

Vurdering av fare for steinskred

Aina Natterøy

Geofag og petroleumsteknologi

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Anders Schomacker, IGB

Medveileder: Skafti Brynjólfsson, IGB
Albert Twumasi Duah Mensah, SWECO

Noregs teknisk-naturvitskaplege universitet
Institutt for geologi og bergteknikk

Institutt for geologi og bergteknikk

FAKULTET FOR INGENIØRVITENSKAP OG TEKNOLOGI
NTNU – Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

MASTEROPPGAVE 2012

for

Aina Natterøy

Vurdering av fare for steinskred

Assessment of Rock Slide Risk

Masteroppgåva går ut på å vurdere og analysere sentrale tema knytt til steinskred. Oppgåva er skriven i samarbeid med SWECO i Bergen, og lokaliteter som skal vurderast blir vald av dei.

Sentrale punkt i oppgåva kan vera:

- vurdere faren for steinskred knytt til lokalitet
- analysere skredfare ved hjelp av programvare (t.d. RocFall)
- vurdere og diskutere ulike sikringstiltak

Som grunnlag til lokalitetsspesifikke vurderingar blir det innleiingsvis gjennomført eit litteraturstudium.

Vegleiar(e): Anders Schomacker
Skafti Brynjólfsson
Albert Duah Mensah

Forord

Dette er ei M.Sc.-oppgåve i TGB4930-INGGEOL./BERGMEK ved institutt for geologi og bergteknikk; Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgåva har blitt utført over eit semester; våren 2012.

Oppgåva er utført i samarbeid med Sweco i Bergen og er ei meint som ein uavhengig vurdering av skredfaren ved eit nytt bustadfelt under Landåsfjellet. Av den grunn er minimalt med informasjon om Sweco sitt utførte arbeid gitt. Prosjektnamnet er haldt hemmeleg pga. ynskje om anonymitet.

Masteren blei noko forseinka i oppstartinga, fordi Bergen kommune først gløynde min førespurnad om utlevering av topografisk informasjon. Først 14.mars blei LiDAR-data levert, og då i las-format. Fordi min kunnskap om behandling av las-filer i ArcMap var minimal, blei åtte ESRI-kurs gjennomført. Det var ein lang prosess med mykje "prøving og feiling", men sluttresultatet blei bra.

Eg vil gjerne takke bi-vegleiar, Albert Duah Mensah, for å ha gjort det mogleg å skrive om oppgåva. Ein stor takk vert også retta til Lars Harald Blikra, for viktig input om skredfarevurdering og tipset om spesialavtalen til Bergen kommune om utlevering av data til studentoppgåver. Dette var essensielt for å komme i gang med oppgåva. Eg vil også rette ein stor takk til Anders Schomacker, min hovudvegleiar, for nyttige kommentarar undervegs i prosessen.

Til slutt vil eg gjerne vera etterpåklod; teoridelen presenterer tema som ikkje blir nytta i oppgåva, men som er relevante nok i forhold til problemstilling. I hovudsak er det den avgrensa tilgangen til øvste fjellkant som er årsaka til dette. Dersom meir kunnskap om oppgåva hadde vore kjent ved skriving av masterkontrakten, som då var at "steinskredfaren ved Landåsfjellet skulle vurderast", kunne dette vore unngått. Det viste seg også raskt at tomta allereie var sikra med eit fanggjerde. For i det heile tatt å oppnå eit nytt resultat og utnytte min tilgang på LiDAR, blei RocFall-analyseringa utvida til også å studere feilkjelder i resultata ved bruk av RocFall. Såleis skifta oppgåva litt fokus, og meir spesifikk kunnskap om steinsprang og deira forplantning langs skredbanen kunne vore funne, men dette var det ikkje tid til.

Bilete på framsida er henta frå nettsida: www.transportscotland.gov.uk

Samandrag

Først i denne oppgåva blir viktig teori om skråningsstabilitet gjennomgått. Teorien dannar grunnlaget for vurdering av faren for steinskred for ei tomt under Landåsfjellet i Bergen. Område er usedvanleg godt kartlagd og mykje informasjon er funne frå eksisterande rapportar, samt databasetenester og flyfoto. Ein kort felttur la grunnlaget for å lokalisere og vurdere potensielle kjeldeområde og skredmateriale. Eit viktig gjennombrøt i vurderinga kom ved tilgang på LiDAR, som gjorde det mogleg å utarbeide detaljerte digitale terrengmodeller i ArcMap. Dette var særleg viktig, fordi topografi og hellinga dermed kunne studerast nøyaktig, lineament tolkast og strukturer observerast.

Resultata frå forundersøkinga og GIS-analysen viser at skråninga for det meste består av talus med lauvskog, men at det i umiddelbar nærleik i nord finnes morene som er utsatt for jordskred/flomskred. Konsekvensen for tomta ved ei slik hending er ikkje avklart. Skredmasser er registrert i store deler av skråninga, men i større omfang på tomta og under brattskrentane. I hovudsak er materialet av eldre dato, og kun ein plass vart nyleg nedraste blokker observert, i form av små og tynne plater med ubetydeleg utløpslengd. På grunn av redusert tilgang til øvste fjellkant, er det ikkje mogleg å avklare risikoen for uønska hendingar. Oppgåva konkluderer med at det på tomta er fare for steinsprang, men at sannsynet for større hendingar er uavklart. I skråninga finnes fleire lokale brattskrentar som steinar kan lausne frå, men flatare parti mellom desse vil i stor grad bremse opp steinane. Fordi lagdelinga er steil og parallelt skråninga, er stabilitetsproblemet til område toppling.

For å kvantifisere steinsprangfaren, er steinsprang simulert i RocFall frå fleire lokalitetar langs tre profil i skråninga. Det er funne kor steinane fell til ro, samt maksimal energi og spranghøgde langs skredbanen. Faren er minimal i profil ein, fordi svært få steinar når tomta og dei som gjer det har ubetydeleg energi. Profil to og tre liknar på kvarandre, men energien til skredmaterial i profil 3 blir i større grad stoppa på grunn av eit stort, flatt parti midt i skråning og fordi nedste skråning er lang og slak. Faren for steinsprang er derfor størst frå øvste fjellkant i profil to. For å finne anbefalt sikring er energifordeling og vertikal spranghøgde analysert i fem punkt mellom husveggen og siste brattskrent. Dersom ein godtek at fem av 5000 steinar overstig sikringsdimensjonane og at største blokk er 2700 kg, må sikringa tåle treffenergi på 1050 kJ og ha ei høgde på 4 eller 5 m, litt avhengig av plasseringa. Tidlegare rapportar anbefaler fanggjerdet som sikringstype, og ingen grunn til å endre dette er funne.

For å anslå usikkerheita i anbefalinga, er simuleringane køyrd både på profil med detaljert skråningsgeometri og profil med mindre nøyaktig skråningsgeometri. Resultatet viser at

simuleringane er ømtolig for detaljnivået til skråningsgeometrien og val av underlag. Programmet tek heller ikkje omsyn til lauvtree i skråning noko som fører til eit overestimert resultat, men ukjent kor mykje. Desse årsaka er grunnen til at RocFall-resultat ikkje må brukast som fasit. Resultata må i staden brukast som eit hjelpemiddel i lag med erfaringar frå liknande prosjekt.

Abstract

This report starts with a review of theory covering slope stability. This theory will lay the foundation for an assessment of the risk associated with rockslide at a building site just beneath Landåsfjellet in Bergen. The area is very well documented, and much information was found in previous studies, in addition to online services and aerial photographs. A short field survey was carried out to identify and assess rockfall source areas and material prone to sliding. An important breakthrough came with access to LiDAR, which made it possible to prepare detailed digital terrain models in ArcMap. This was of special importance as it made it possible to study in detail the topography and slope, interpret lineament and observe structures.

The preliminary investigation shows, together with the GIS-analyse, that the slope is mainly covered by talus and trees. There is also some moraine with a risk of earth slide close by. The consequences on the building if sliding, is not known. Rock slide deposits have been observed in large parts of the mountainside, but in a particularly large extent close to the building site and beneath local cliffs. Most of the debris is of old age, and only at one location was a recent fall observed during field survey. The rockfall consisted of small, thin slabs and had an insignificant runout length. Due to limited access to the upper part of the mountainside there are some uncertainties regarding the risk of unwanted incidents. Nevertheless, the report concludes that there indeed is a hazard of rockfall at the building site, but no information regarding larger events is known. There are several local cliffs along the mountainside where rocks can detach and initiate a rockfall, but the speed will significantly be reduced by areas with less of a gradient in-between these cliffs. Because the stratification in the area is steep and parallel to the mountainside the main stability concern is that of toppling.

To assess the risk of rockfall several simulations have been performed using RocFall. Three potential paths for sliding were identified, and simulations performed from various release sites in the slope. The end position, maximum energy and bounce height was recorded for all rocks along the path. Path one represented negligible risk to the building side as very few rocks actually reached the site, and for those who did the energy was very low. Path two and three showed similar results, but overall the energy of rocks along path three tended to be a bit lower, mainly due to an area in the middle with lesser gradient and the lowermost part of the slope which was long and smooth. The risk associated with rockfall is therefore greatest along path two. Five potential locations for implementation of safety measures were investigated by analysing the energy and vertical bounce height of rocks in detail. By assuming that the largest rocks are no more than 2700 kg and accepting that five of 5000 rocks will exceed the fence, it was found that a safety fence must be designed to

withstand impact energy of 1050 kJ and be between 4 and 5 meters high, depending on the exact location. Previous studies have concluded that a safety fence is the preferred safety measure, and there were found no reason to question this conclusion.

