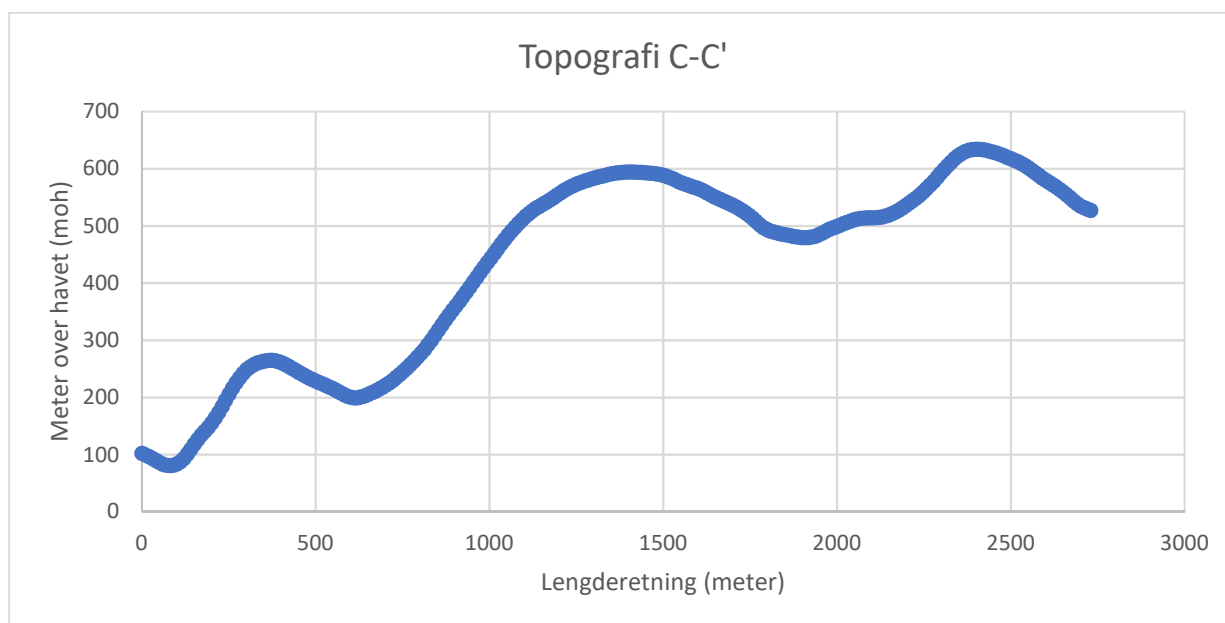
Figur 133: Vertikalsnitt B-B' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.

## Vertikalsnitt C-C'



**Figur 134:** Vertikalsnitt C-C' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.

Forlengelse av topografi for vertikalsnitt C-C' er vist i Figur 135 med tilhørende profillinje i Figur 136.

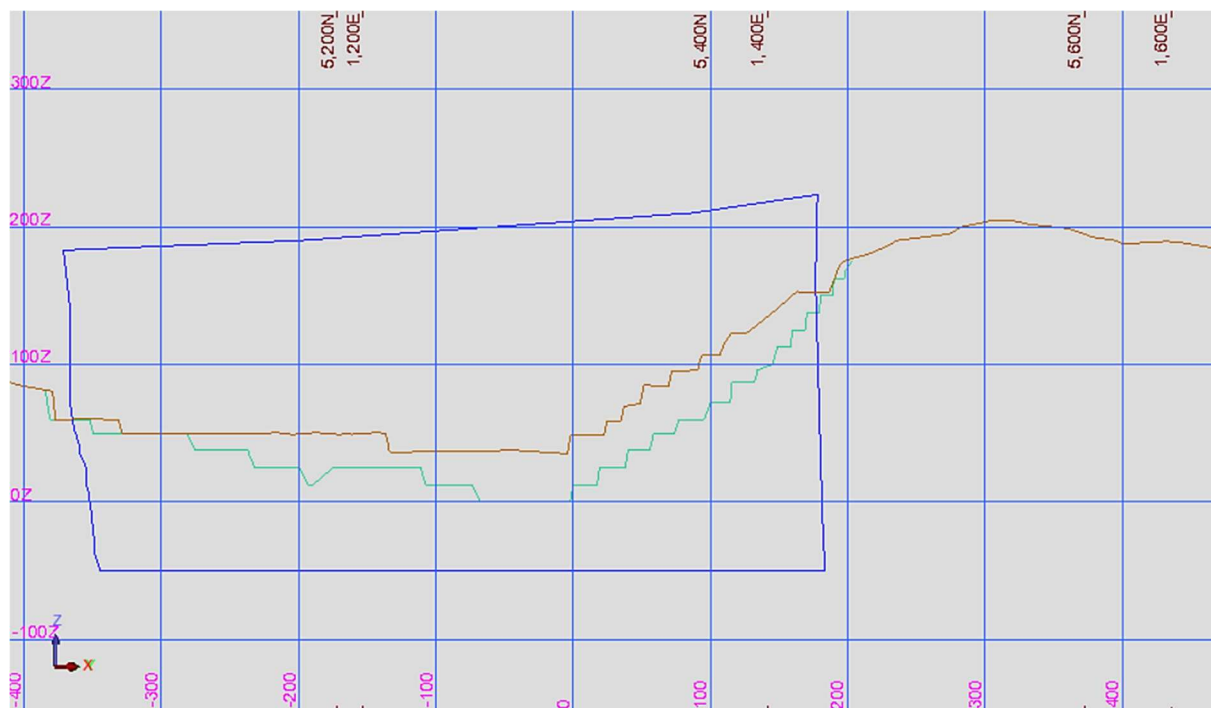


**Figur 135:** Forlengelse av vertikalsnitt C-C.



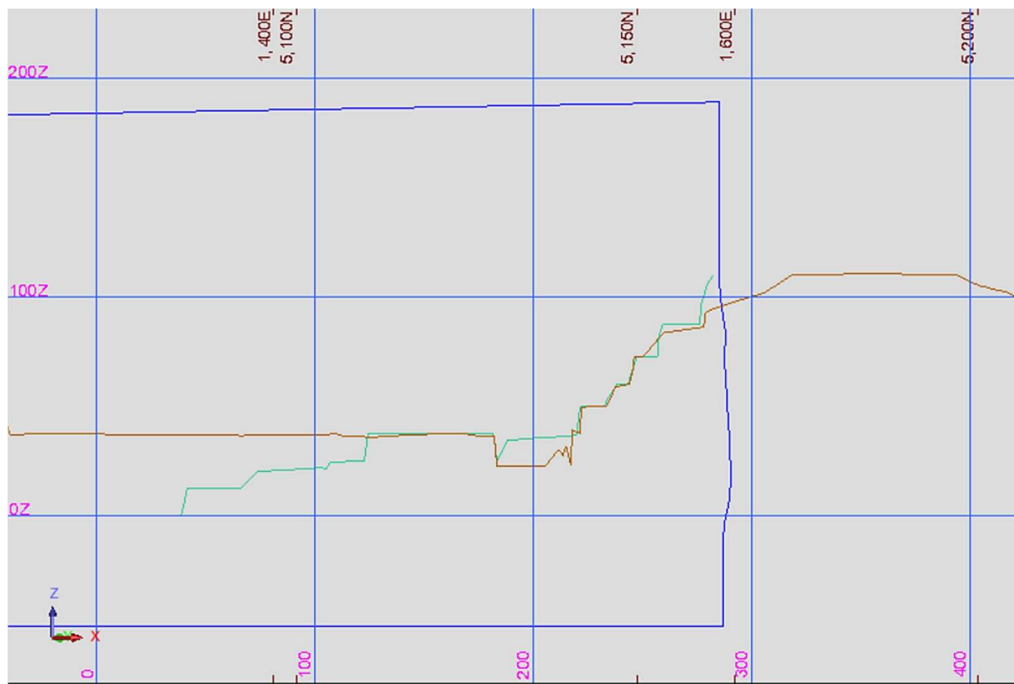
Figur 136: Profillinje ved forlengelse av vertikalsnitt C-C' (Kilde: Hoydedata.no).