To determine the sensitivity of the analysis all simulations were performed twice, using different accuracy levels of the slope geometry. The findings show that the results are highly sensitive to the slope geometry and ground cover materials. A downside with RocFall is its lack of ability to consider the effect of trees, which will reduce both the energy and bounce height. The results are therefore overestimated, but unknown how much. These reasons are why RocFall cannot be used as a conclusive decision tool. RocFall should instead be used as guidance together with knowledge from similar projects.

Innholdsliste

Forord.....	III
Samandrag.....	IV
Abstract.....	VI
Figurliste.....	X
Tabelliste.....	XII
1. Introduksjon.....	1
1.1 Bakgrunn.....	1
1.2 Tidlegare arbeid.....	1
1.3 Metodar.....	2
2. Teori.....	5
2.1 Steinskred.....	5
2.2 Faktorar som påverkar skråningsstabiliteten.....	7
2.3 Eigenskapar til bergmassen.....	9
2.4 Viktige parametrar ved skråningsanalyser.....	10
2.5 Diskontinuitetar i bergmassen.....	12
2.6 Metodar til å bestemme bergmekaniske eigenskapar.....	16
2.7 Brotkriterium.....	20
2.8 Stabiliteten og risikoen ved steinskred.....	23
3. Forundersøking.....	30
3.1 Om tidlegare arbeid.....	30
3.2 Skredaktivitet i område.....	31
3.3 Geologi.....	32
3.4 Nedbør og klima.....	36
3.5 Stabiliserande faktorar.....	37

3.6	Anbefalt sikring	37
4.	Resultat frå feltarbeid	39
4.1	Om resultata	39
4.2	Vatn.....	40
4.3	Fjellblotningar og lausmasser	40
4.4	Skredmaterial	41
4.5	Potensielle lausneområde	41
4.6	Sikringstiltak	42
4.7	Bilete	42
5.	GIS-resultat.....	46
5.1	Om resultata	46
5.2	Analyse	46
6.	RocFall-resultat	52
6.1	Om resultata	52
6.2	Analysering av steinsprangfaren for profil 1 – 3 ("laserfil").....	53
6.3	Skråningsgeometrien sin effekt på resultata.....	54
6.4	Vurdering av sikringstiltak.....	56
7.	Konklusjon	60
8.	Vidare arbeid	61
9.	Tabelliste	62
	Vedlegg	67

Figurliste

<i>Figur 1 – Vanlege skredinndeling i Norge (NGI, 2012)</i>	6
<i>Figur 2 - Illustrasjon av faktorar som påverkar stabiliteten til fjellskråningar (Volkwein et al., 2011)</i>	9
<i>Figur 3 - Illustrasjon av korleis topografien set opp eit spenningsfelt i jorda(Holt & Li, 2008)</i>	11
<i>Figur 4 - Spenningsfordeling langs eit plan (Natterøy, 2012)</i>	11
<i>Figur 5 - Peak- og basic-friksjonsvinkel (Hoek, 2007)</i>	11
<i>Figur 6 - Detaljoppsprekkinga til bergmassen (Nilsen & Palmstrøm, 2000)</i>	12
<i>Figur 7 - JRC-profil, eit utdrag frå den opphavlege tabellen til Barton and Choubey (1977)</i>	13
<i>Figur 8 - Sprekkeoverflata har stor tyding for skjærstyrken til sprekkene (Turner & Schuster, 1996)</i>	13
<i>Figur 9 – Illustrasjon av ruheitsvinkelen (Hoek, 2007)</i>	13
<i>Figur 10 - Illustrasjon som viser prinsippet bak stereografisk projeksjon (Nilsen & Broch, 2009)</i> ..	14
<i>Figur 11 - Illustrasjon av korleis fire vanlege utrasningstypar truleg vil framkomme med stereografisk plotting (Hoek & Bray, 1991)</i>	15
<i>Figur 12 - Figuren viser kvifor storleik på bergartsprøvar vil påverke måleresultat (Janelid, 1965)</i>	16
<i>Figur 13 – Schmidt hammar (CMD Civil, 2012)</i>	19
<i>Figur 14 – Punktlasttesting av ein bergartsprøve (N.T.U.A., 2012)</i>	19
<i>Figur 15 - Diagram til avlesing av Schmidt hammar-verdi (Hoek, 2007)</i>	19
<i>Figur 16 - Transportabel skjærboks nytta i felt (Nilsen & Broch, 2009)</i>	20
<i>Figur 17 - In-situ skjærttesting (González de Vallejo & Ferrer, 2011)</i>	20
<i>Figur 18 - Mohr-sirkel (Panda, 2010)</i>	21
<i>Figur 19 - Bruk av HY-STONE i modellering av steinskredfare ved Hellesylt. Figuren til venstre viser skredfrekvens, mens figuren til høgre viser maksimum spranghøgder i meter (Blikra, Hole, & Anda, 2011)</i>	24
<i>Figur 20 - Fem forskjellige utrasningstypar (Nilsen & Broch, 2009)</i>	25
<i>Figur 21 - Inndeling av utrasningstypane etter skredmaterialet (Turner & Schuster, 1996)</i>	25
<i>Figur 22 – Enkel, deterministisk stabilitetsanalyse av ei skråning (Nilsen & Broch, 2009)</i>	26
<i>Figur 23 - Oversikt over forskjellige analysemetodar nytta til å vurdere skråningsstabilitet (Loftesnes, 2010; Nilsen & Palmstrøm, 2000)</i>	28
<i>Figur 24 - Fullskala test av eit fanggjerdet (foto: K. Moen, Multiconsult)</i>	29
<i>Figur 25 – Områdeinndelinga av Landås fjellet i Bergen (A-G), nytta i ROS II</i>	30

<i>Figur 26 - Flyfoto frå 1951 over det same område, men med betrakteleg mindre busetnad (ROS II).</i>	31
<i>Figur 27 - Vêrdata frå målestasjonen Florida hausten 1998. Diagrasset viser både skredet 22/11 og 25/12 blei utløyst etter mykje nedbør som etterfulgte nokre dagar med frost (ROS II).</i>	32
<i>Figur 28 – Bergensbuene, som er lett synleg på satelittfoto, med skyvedekker markert i fargar (Ramberg et al., 2007).</i>	32
<i>Figur 29 - Vertikalt snitt gjennom Bergensbuesystemet som går frå Fyllingsdalen i nord til Fana i sør-søraust (H. Fossen & Ragnhildstveit, 1997).</i>	33
<i>Figur 30 - Detaljkartlegging av berggrunnsgeologien til lille Bergensbue (H. Fossen & Ragnhildstveit, 1997).</i>	34
<i>Figur 31 - Oversikt over lausmassar i det aktuelle område, NGU sin databaseteneste.</i>	35
<i>Figur 32 - Naturtype og friluftsliv (Arealis)</i>	36
<i>Figur 33 - Bonitetskart over det aktuelle område (Arealis)</i>	36
<i>Figur 34 - Simulert vassavrenning frå ROS II, med blå steikar som indikerer bekker (ROS II).</i>	37
<i>Figur 35 - Oversikt over anbefalte sikringstiltak under Landåsfjellet (ROS II).</i>	38
<i>Figur 36 – "Kolstien" - Oversikt over det aktuelle område, med markering av hustomt (omtrentleg) observasjonar og profil nytta i RocFall.</i>	39
<i>Figur 37 - Stereografiske plotting av målingane i felt (Tabell 4).</i>	41
<i>Figur 38 - Flytskjema som visar anbefalt metodikk ved identifisering av potensielle utløysings område for steinskred.</i>	47
<i>Figur 39 - Observerte strukturer frå analysen i ArcMap.</i>	49
<i>Figur 40 - "Skråningsvinkel" – Gradientanalyse over område. Raude piler viser døme på område bratt nok til at skred kan utløysast, mens lilla piler viser flatare parti som vil bremse skredmaterial.</i>	49
<i>Figur 41 - "Lineament" – Lineamentstolking basert på fjellskygge frå "Topografisk norgeskart 2" og "hillshade" (firkanten i midten).</i>	50
<i>Figur 42 – Resultata frå lineamentstolkinga vist i sprekkerose.</i>	50
<i>Figur 43 - "Skråningsaspekt" - Himmelretninga til skråninga i det aktuelle område.</i>	51
<i>Figur 44 - "Steepest path" - Brattaste bane frå forskjellige punkt langs fjellkanten over den aktuelle tomta.</i>	51
<i>Figur 45 – Stor forskjell i spranghøgda til seinsprang frå B1 (venstre) og B2 (høgre).</i>	54
<i>Figur 46 - Det er svært tydeleg at brattskrentane på profil 3 (venstre) ikkje finnes på profil 3* (høgre). Den lange, slake skråning over tomta i profil 3*, som overestimerer resultat, er også svært synleg.</i>	56
<i>Figur 47 – Dei fem målepunkta der vertikal passeringshøgde og energi er målt i profil 2.</i>	57
<i>Figur 48a</i>	59
<i>Figur 49b - Grafane viser målt energi ved fem horisontale lokalitetar med ulikt materialdekke langs skråninga ("talus med vegetasjon" og "talusdekke"). Det er tydeleg at steinane oppnår størst energi med "talusdekke".</i>	59

Tabelliste

<i>Tabell 1 - Hellingsklassar nytta i gradientanalysen til ROS II.</i>	7
<i>Tabell 2 - Samanheng mellom einaksa trykkfastheit og punktlaststyrken (Nilsen & Palmstrøm, 2000).</i>	18
<i>Tabell 3 - Sikringstiltak mot steinsprang (Vegdirektoratet, 2011).</i>	29
<i>Tabell 4 - Måling av strøk og fall for registrerte observasjonar.</i>	40
<i>Tabell 5 – Inndeling av uønska skredhendingar basert på volum, nytta i risikovurderinga i ROS II.</i>	42
<i>Tabell 6 - Nødvendig dimensjon til fanggjerdet dersom ein tillet fem av 5000 steinar å gå over</i>	58

1. Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Etter den tragiske ulykka i Hatlestad terrasse i Bergen kommune, kor tre personar omkom i eit jordskred 14.sept. 2005, varsla direktoratet for samfunnssikkerheit og beredskap (DSB) auka fokus på skredfarekartlegging. Skredproblematikken blei for alvor sett på dagsordenen.

Eit aukande press på arealområda i tettbygde strøk, gjer at det stadig oftare blir tillate å bygge på skredutsette stadar. Det er opp til ekspertar og kommunalt tilsette, med ansvar for byggjeløyver, å sørgje for at sikkerheita til folk blir ivaretatt, om det så er å nekte folk å bygge. Bergen by som ligg mellom dei "syv fjell", er ingen unntak når det gjeld liten plass. Bakgrunnen for denne masteroppgåva er nemleg bustadbygging på ei skredfarleg tomt i Bergen, med ei bratt skråning opp til Landåsfjellet bak tomta. Mi oppgåva har vore å vurdere faren for steinskred.

Problemstilling:

Kva er steinskredfaren på den aktuelle tomta og er det nødvendig å utføre sikringstiltak? Dersom det er fare for steinskred, kva sikringstype og dimensjon er nødvendig?

For å finne svar på problemstillinga, blir det innleiingsvis funne generell kunnskap om ulike steinskredtypar og skredmekanismar. Deretter blir viktige faktorar styrande for skråningsstabiliteten, samt aktuelle undersøkingsmetodar gjennomgått. Vidare blir skredfaren vurdert ut i frå forundersøkingarbeid, feltarbeid og GIS-analyse. Til slutt blir det gjennomført omfattande simulering av steinsprang i RocFall. Konsekvensen av steinsprang frå 4-5 forskjellige utløysingsområde med ulik steinstorleik vert vurdert. Dersom det er behov for sikring, blir det ved hjelp av RocFall forsøkt å finne anbefalt dimensjon. For å anslå nytteverdien til RocFall-resultata, blir feilkjelder studert.

Det aktuelle område er relativt godt kartlagt, men nytt i denne skredvurderinga er bruken av LiDAR-data. Dette vil forhåpentlegvis føre til ein betre nøyaktigheit av skredfarevurderinga ved den aktuelle tomta.

1.2 Tidlegare arbeid

På oppdrag frå Bergen kommune har NGU gjennomført ein første ROS-analyse av skredfaren i heile kommunen (ROS I). Multiconsult fekk i oppgåve å utføre fase to av prosjektet: detaljkartlegging og vurdering av skredfaren langs Landåsfjellet (ROS II) (Multiconsult, 2006; NGU, 2006b).

I forbindelse med utarbeiding av reguleringsplanen for bustadfeltet blei skredfaren i område vurdert av Geir Bertelsen på vegne av Geo Bergen (2001). Rapporten anbefaler å sette opp fanggjerde eller skredvoll for å sikre mot steinsprang. Ved ny søknad om rammetillatelse, brev datert 22.1.2006 til Kari Saarisilta, blei skredfaren og behov for sikringstiltak oppdatert av Bertelsen, denne gang på vegne av Opticonsult. Rammetillatinga frå Bergen kommune datert 27.9.2010 set vilkår om fullstendig skredvurdering før utbygging. Det blei vedtatt å undersøke om skredfaren var blitt endra, denne gang utført av Sweco (2011). Det blei konkludert med at skredfaren framleis er lik, og at Geo Bergen sin konklusjon fortsatt er gyldig.

Sweco sin skredfarevurdering er utlevert av Albert Duah Mensah, men resultat og konklusjon er fjerna frå rapporten. Notata frå Geo Bergen og Opticonsult blei tilsendt frå Gunn Ø. Petersen, geolog i Bergen kommune.

1.3 Metodar

1.3.1 Programvare

Programmer nytta i denne masteroppgåva er:

ArcMap 10.0

RocFall 4.057 (Rocscience)

DIPS 5.109 (Rocscience)

1.3.2 Datagrunnlag

Bergen kommune har ein spesialavtale for studentar om utlevering av nødvendig data til masteroppgåve. Underteikna fekk såleis tilgang på LiDAR-data over det aktuelle område (i las-format) og dxf-fil med høgdekoter og innteikna hus.

I forundersøking er ein rekke databasetenestar på internett nytta:

- Arealis hadde som mål å lette tilgangen til informasjon om areal- og planinformasjon, vist tematisk. Det var NGU som utvikla kartapplikasjonen, og sjølv om Arealis ikkje lenger er ei sjølvstendig nettside er applikasjonen haldt ved like fordi den fortsatt er mykje nytta (H. Fossen & Ragnhildstveit, 1997).
- NGU har ansvar for å lage og halde ved like fleire nasjonale kartdatabaser. Brukt i denne oppgåva er informasjon om berggrunn, lausmasser og grunnvatn. Skrednett, ein nasjonal oversikt blant anna kartlagde skred, skredrisiko og skredhendingar, er også nytta. Dette er ein teneste som NVE har ansvar for, men som er drifta av NGU (NGU, 2012).
- WMS-teneste frå kartverket, der dei opne tenestene til Kartverket er vist, er også nytta. I hovudsak er desse retta mot utviklarar av applikasjonar. I hovudsak er tenesta "Topografisk Norgeskart 2" nytta. Ein føresetnad for bruken er at tenestene ikkje blir brukt som ei inntektskjelde og tydeleg referering til kjelda er nødvendig (Kartverket, 2012).

Sweco har køyrd sine egne steinsprangsimuleringar i RocFall. Deira tre skråningsprofil er utlevert, samt informasjon om materialval og materialeegenskapar langs skredbanen, men resultatet er ikkje kjent.

1.3.3 Feltarbeid

I utgangspunktet var det ikkje lagt opp til feltarbeid i forbindelse med masteroppgåva, men etter å ha sett gjennom funna i forundersøkinga, var det lite informasjon om særleg skredmaterialet og potensielle kjeldeområde. Underteikna valde derfor å kombinera ei anna reise til Bergen med ein kort tur i felt, men lita tid førte til ein overflatisk feltgransking (3 t). Det blei prioritert å finne og undersøke potensielle utløysingsområde og studere skredmaterial.

Synfaringa starta på tomta og gjekk deretter sikk sakk oppover lia til kote 220, som var det høgste punktet på synfaringa. Kun halve skråninga er altså blitt kartlagd i felt.

1.3.4 Geografiske informasjonssystem (GIS)

Fordi NTNU har lisens på ArcGIS, blei dette brukt som GIS-verktøy i denne masteroppgåva. Fordi LiDAR-data kom som las-filer, måtte dei først konverterast for å kunne brukast i ArcMap (del av ArcGIS). Målet var å lage ein detaljert digital terreng modell (DTM) som kunne analyserast med dei innebygde verktøya i ArcMap. Som nemnd i forordet måtte informasjon om ArcMap lærast. Det blei derfor ein del "prøving og feiling" med forskjellige verktøy og cellestorleik før eit brukande resultat blei funne.

Ved oversending av filene frå Bergen kommune, blei ingen opplysningar om innsamlingsprosessen av LiDARen gitt. Verktøyet "Point File Information" i ArcMap blei i staden nytta, og derfrå fekk vart det funne at gjennomsnittleg innsamlingsfrekvens var ca. 0,8 m. Utarbeiding av DTM viste at strukturar og topografi kom best fram med cellestorleik 0,1 m, så frekvensen har tydelegvis vore større i enkelte område.

Følgjande prosedyre er brukt i ArcMap ved utarbeiding av DTM:

- Fordi las-filer ikkje kan lesast av ArcMap, blei verktøyet "LAS to Multipoint" nytta til konvertering av fila. Gjennomsnittleg punktavstand blei sett til 0,1 m og kun refleksjonar frå jordoverflata vart lest inn (klassekode 2), elles standardinnstillingar.
- Neste steg var å lage ein "terrain" frå punkta, også her med 0,1 m cellestorleik og resten standardinnstillingar. Vidare vart terrain-modellen inngangsdata i verktøyet "Terrain to TIN", for å lage ein "triangulated irregular network" (TIN). Maksimum tal på noder vart sett til 50 000 000, resten standardinnstillingar. Hovudforskjellen på terrain og TIN er måten informasjon vert lasta; terrain justerer trekantane etter utsnittet, medan trekanten i TIN har konstant storleik.
- Fordi raster er inngangsparametrar i ein rekke verktøy i ArcMap, var det nødvendig å lage ein raster. Dette blei først forsøkt direkte frå laserpunkta, men bygningsmasser og tett skog gjorde at den ferdige rasteren blei full av "hol" (område med ingen informasjon). I staden blei TIN nytta ved hjelp av verktøyet "TIN to Raster" basert på metoden "natural neighbour" og cellestorleik 0,1 m.
- Til slutt blei rasteren brukt som inngangsdata for å finne himmelretning og hellinga til skråninga ved hjelp av verktøya "Aspect" og "Slope". Det blei også laga ein "hillShade", som er brukt til å forsterke 3D-effekten.