### Vertikalsnitt D-D'



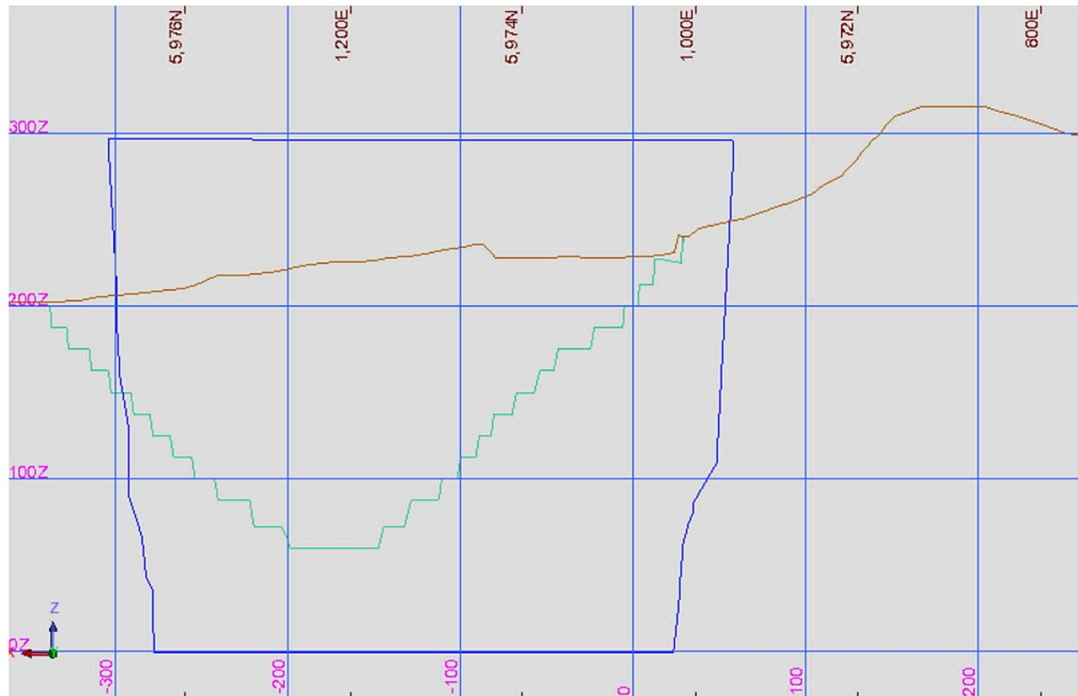
Figur 137: Vertikalsnitt D-D' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.

### Vertikalsnitt E-E'



Figur 138: Vertikalsnitt E-E' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.

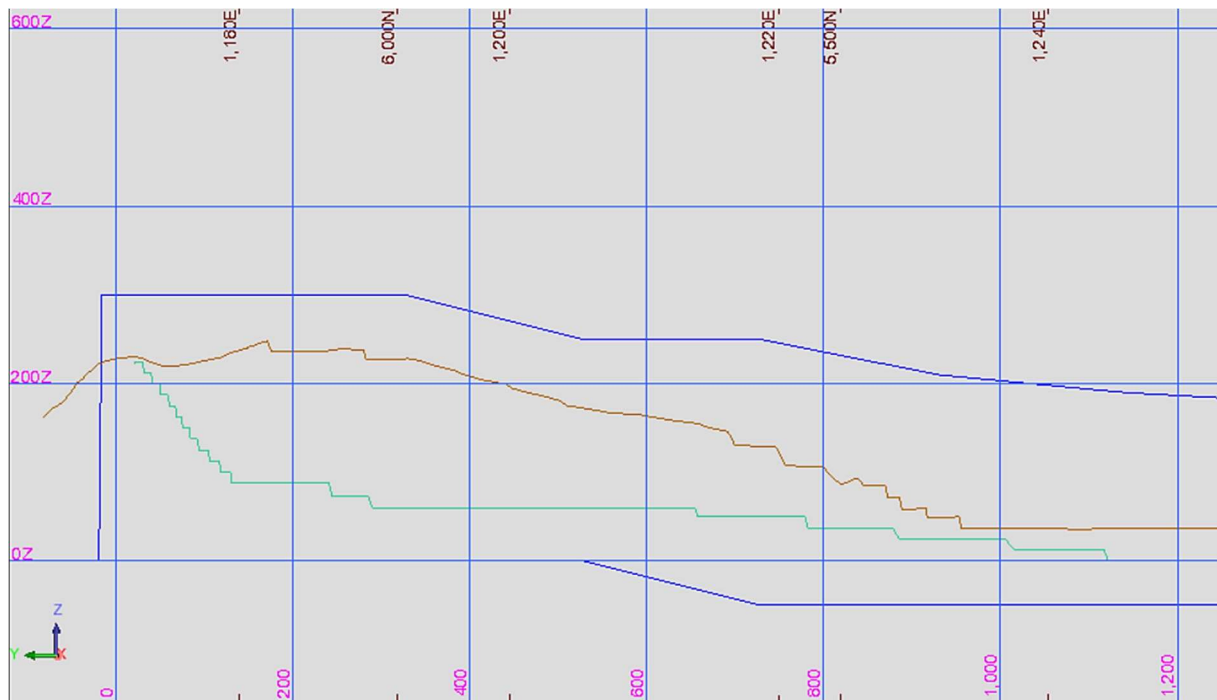
### Vertikalsnitt F-F'



Figur 139: Vertikalsnitt F-F' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.

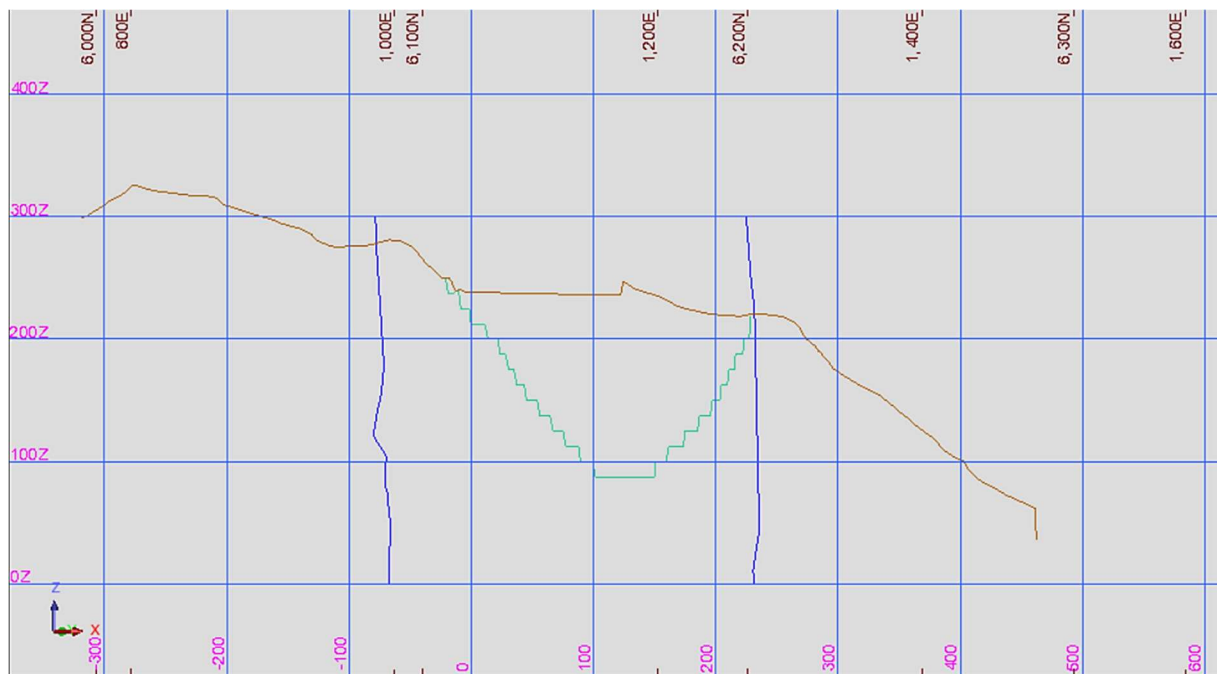


### Vertikalsnitt G-G'



Figur 140: Vertikalsnitt G-G' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.

### Vertikalsnitt H-H'



Figur 141: Vertikalsnitt H-H' som viser dagens situasjon, planlagt endelig dagbrudd og bergartsgrense.