1.3.5 *Dips*

Dips er nytta til grafisk framstilling av orienteringa til diskontinuitetar ved hjelp av stereografisk plotting. Programmet er frå Rocscience inc. Programmet er særleg nyttig til å oppdage og analysere potensielle ustabilitetar som til dømes kileutgliding, planutgliding og toppling. Det finnes fleire nyttige utrekningsegenskapar i programmet, men som ikkje er brukt i masteroppgåva på grunn av liten datamengd. Til dei sju målingar av strøk og fall (få område med bart fjell) er polplott nytta. Resultata frå lineamentstolkinga basert på fjellskygge er vist i ei sprekkerose, sidan innsamla informasjon ikkje inneheld fall.

1.3.6 *RocFall*

RocFall er eit statistisk program frå Rocscience inc., som kan hjelpe ein planlegger med sannsynssimulering av steinsprang og utforming av stabiliserande konstruksjonar. Energi, kastbanar og endepunkta til steinspranga blir vist grafisk. Resultatet i denne oppgåva er eksportert til Excel for vidare behandling. I *RocFall* er det også mogleg å legge inn barrierar og dermed planlegge sikringskonstruksjonar. Resultatet avheng av nøyaktigheita til skråningsgeometrien, tildeling av material og materialeigenskapar (Rocscience, 2012c; Steven, 1998).

Sweco har vald ut tre potensielle skredbaner, som dei sjølv har analysert i *RocFall*. På grunn av ynskje om ein uavhengig vurdering, er ikkje deira resultat kjent. I staden har dei same profila blitt utarbeide frå DTM basert på LiDAR. Desse nye profila er derfor mykje meir detaljrike. Følgjande prosedyre blei nytta til å lage dei detaljerte profila i *RocFall*: profila blei generert i ArcMap og deretter lagre som ei bildefil. Bildefila blei så opna i *RocFall*, skalert, og skråningsgeometrien teikna av. Både dei nye profila og Sweco sine profil, er nytta i simulering av steinsprang i *RocFall*, for å kunne seie noko om avviket i resultata med unøyaktig skråningsinformasjon.

2. Teori

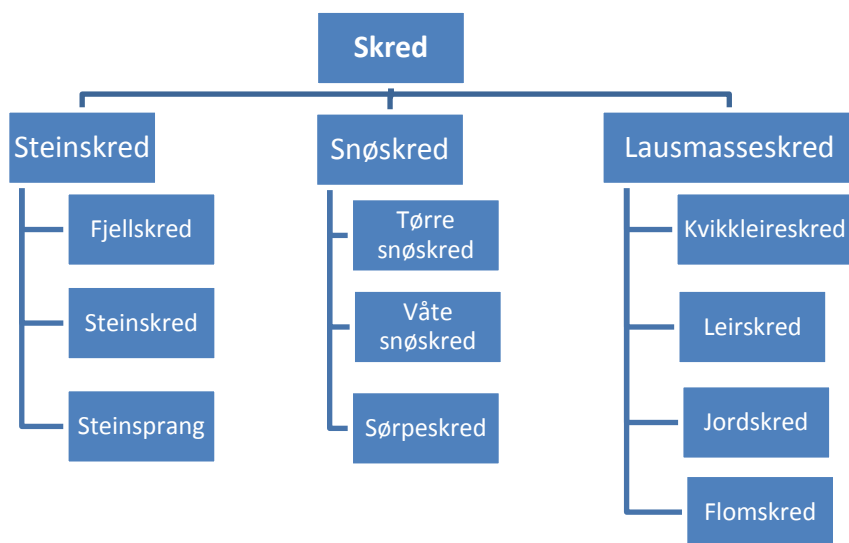
2.1 Steinskred

2.1.1 Terminologi

Skred er ei fellesnemning på geologiske prosesser der masser blir flytta raskt nedover ei skråning på grunn av gravitasjon. Omgrepet skildrar altså fullstendig kollaps og utrasning. Uttrykket skred blir brukt av det norske fagmiljøet og er synonymt med omgrepet "ras". For at skred skal kunne utløysast, må tre vilkår oppfyllest: Skredfarlege materiale må vera tilstade, det må vera bratt nok til at skred kan lausne og utvikle seg, og i tillegg må det vera ein utløysande årsak som står bak. Den vanlegaste skredtypen i Norge er steinskred, der steinsprang utgjer det største bidraget. Dette er bekrefte av StatensVegvesen (2012), der steinsprang er den skredhendinga som hyppigaste skjer på norske vegar.

Den norske steinskredinndelinga er i all hovudsak basert på storleiken til skredmaterialet (Hestnes, 1980). Steinsprang er den minste av steinskredhendingane, med eit skredvolum mindre enn 100 m^3 og står bak tilfeldige skadar. Steinskred har skredvolum mellom 100 og $10\,000 \text{ m}^3$. Steinskred kan føre til stor skade på organismar og infrastruktur. Fjellskred er dei største hendingane og står bak nokon av dei verste naturkatastrofane her til lands. Det er snakk om fjellskred når skredvolumet er større enn $10\,000 \text{ m}^3$ (NGI, 2012).

Det er observert at ROS II nyttar ein annleis inndeling av skred: små steinsprang ($< 10 \text{ m}^3$), mellomstore steinsprang ($10 - 100 \text{ m}^3$), store steinsprang ($100 - 1000 \text{ m}^3$) og fjellskred ($> 1000 \text{ m}^3$). Dette er fordelaktig fordi ein dermed unngår forvirring rundt termen steinskred: Er det snakk om steinskred i form av steinsprang, steinskred og fjellskred, eller er det snakk om steinskred med skredvolum $100 \text{ m}^3 - 10\,000 \text{ m}^3$?



Figur 1 – Vanlege skredinndeling i Norge (NGI, 2012)

2.1.2 Kjenneteikn til steinskredtypane

Steinsprang og steinskred

Steinskred blir først utløyst når hellinga overstig 45° (Tabell 1). Det må i tillegg vera skredfarleg material til stade for at det potensielt er fare for skred. Skredmaterialet er enten steinar som lausnar frå fast fjell eller allereie laust material som raser vidare ned, t.d. avsette skredblokker. I område med skredaktivitet vil det ofte finnast spor etter aktiviteten. Døme på slike spor er endring i topografi (t.d. manglande bergvolum), spor etter samanstøyt (hull i bakken, merker på bergoverflater og på trea) og talus både på land og i vatn (Devoli et al., 2011).

Skredmaterialet vil enten falle, rulle, skli eller sprette nedover skredbanen (Highland & Bobrowsky, 2008). Rørsletypen er sterkt avhengig av skråningsvinkelen (Volkwein et al., 2011). Farta på materialet varierer frå hurtig, til ekstremt hurtig (fritt fall). Generelt høg fart er årsaka til at konsekvensen for gjenstandar i skredbanen er stor. Fragmentering av skredblokker er vanleg, men den vil vera større for steinskred enn steinsprang, som faktisk kan ha intakte blokker. Før steinsprang skjer vil deformasjonen i kjeldeområde vera minimal og dette er årsaka til at steinsprang er vanskeleg å føresjå. Ny teknologi for bakkebasert radar og terrestrisk laserovervaking har likevel gitt lovande resultat med tanke på overvakingsmoglegheiter (Devoli et al., 2011).

Det er utgangsvinkelen til steinen som bestemmer spranghøgda til materialet. Ofte er inngangsvinkel tilnærma utgangsvinkel, men elastisitetsparametrar til underlaget vil føre til at regelen ikkje alltid er sant (Paronuzzi, 2009). Undersøking av ein skogkledd skråning i dei Sveitsiske Alper, basert på studie av 650 steinsprang, viste at spranghøgda sjeldan overstig 1 m og kun 3,5 % av hendingane sprett høgare enn 2 m. Største registrert høgde var 4,5 m (Schneuwly, 2010).

Hellingsvinklar	Grunngiving
> 45 °	Område der fjellskred og steinsprang normalt lausnar.
38 - 45 °	Typisk skredbane for steinsprang og fjellskred. Potensiell jord- og flomskredfare dersom det finnes massar.
30 – 38 °	Typisk lausneområde for flomskred og jordskred i vegetert område. Område der steinsprang blir bremsa opp.
25 - 30 °	Jordskredfare i massar med lite eller ingen vegetasjon.
20 – 25 °	Område der jord- og flomskred blir bremsa opp.
< 20 °	Normalt ingen skredfare, men sakte kryprørsler kan førekomme.

Tabell 1 - Hellingsklassar nytta i gradientanalysen til ROS II.

Fjellskred og ustabile fjellparti

Ved fjellskred og ustabile fjellparti er det gjerne snakk om heile fjellsider i rørsle, enten ved fall, velting, strømming eller kombinasjonar av desse. Fjellskredet kan samanliknast med ei flomliknande rørsle og røskar med seg humus på veg ned. Omgrepet "ustabile fjellparti" blir brukt om fjellparti i rørsle som heilt eller delvis har "sloppe tak" i omgivnadane (NGU et al., 2006). Farten til slike parti er i storleiksordenen mm/år til m/år, men når skredet går er farten ekstremt høg (m/s). Det er nettopp denne fartsakselerasjonen som gjer det mogleg å spå, med stort sannsyn, nøyaktig når skredet vil skje. Deformasjon og fragmentering av skredmasser er vanleg. Eksisterande diskontinuitetar er styrande for stabiliteten (Devoli et al., 2011).