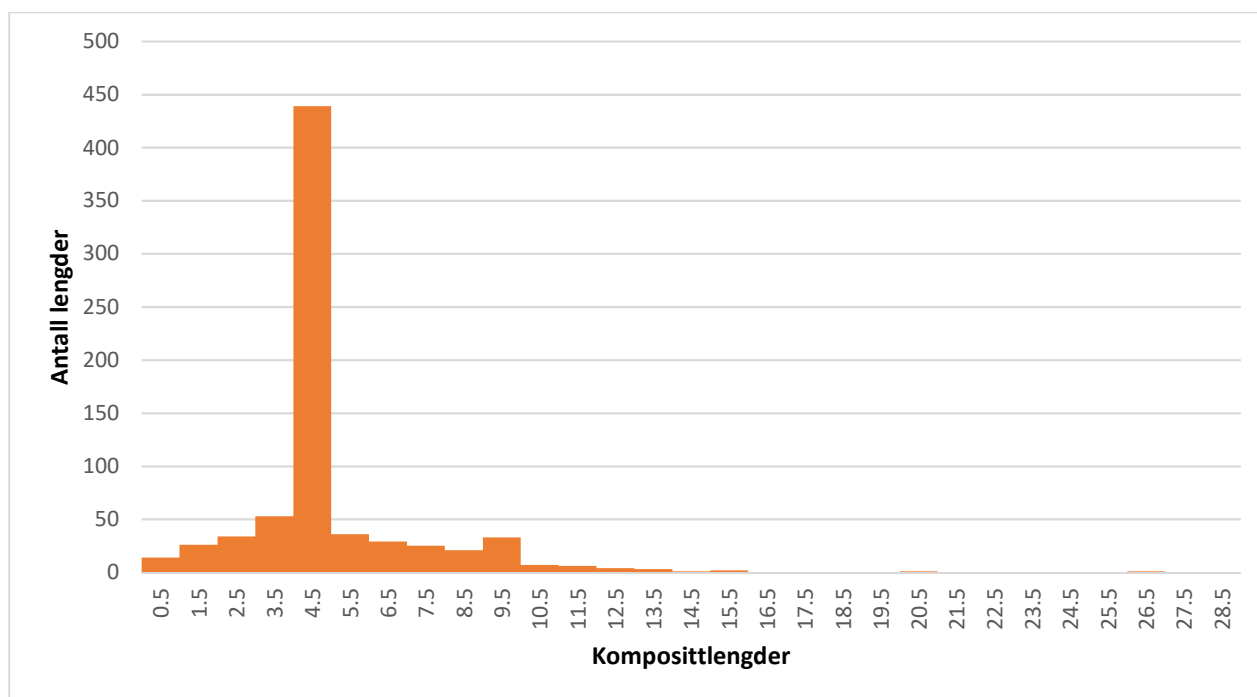
## **Vedlegg F**

Loggførte målinger av Rock Quality Designation (RQD) fra Norcem  
Kjøpsvik

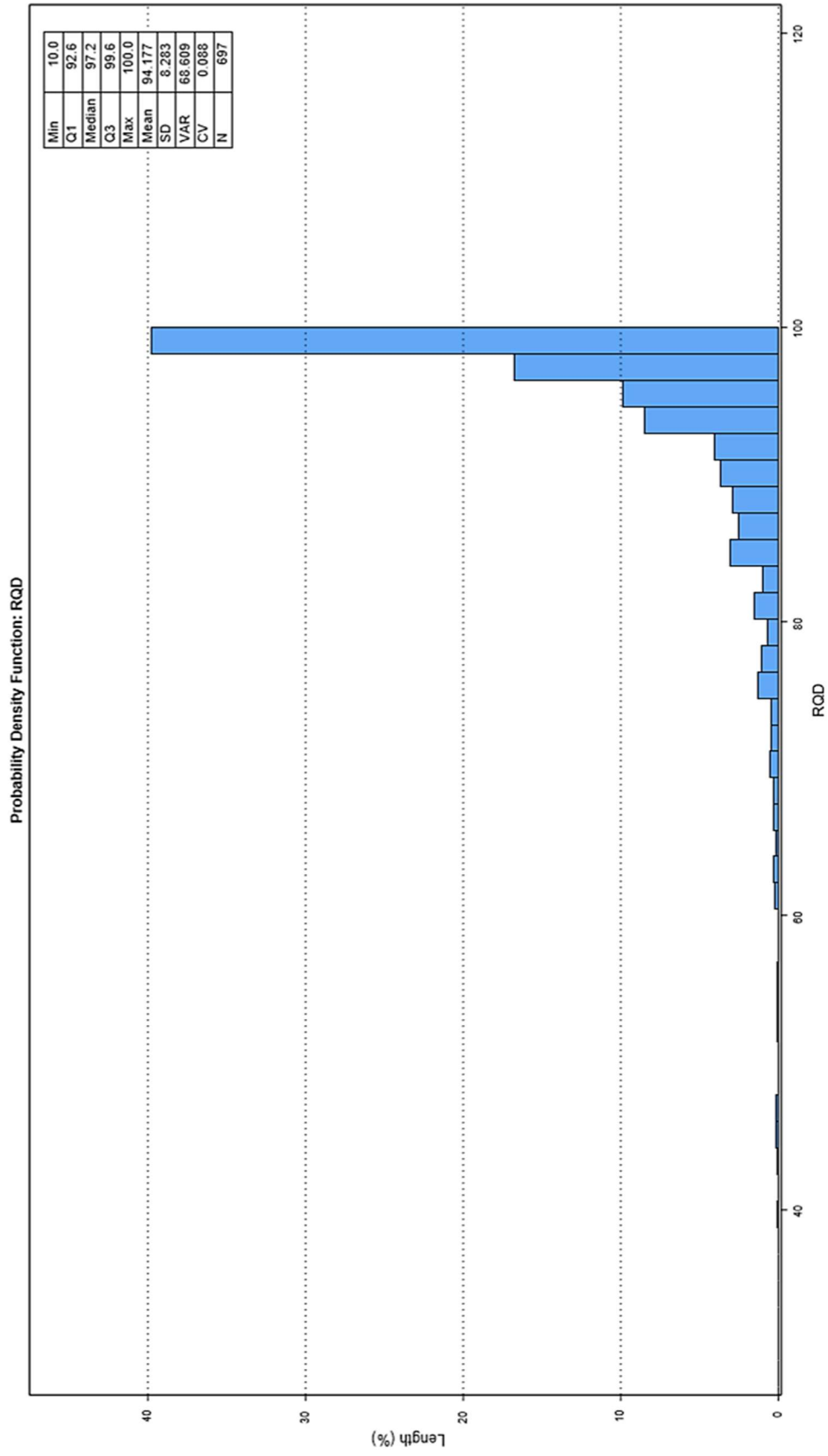
Figur 142 viser fordelingen av komposittlengder Norcem Kjøpsvik har brukt ved beregning av RQD-verdi. 5 meter er brukt som standard komposittlengde i denne oppgaven.

Norcem Kjøpsvik har loggført omtrent 4700 meter med kjerneboret lengde i den sørlige delen av Sentralbruddet. Dette har resultert i 697 noterte RQD-verdier. Figur 143 viser tetthetsfunksjonen for RQD i området. Gjennomsnitt og standardavvik er beregnet til å være  $94.1 \pm 8.28$ .

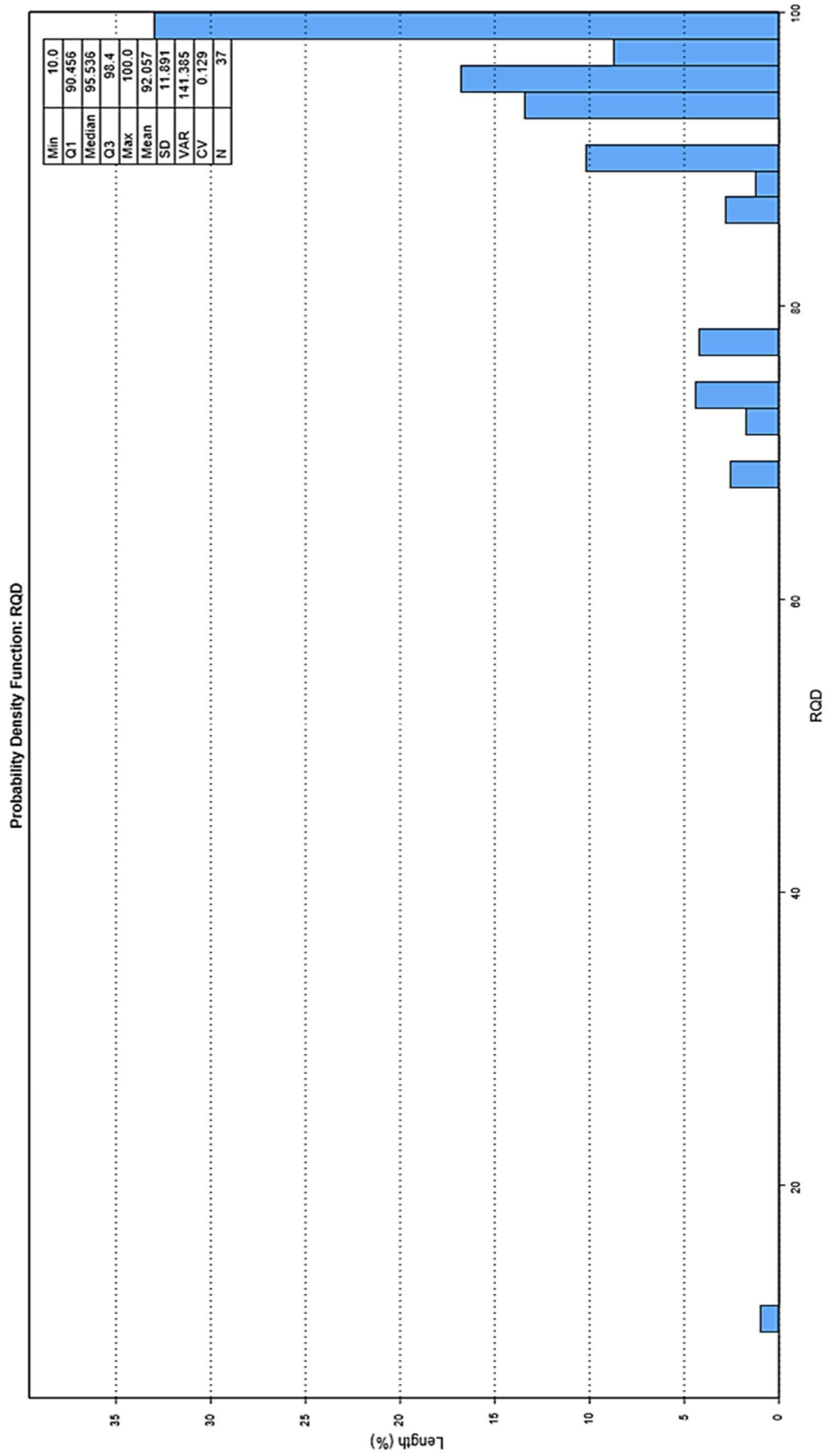
Norcem Kjøpsvik har gjennom 37 registreringer loggført omtrent 200 meter med borekjerner i Kikvikbuddet. Figur 144 viser tetthetsfunksjonen til registrerte RQD-verdier for området. Gjennomsnitt og standardavvik er beregnet til å være  $92.0 \pm 11.89$ .



**Figur 142:** Fordeling av borekjernelengder som har ilagt RQD-verdi. Komposittlengde på 5 meter er brukt i oppgaven.



**Figur 143:** Tetthetsfunksjon for RQD i Sentralbruddet. Histogrammet er basert på 697 registreringer fra kjerneboring



Figur 144: Tetthetsfunksjon for RQD i Kikkvikbruddet. Histogrammet er basert på 37 registreringer fra kjerneboring

## **Vedlegg G**

Konvertering av sprekkeparametere fra Barton-Bandis til Mohr-Coulomb



**Hoek's ligninger (Hoek, 2000b)**

$$\frac{\delta\tau}{\delta\sigma_n} = \tan \left[ JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right] - \frac{\pi JRC}{180 \ln 10} \left[ \tan^2 \left[ JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right] + 1 \right] \quad (17)$$

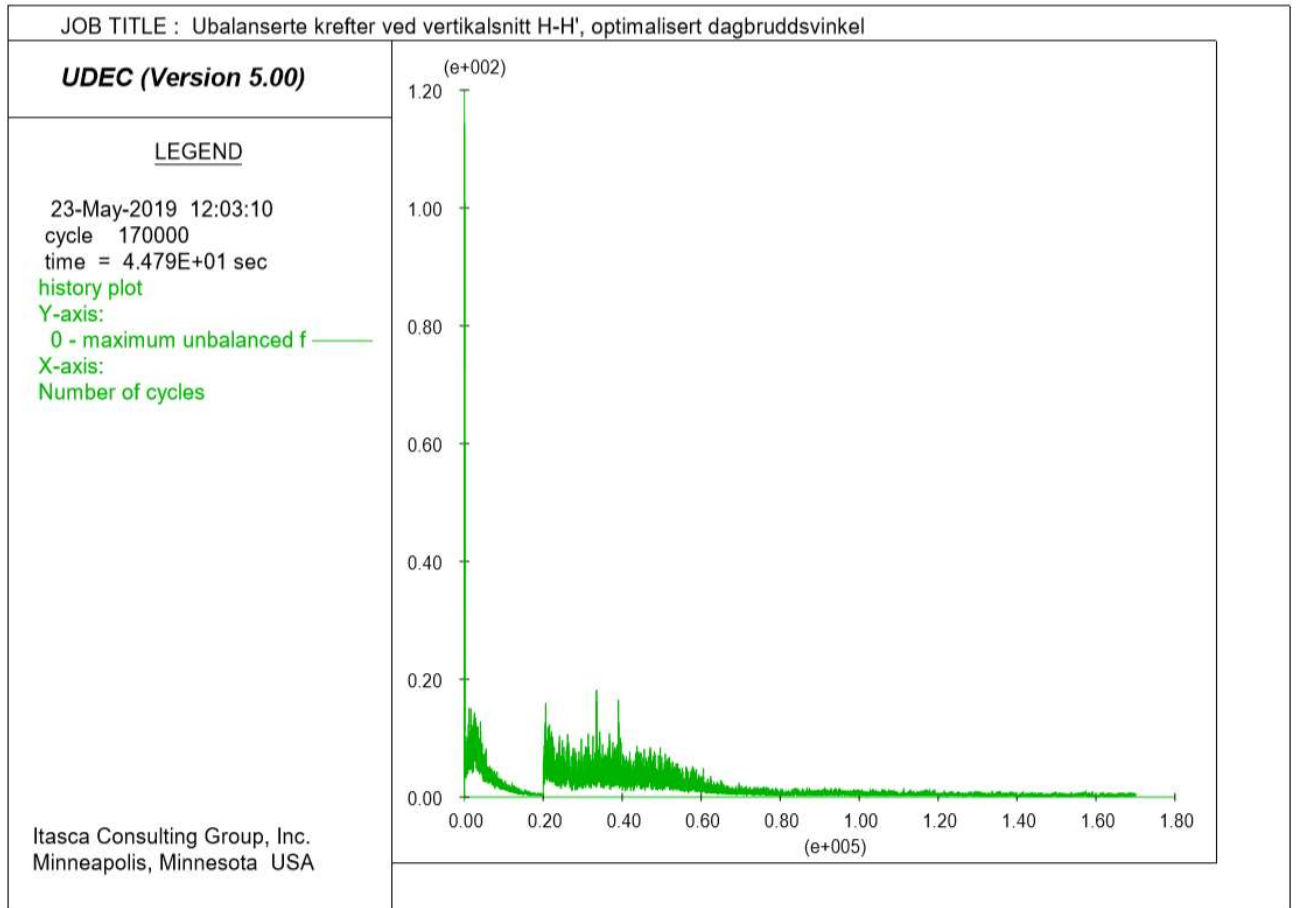
$$\phi_i = \arctan \left[ \frac{\delta\tau}{\delta\sigma_n} \right] \quad (18)$$