Storleiken til fjellskred gjer at spora er synleg i topografien i tusenvis av år. Blokkmark, store blokkavsetningar med bratt tungefront, uregelmessig overflatemorfologi og kjegleforma avsetningar er alle teikn på fjellskred. Angåande avsetning i vatn er ein spesielt redd for flodbølgjer, som kan føre til oppskyllingshøgde større enn 100 m. Den viktigaste forskjellen på fjellskred og steinskred, forutan storleik, er mobilitet (mobiliteten aukar med skredvolumet). Fjellskred vil også ha lengre lenger utløpsdistanse (gjerne km), mindre avsetningsvinkel og meir uregelmessig morfologi enn steinskred (Devoli et al., 2011).

Ustabile fjellparti blir som regel oppdaga når dei visar teikn på rørsle, til dømes i form av sprekkar, klipper, senkingar, graben og høg steinsprangaktivitet. I tillegg til vanleg feltkartlegging og analysing av DTM, er flyfoto og satellittdata nyttig verktøy ved kartlegging. I tillegg trengst som regel geofysiske målingar og borehol for å bestemme skredomfanget. Dette er kostbart, men nødvendig på grunn av den alvorlege samfunnsmessigekonsekvensen slike skred har. Døme på nyttig utstyr ved overvaking: GPS, totalstasjon, ekstensometer, terrestrisk laserovervaking, bakkebasert radar og DInSAR (Devoli et al., 2011).

2.2 Faktorar som påverkar skråningsstabiliteten

2.2.1 Nærveret av vatn

Nærveret av vatn langs sprekkar i bergmassen, vil redusere effektivspenninga (2.4.1). Vinterstid fører fryse- og tine-prosesser til ekspansjon og sprekkdannning i berget. Vatn vil også eskalere vitringsprosessane som går føre seg (2.3.2). Der vitringsprosessar har endra bergmassen, vil vatnet kunne renne nye vegar og slike område er meir utsatt for skred, fordi dei ikkje har hatt tid til å etablere ein naturleg erosjonsmostand (lausmasser). I lausmassar har vatn stor erosjonsevne og kan føre til underkutting og utgraving (Sidle & Ochiai, 2006).

Vatn er sett på som den viktigaste, destabiliserande årsaka til steinskred. Dette er bekrefta av Dunlop (2010), som fann at ekstrem regn og avrenning frå snøsmelting er den hyppigaste utløysingsårsaka til steinskred i Sogn og Fjordane og Hordaland. Faktorar som bestemmer vassmengda, t.d. vasstilførsel, fordeling og transport av vatn, vil vera veldig viktig for skredfaren. Dette betyr at ein må vera særleg observant dersom det over kort tid kjem store nedbørmengder eller periodar med intens snøsmelting (Sidle & Ochiai, 2006).

Foreløpig finnes mindre forskning om kva effekt klimaendring har på skredaktiviteten. Det er likevel grunn til vaktsemd, sidan GeoExtreme (2008) har vist at enkelte delar av Norge vil, på grunn av klimaendring, oppleve meir nedbør og varmare klima.

2.2.2 *Vitringsprosessar*

Vitring er endring av bergmassen sin eigenskapar enten i form av nedknusing og/eller oppløysing av bergmassen. Omtrent alle vitringsprosessar minkar bergarten sin styrke. Vitra sone nær jordoverflata vert kalla dagberg (Nilsen & Broch, 2009). Vitringa er styrt av klimatiske faktorar og variasjon i temperatur, fuktigheit og nedbør. Vitringa blir delt i to hovudgrupper: kjemisk og mekanisk vitring (González de Vallejo & Ferrer, 2011).

- Mekaniske vitring fører i hovudsak til danning av spekkar i berget. Dette skjer enten ved utviding av eksisterande sprekkar, øydelegging av grensa mellom mineralkorn eller danning av nye sprekkar. Uansett fører sprekkdanning til at bergmassen mistar sin kohesjon, utan at mineralsamansetning blir forandra. Døme på mekanisk vitring er: fryse- og tineprosessar, danning av salt, rotsprenging, termal ekspansjon og kapillaritet, er typiske (González de Vallejo & Ferrer, 2011).
- Vanlege, kjemiske prosessar er løysing, hydratisering, hydrolyse og redoksreaksjonar. Klimaet er styrande for kven av dei nemnde prosessane som opptrer. Vitringa skjer kjappast og mest intenst i vått klima. Resultatet av vitringsprosessar er misfarging, nedbryting og oppløysing av berg. Dette endrar både mineralsamansetninga og kjemisk samansetninga. Oppløysing og svelling er også vanleg prosessar. Særleg komplekse silikatmineral er utsatt for kjemisk nedbryting. Kalsitt, anhydritt og salt, er bergarter som lett vert løyst opp (González de Vallejo & Ferrer, 2011; Nilsen & Palmstrøm, 2000).

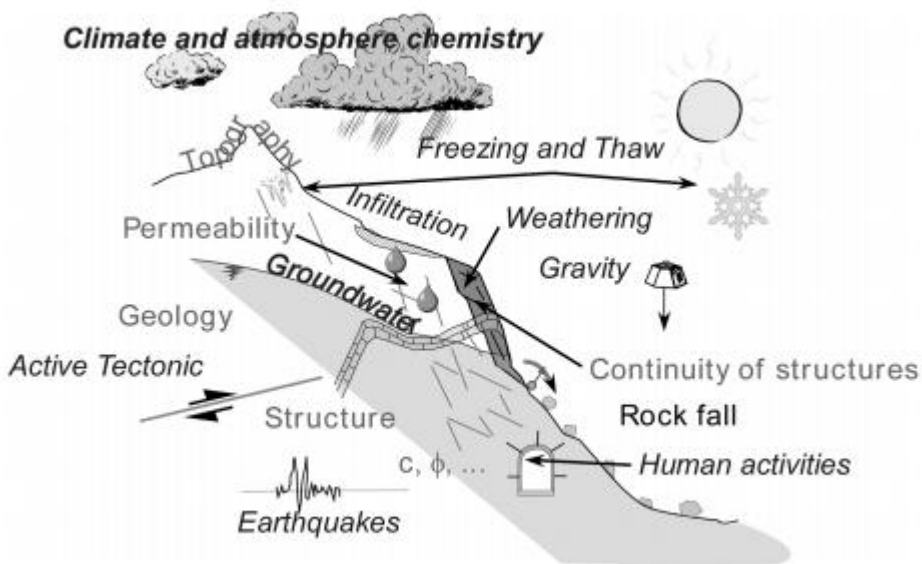
2.2.3 *Geologiske strukturer og diskontinuitetar*

Strukturer i bergarten påverkar også stabiliteten: Forkastningar, sprekkar, folder og skjærsoner er strukturer som kan fungere som potensielle glideflater, samt fremme vasstilførselen til områda. Andre situasjonar som vil kunne oppføre seg som glidelag er: lagdelingar av vekslande harde og mjuke bergarter, tynne jordlag oppå intakt berg og oppsprukken takbergart over vitra berg. Visse typar bergarter og regolittmateriale vil også kunne påverke stabiliteten. Geomorfologiske faktorar som hellingsgraden, form, plassering og stedshøgde spelar også inn (Sidle & Ochiai, 2006). Ved toppling kan også vekta av overliggjande material vera ein utløysande årsak (Highland & Bobrowsky, 2008).

2.2.4 *Andre årsakar*

Svært mange skred vert i dag utløyst på grunn av antropogen aktivitet. Det positive er at denne skredaktiviteten i stor grad kan eliminerast. Andre faktorar som påverkar stabiliteten er ristingar frå

seismiskaktivitet, vulkanskaktivitet og sprenging (Sidle & Ochiai, 2006). Sistnemnde er den som er mest aktuell i Norge.



Figur 2 - Illustrasjon av faktorar som påverkar stabiliteten til fjellskråningar (Volkwein et al., 2011).

2.3 Eigenskapar til bergmassen

2.3.1 Definisjon på bergmasse

Generelt er bergmasser er heterogene, diskontinuerlege og anisotrope. Dette er grunnen til at ein i dag nyttar omgrepet bergmasse om fjell med fleire bergarter og geologiske strukturer (bergarter inneheld ulike mineraltypar og/eller ulik samansetning av mineraltypene, samt forskjellig tekstur) (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

2.3.2 Klassifisering av bergmassen

Det finnes ei rekke system til å klassifisere bergmassen, og for interesserte er Singh and Goel (2011) anbefalt. Vurdering av kjeldeområde til steinskred er som regel basert på enten analyse av stabiliteten eller kvantifisering av steinskredaktiviteten. På grunn av tilgang til høg-kvalitet DEM, er desse spesielt nyttig til å utføre strukturgeologiske analyse (Volkwein et al., 2011). Kvantifisering av kjeldeområde sin følsemd for skred, kan finnast med å nytte fleir-parameter-klassifiseringssystem utvikla for tunnel- og gruvedrift (Volkwein et al., 2011). Døme på slike er: Q-systemet, RMR-systemet og GSI. Systema er framleis nyttige for å seie noko om styrken til bergmassen, sjølv om ikkje anbefalt sikring er relevant (basert på tunnel- og gruvedrift) (Volkwein et al., 2011).