$$c_i = \tau - \sigma_n \tan \phi_i \quad (19)$$

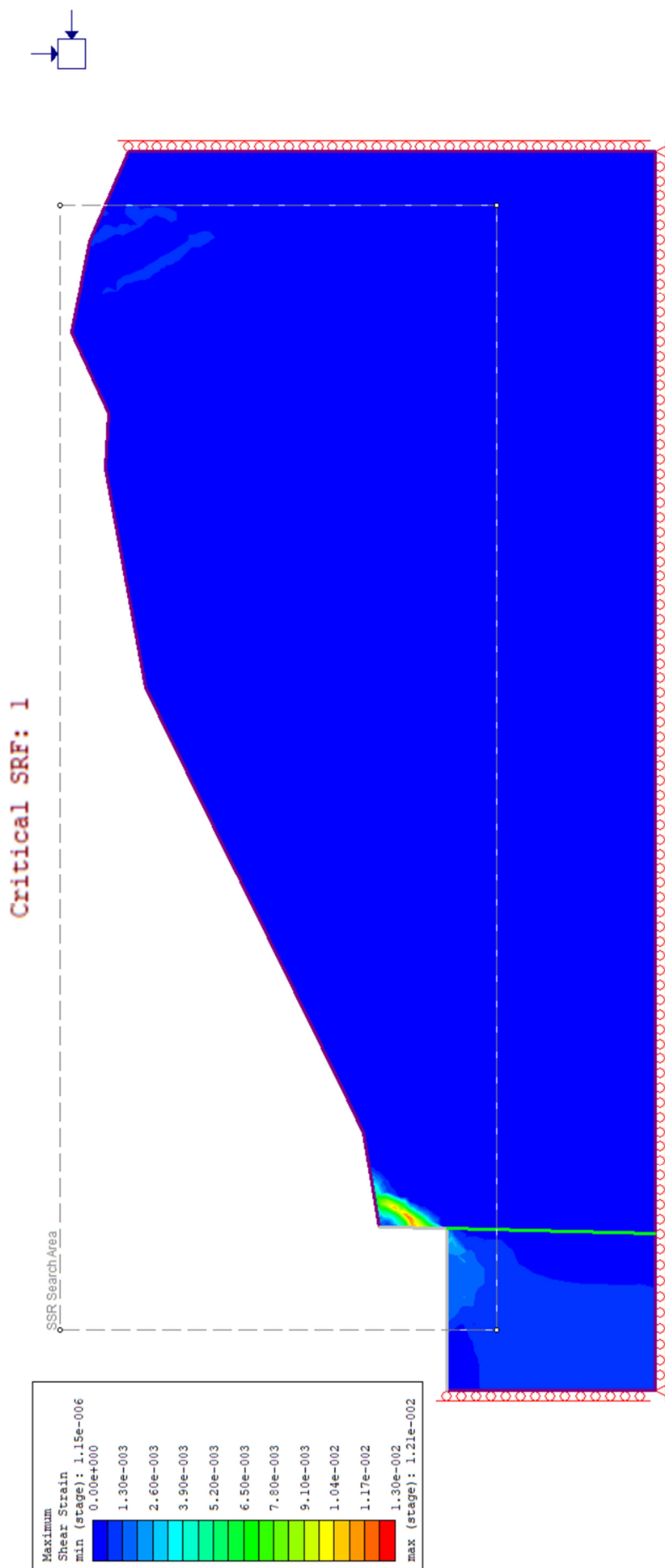
## **Vedlegg H**

Verifisering av numeriske analyser

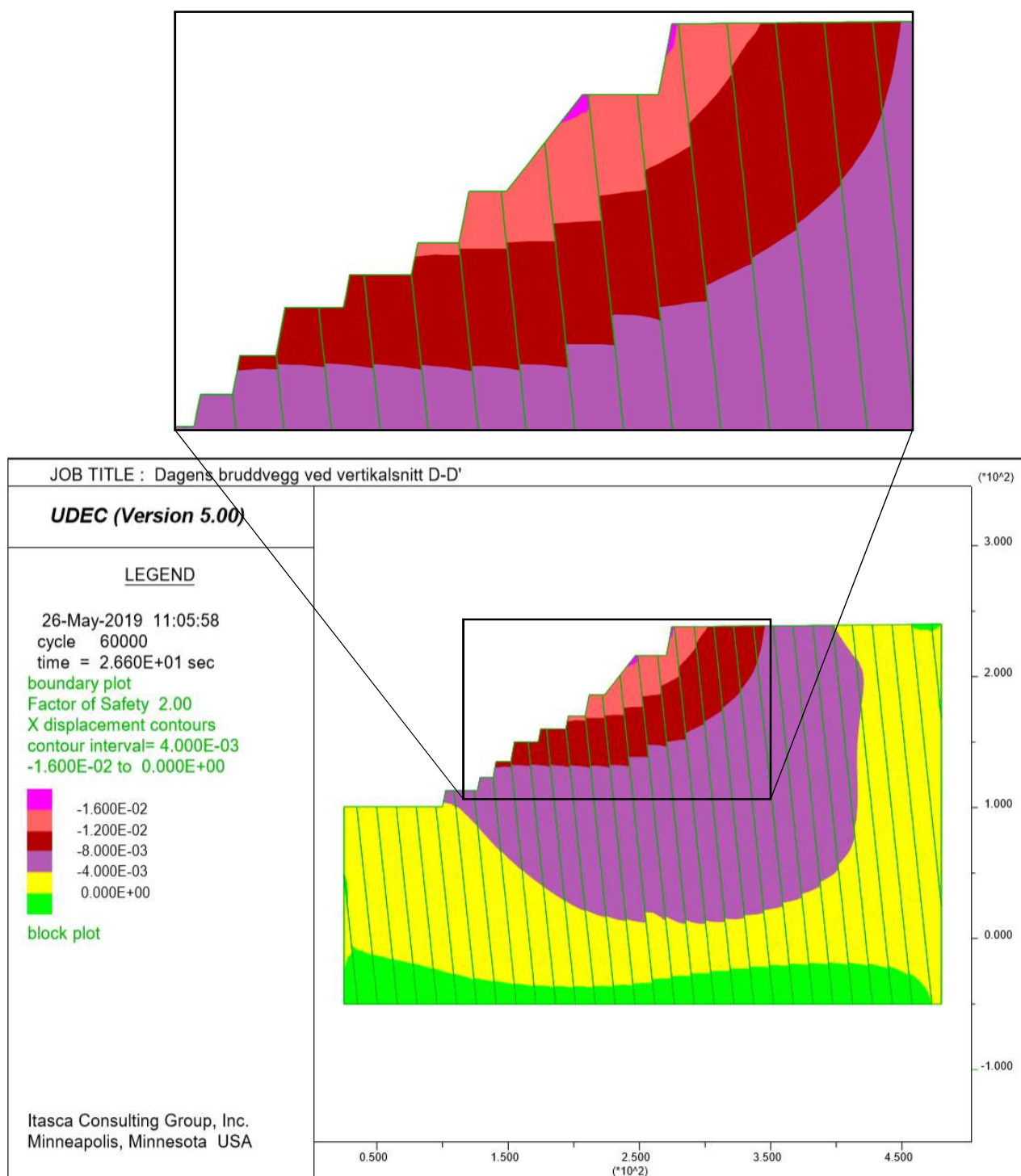




**Figur 147:** For optimalisert dagbruddsvinkel ved vertikalsnitt H-H' er ubalanserte krefter plottet mot syklustid. Konvergering av ubalanserte krefter i modellen går mot en verdi nær 0.



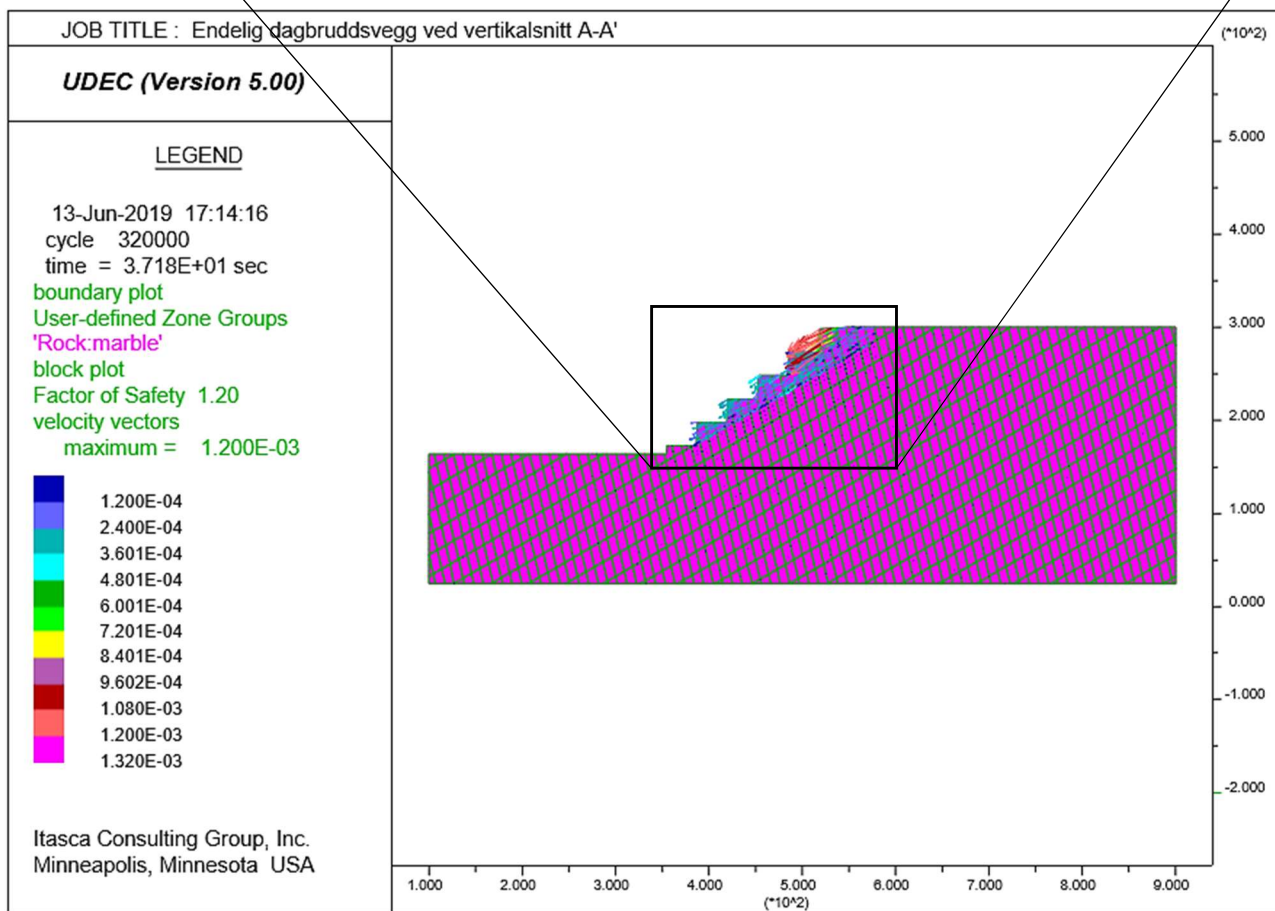
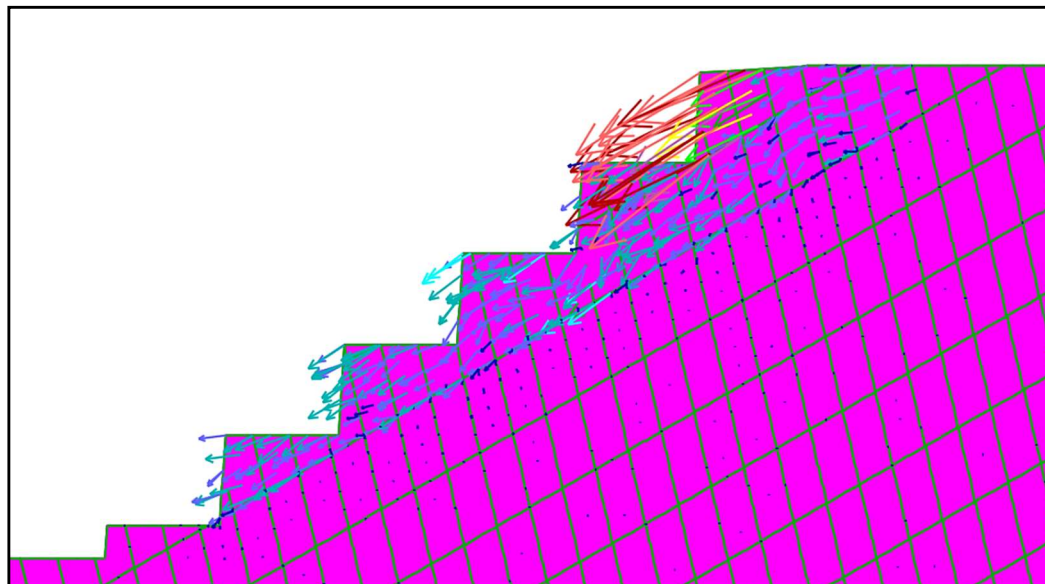
**Figur 148:** Numerisk stabilitetsanalyse i RS2 med overdrevert totalvinkel på 90°. SRF = 1.0 og går i brudd.



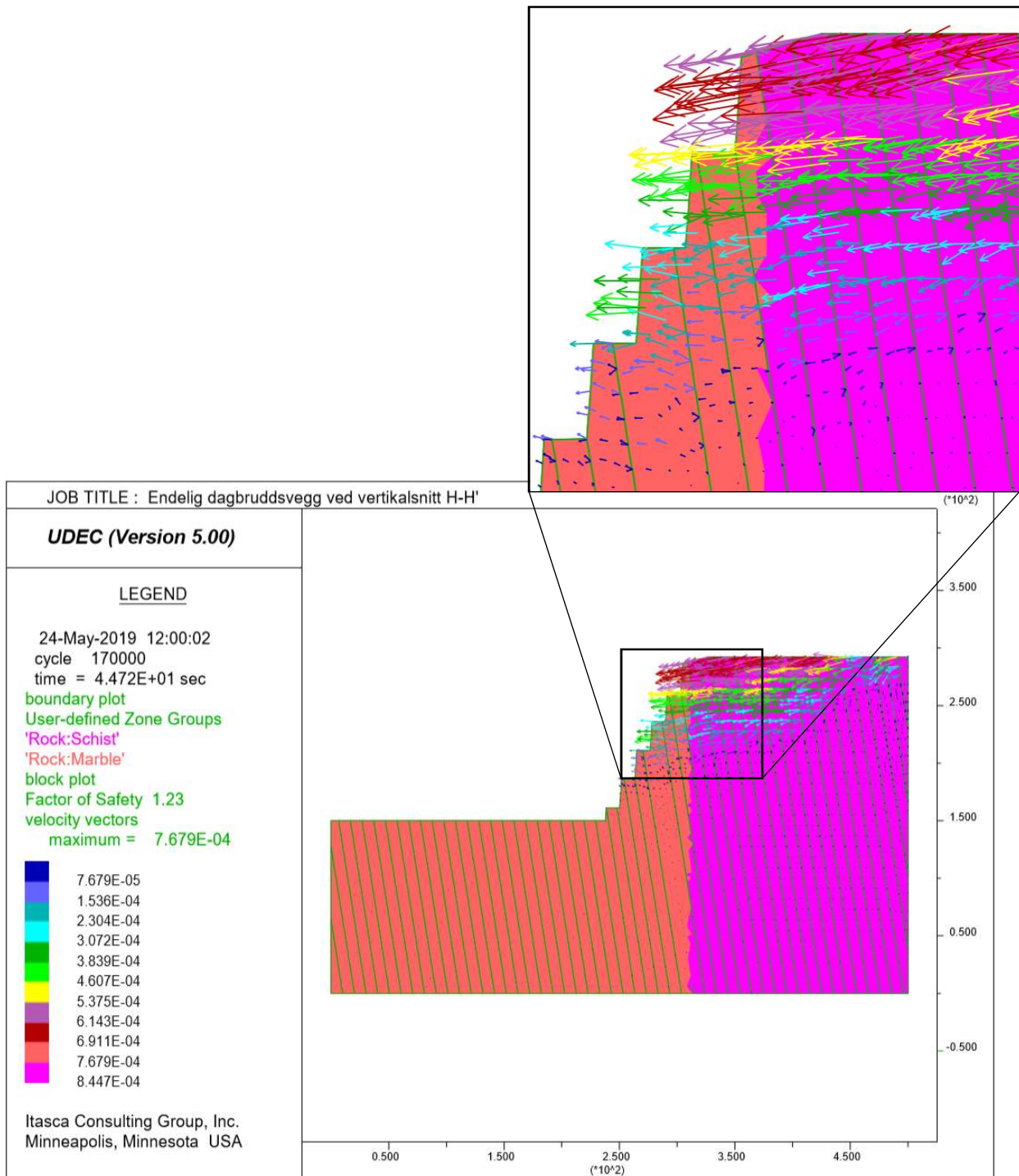
**Figur 149:** Stabilitetsanalyse i UDEC for vertikalsnitt D-D'. Dagbruddsveggen illustrerer dagens situasjon. Designet av Norcem Kjøpsvik. Avstand på sprekkesett er økt til 15 meter for å oppnå forventet stabilitet. Analysen viser deformasjon i x-retning og potensiell bruddkurve med utgående i overkant og i dagbruddsveggen (se rød sone). Sikkerhetsfaktor er estimert til 2.0.