Q-systemet er utvikla ved NGI av Barton, Lien & Lunde i 1974, mens RMR blei laga av Bienawski i samarbeid med CSIR i 1973. Kritikkk er retta mot RMR for ikkje å inkludere bergspenningsforhold slik Q-systemet gjer. Likevel har RMR moglegheit til å korrigere for sprekk- og sleppeorientering i forhold til driveretninga, noko Q-systemet kun delvis gjer (Nilsen & Broch, 2009). Sjå avsnitt for døme på praktisk bruk av GSI (2.7.2).

Utrekning av Q-verdi:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$$

RQD – Oppsprekningstal på

J_n – Tal på sprekkesett

J_r – Ruheita til sprekkveggen

J_a – Styrken til sprekkematerialet

J_w – Vassmengda og vasstrykk på sprekk

SRF - Bergspenningsfaktor

Utrekning av RMR-verdi:

"Summerer talverdi for parametraner"

Styrken til intakt berg

RQD

Sprekkeavstand

Sprekkekarakter (opning, ruheit, eventuell belegg m.v.)

Grunnvassforhold

+ Korrigering for sprekk- og sleppeorientering

2.4 Viktige parametrar ved skråningsanalyser

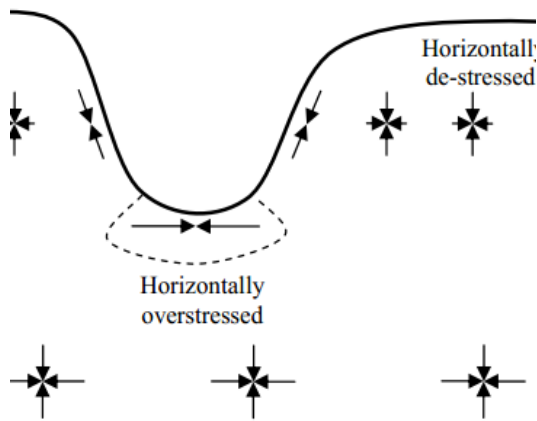
2.4.1 Spenning

På eit vilkårleg plan vil spenninga fordele seg i to komponentar: normalspenning (σ_n) og skjærspenning (τ). Termen *hovudspenningar* vert nytta om spenningar som verkar på eit plan utan skjærspenning. Hovudspenningane vert ofte kalla største, mellomste og minste hovudspenning (σ_1, σ_2 og σ_3). Redusert normalspenning på grunn av vasstrykk vert kalla effektivspenning (Myrvang, 2001). Store spenningar kan få bergarter til å gå i brot eller stå bak fenomen som avskaling og tyteberg (Myrvang, 2001). In-situ spenningar kan finnast enten ved 2D- eller 3D-overboring, "flat-jack" eller hydraulisk frakturering (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

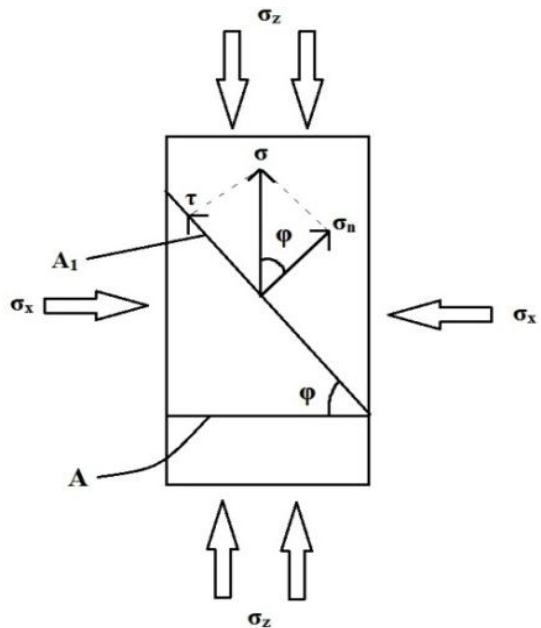
Skjærstyrken er den viktigaste, stabiliserande faktoren til skråningar (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Det er særleg i bergarter med stor forskjell på maks og residual skjærstyrke, at skråningar plutseleg kan kollapse. Dette er bergarter som ikkje har vore utsatt for forskyving, til dømes vitra bergarter, lagdelte bergarter av sand og leire og hydrotermal omdanning av berg som kvarts og kalsitt.

Spenningar kan oppstå på fleire måtar (Myrvang, 2001):

- Gravitasjonsspenning er gitt av vekta til overliggande masser. Dersom bergmassen har elastisk oppførsel, kan horisontal gravitasjonsspenning finnast med hjelp av poissontal. Horisontal gravitasjonsspenning er typisk 1/3 av vertikal gravitasjonsspenning (Nilsen & Palmstrøm, 2000).
- Residualspenning er innelåst spenning i bergmassen, som eksisterer sjølv etter at krafta som skapte spenninga er vekke. Nyare hendingar kan overlagra residualspenninga (t.d. erosjon).
- Tektoniske spenningar er knytt til opphavet til den geologiske historia til materialet, til dømes platekollisjonar, vulkanisme og havbotnspreiing.
- Topografi vil også sette opp eit spenningsfelt (Figur 3).



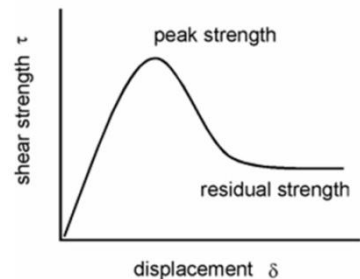
Figur 3 - Illustrasjon av korleis topografien set opp eit spenningsfelt i jorda (Holt & Li, 2008)



Figur 4 - Spenningsfordeling langs eit plan (Natterøy, 2012)

2.4.2 Friksjonsvinkel og kohesjon

Skred kan først skje når skråningsvinkelen overstig materialet sin friksjonsvinkel (motstanden materialet har mot å gli) (González de Vallejo & Ferrer, 2011). Dette er også årsaka til at friksjonsvinkelen enkelt kan finnast med tilt-testen. Storleik og form på bergartskorn er bestammande for friksjonen; grovkorna bergarter har høgare friksjonsvinkel enn finkorna. Det er tre hovudtypar friksjonsvinkel: *peak* (ϕ_p), *residual* (ϕ_r) og *basic* (ϕ_b). Peak og residual blir målt ved "peak strength" og "residual strength" (Figur 5). Basic friksjonsvinkel er tilnærma lik residual friksjonsvinkel, men det er vanleg at forskjellen er stor mellom peak og residual (Hoek, 2007).



Figur 5 - Peak- og basic-friksjonsvinkel (Hoek, 2007).

Ekte kohesjon i bergmekanikk er "fastklistringa" som oppstår langs eit plan, når sementerte bergflater vert utsett for skjærkraft. Kohesjon svarar til adhesjonen i jordmasser.

2.4.3 Einaksa trykkfasthet

Styrken til bergmassen er bestemt av einaksa trykkfasthet (σ_c) og er i stor grad påverka av vassinnhaldet i bergarten, som kan redusere styrken med opp til 40 % (Broch, 1979). Trykkfastheten er ein parameter som til dels kan estimerast visuelt, men det eksisterer også ein rekke indekstestar som gjev god tilnærming: Einaksial trykktesting (lab), punktlasttesten, Schmidt hammar-test og enkel felthammar-test (Nilsen & Palmstrøm, 2000). I middels sterkt til sterkt berg, er spenningsnivået ofte monaleg mindre enn styrken til berget, slik at sannsynet er lite for at intakt berg går i brot på grunn av si eiga vekt (Turner & Schuster, 1996). Norge har generelt berg med stor styrke (Myrvang, 2001). Sjølv om trykkfastheten derfor har mindre å seie for stabiliteten, er den likevel mykje nytta indirekte i

stabilitetsanalyser ved bestemming av ruheita til sprekker og parametarar i brotkriteriet til Hoek-Brown.

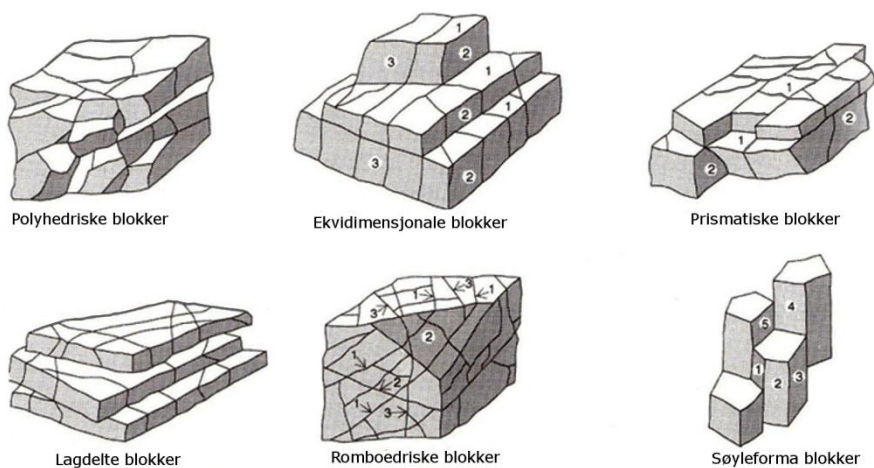
2.5 Diskontinuitetar i bergmassen

I Nilsen and Palmstrøm (2000) er omgrepet "diskontinuitet" ei samlenemning på geologiske strukturer med svært låg til ingen strekkstyrke (sprekker, svakheitsplan, laminerte lag, foliasjonsplan, svake skifrige lagdelingar og forkastningar). Fordi diskontinuitetar er styrande for spenningsfordelinga til bergmassen, vil dei såleis påverke styrken og deformasjonsegenskapane til bergmassen. Informasjon om slike diskontinuitetar er derfor essensielt for resultatet ved stabilitetsanalyser.

2.5.1 Sprekker

Per definisjon er "ein sprekk eit diskontinuerleg plan av naturleg opphav kor ingen synleg forskyving har oppstått" (ISRM). Sprekker avheng av lokale forhold og må derfor undersøkast individuelt. Viktige faktorar er overflata til sprekkveggene, tilstanden til sprekkveggen (omdanning, belegg), eventuelt fyllmaterial, sprekkavstanden mellom veggene (mm til fleire meter), nærveret av vatn, kontinuiteten og utstrekning til sprekkene (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Det er vanleg å dele inn detaljoppsprekkinga til bergmassen i to hovudkategoriar: Primær oppsprekking, forårsaka av naturlege årsaker, og sekundær oppsprekking, sprekker som oppstår i samband med gruve- og anleggsdrift. Oppsprekkinga er bestemt av sprekkesett og sprekkintensiteten (2.6.4). Sprekkesett er eit sett av sprekker med like eigenskapar. Det sprekkesettet som er størst og/eller opptrer oftast i forhold til andre, vert ofte kalla hovudsprekkesett.

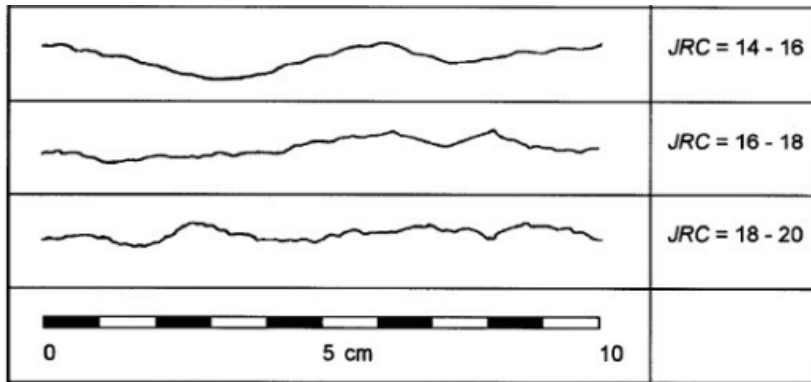


Figur 6 - Detaljoppsprekkinga til bergmassen (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Ruheita til sprekkveggene

Dersom sprekkveggene er i kontakt, vil ruge sprekker oppleve ein naturleg låsing av bergarten. Når bergarten blir utsatt for ei skjærkraft, vil det kunne føre til ein nedsliping av "sagtennene" og reduksjon av tryggleika mot gliding (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Det er vanleg å dele inn sprekkene etter bølglengd: 1.ordens (500 mm bølglengd) og 2.ordens (50-100 mm bølglengd). Ei fjellskråning utan sikring blir typisk stabilisert av 1.ordens ruheitsvinklar, men ved installasjon av sikring blir sikkerheita auka ved å utnytte 2.ordens ruheitsvinklar betre (Turner & Schuster, 1996).

Ruheita til sprekkvegger kan enten finnast ved måling av ruheitsvinkelen (Figur 9) eller JRC (Figur 7). Fordi direkte måling krev at ein stor del av sprekken er synleg, er JRC mykje brukt i staden (Feckers & Rengers, 1971). JRC-verdien finnes ved å samanlikne sprekkveggen med eit sett av sprekkprofil utvikla av Barton and Choubey (1977). Fordi bestemming av JRC er subjektivt og dermed utsatt for feil, finnes også ein metode som nyttar mekanisk profilometer til målinga (Turner & Schuster, 1996).

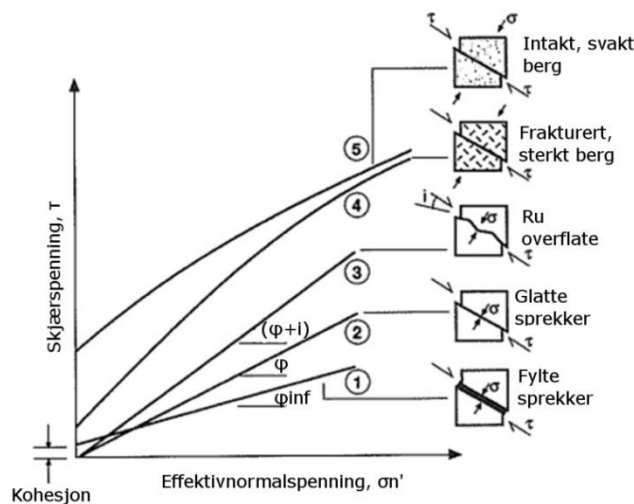


Figur 7 - JRC-profil, eit utdrag frå den opphavlege tabellen til Barton and Choubey (1977).

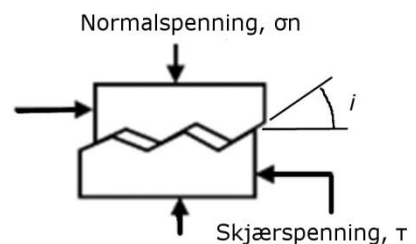
Tilstanden til sprekkveggen og sleppematerial

Dersom sprekker er fylt med sleppemateriell, vil dette redusere den naturlege låsinga og særleg dersom tjukkleiken på materialet er 25-50 % av høgda på sagtenna (minimal bergkontakt). Dersom sprekkveggene er nyleg danna, vitra eller belagt vil det også påverke låsinga (Turner & Schuster, 1996). Hovudgrupper av sleppematerial (Nilsen & Palmstrøm, 2000): Harde og resistente mineral (kvartstitt, epidot, serpentinit), mjuke mineral (leire, glimmer, kloritt, talk, grafitt), løselege mineral (kalsitt, gips), svellande mineral (svelleleire, anhydritt) og frie material (silt, sand, grus).

Fordi sleppematerial har ulikt opphav, er eigenskapane forskjellig og prøvetaking er nødvendig.



Figur 8 - Sprekkeoverflata har stor tyding for skjærstyrken til sprekken (Turner & Schuster, 1996).



Figur 9 – Illustrasjon av ruheitsvinkelen (Hoek, 2007).

Vatn i bergmassen

Som nemnd i 2.2.1, er redusert normalspenning skyld i ein rekke skråningskollaps. Fordi vatn som strøyme gjennom diskontinuitetar i bergmassen sjeldan følgjer Darcy's lov, kan hydraulisk konduktiviteten til bergmasser med *plane*, parallelle sprekksett finnast frå formelen (Brattli, 2009):

$$K_b = \frac{g * e^3}{12v * S}$$

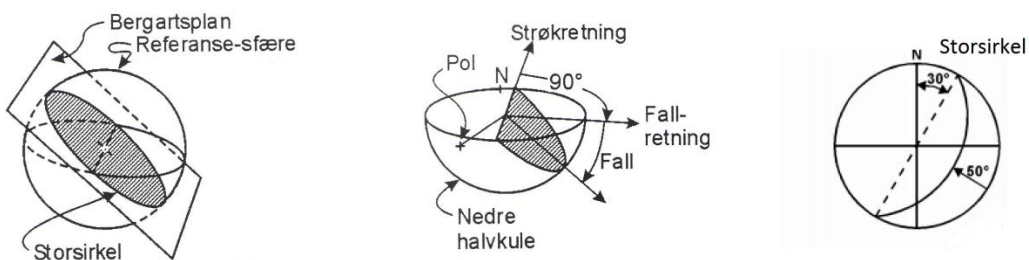
Der: e = sprekkelopning [m]
 S = sprekkavstand [m]
 v = kinetisk viskositet til væska [m^2/s]

Fordi sprekker i bergmassen sjeldan er plane, er det i dag meir vanleg å nytte pumpe- og injeksjonstestar (empiriske metodar) for å anslå vassmengd og oppsprekking. Til å undersøke permeabilitet, er det innanfor ingeniørgeologi mest vanleg å bruke ein injeksjonstest (lugeon). Lugeontesting går ut på å plassere to pakningar i eit borehol med fast avstand (ofte 5 m) og deretter pumpe inn vatn med konstant trykk (1 MPa). Vassmengda som trengs for å halde oppe trykket er brukt til å anslå vasstapet i ulike seksjonar i boreholet. Vanlegvis føregår testen i 10 min (Brattli, 2009; González de Vallejo & Ferrer, 2011).

2.5.2 Måling og registrering av diskontinuitetar

Sprekker kan skildrast og klassifiserast, samt registrerast og målast opp. Sidan sprekker er tilnærma plane, kan dei skildrast ved å måle orienteringa til planet i rommet, vanlegvis med strøk og fall, eventuelt fall og fallretning.