# **Vedlegg I**

Numeriske analyser

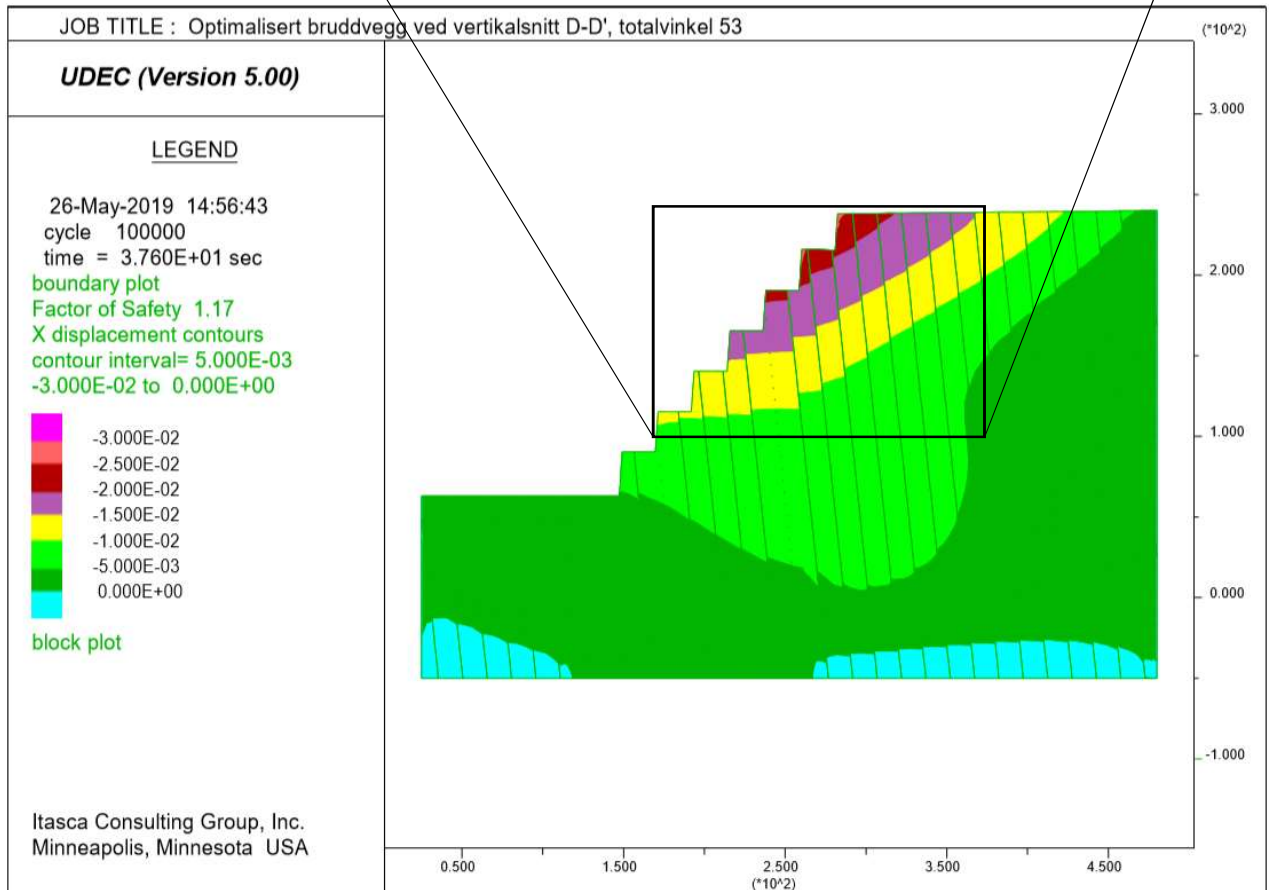
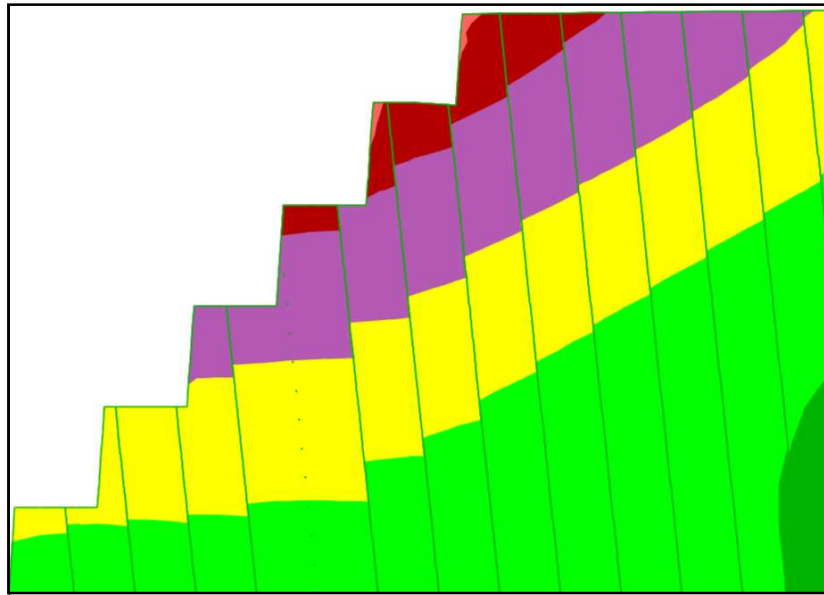


**Figur 150:** Stabilitetsanalyse i UDEC for optimalisert endelig dagbruddsvegg ved vertikalsnitt A-A'. I analysen har en totalvinkel på 42° resultert i en SRF lik 1.20.



**Figur 151:** Stabilitetsanalyse i UDEC for optimalisert endelig dagbruksvegg ved vertikalsnitt H-H'. I analysen har en totalvinkel på 66° resultert i en SRF lik 1.23.





**Figur 152:** Numerisk stabilitetsanalyse i UDEC ved vertikalsnitt D-D'. Modellen er designet som optimalisert endelig dagbruddsvinkel på 53 grader totalvinkel. Analysen viser deformasjon i x-retning og potensiell bruddkurve i overkant og i dagbruddsveggen (se gul, lilla og rød sone). Sikkerhetsfaktor er estimert til 1.17.