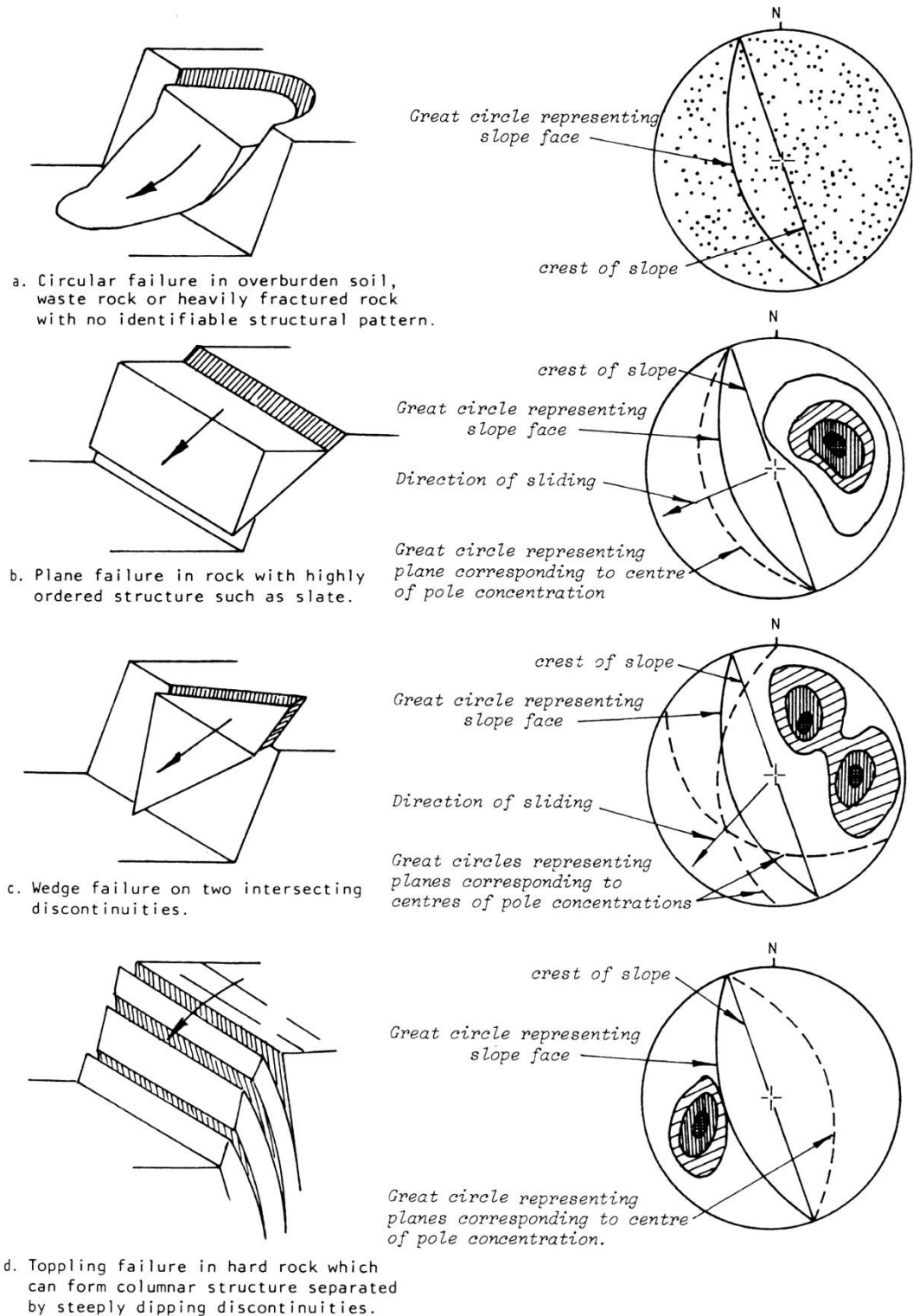
Det finnes ein rekke hjelpemidlar som kan visualisere innsamla informasjon om sprekker. Døme på slike er sprekkerose og stereonett. Sprekkerosa viser strøkretning og forenkla fall til diskontinuitetar (observasjonar innanfor 5-10° vert slått saman). Ved hjelp av projeksjon av ei kule, vanlegvis flatetro, ekvatorial projeksjon i ingeniørgeologi (Schmidt nett), gjev stereonettet eit 3D-bilete (Figur 10). Strøk og fall til kvar enkelt observasjon blir plotta og vist med enten storsirkel¹ eller pol². Opphavleg var plotting i stereonett ein tidkrevjande prosess, men IT-verktøy gjer at metodane i dag er like enkle i bruk (Nilsen & Broch, 2009). Figur 11 viser korleis vanlege utrasningstypar (2.8.1) truleg vil framkomme med stereografisk plotting.



Figur 10 - Illustrasjon som viser prinsippet bak stereografisk projeksjon (Nilsen & Broch, 2009).

¹ Storsirkel representerer skjeringa mellom planet og kuleflata

² Pol representerer skjeringspunktet mellom kuleflata og normalen til planet gjennom sentrum på kula.



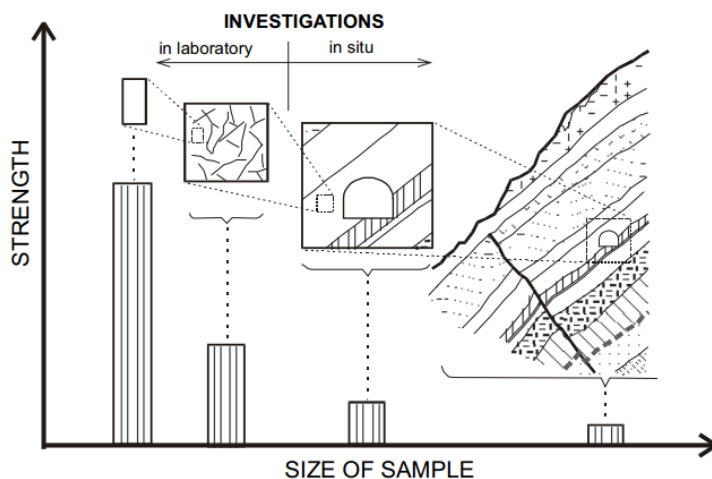
Figur 11 - Illustrasjon av korleis fire vanlege utrasningstypar truleg vil framkomme med stereografisk plotting (Hoek & Bray, 1991).

2.6 Metodar til å bestemme bergmekaniske eigenskapar

2.6.1 Introduksjon

Dette kapitlet presenterer nokre vanlege testmetodar som finn/estimerer bergartsparmetrar nødvendig for kunne seie noko om stabiliteten til berget. Svært få av dei presenterte metodane, er nytta i denne masteroppgåva. Årsaka til dette er avgrensa tilgang til øvste fjellkant og kostbare undersøkingar.

Val av undersøkingsmetode av prosjektet, kostnadsramme, krav til nøyaktigheitsgrad og tilkomst til staden. Fordi små prøver i mindre grad representerer eigenskapar til bergmassen, er det viktig å ta omsyn til skaleringsfaktoren (Figur 12). Det er som regel nødvendig å korrigera resultatata med omsyn på prøven sin storleik, form og forsøksvilkår (Nilsen & Palmstrøm, 2000).



Figur 12 - Figuren viser kvifor storleik på bergartsprøvar vil påverke måleresultat (Janelid, 1965).

2.6.2 Forundersøkingar

Forundersøking består av innsamling av all relevant informasjon som allereie eksisterer for det aktuelle område. Dette kan til dømes vera publiserte artiklar og rapportar frå tidlegare prosjekt. Andre måtar å skaffe informasjon er ved bruk av nettbaserte databaser og forskjellige typar foto (flyfoto, satelittfoto, stråling). Når all informasjon er funnet, er neste viktige steg ein tur ut i felt.

Feltgranskinga gjer det mogleg å samle inn viktig informasjon om dei geologiske og geotekniske forholda, hydrologi, strukturgeologi, diskontinuitetar, teikn på skadar på infrastruktur osv. (Nilsen & Broch, 2009).

2.6.3 Kjerneboring, geofysiske og geotekniske undersøkingar

Kjerneboring er ein direkte testmetode, i motsetning til fei fleste andre som er indekstestar. Ein ulempe med kjerneboring er den høge kostnaden forbundet med prøvetakinga, men kjerneboring kan likevel vera einaste måten ein kan få tak i kunnskap på, særleg viss det aktuelle område ligg djupt. Å få tak i kjerneprøvar av god nok kvalitet til at dei kan nyttast i vidare testar, kan vera ein utfordring dersom bergmassen er svært oppsprukken (prøvestykkja må bestå av intakt berg) (Nilsen & Broch, 2009).

Geofysiske undersøkingar er ei samlenemning på metodar som nyttar geofysikk til utforsking av det som finnes under jordoverflata. Geofysiske metodar kan delast inn etter den fysiske parameteren nytta

i undersøkinga: elektrisk, seismisk, elektromagnetisk, gravitasjon, magnetisme og radioaktivitet. Fordelen med metodane er at dei dekkjer store område og ikkje er øydeleggjande. Geofysikk blir også brukt til borehollogging. Døme på informasjon som geofysiske metodar kan gje: tjukkeleik på lausmassar, bergoverflata, grunnvannsspeilet, skilje mellom forskjellige bergartslag, identifisere svakheitssoner, finne strukturer og anslå bergmassekvaliteten (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Vanlege undersøkningsmetodar av lausmassar: prøvegraving, penetrasjonstest (CPT, SPT), vingeboormåling og platelasting. Sjå González de Vallejo and Ferrer (2011) for detaljert informasjon.

2.6.4 Oppsprekkingsgrad

RQD³ er den vanlegaste metoden til å vurdere oppsprekkinga til bergmassen, men metoden krev tilgang på kjerneprøve. Ulemper med metoden er at den er retningsbestemt (1-dimensjonal) og ikkje fangar opp endringar ved låg eller høg oppsprekking. Sprekkeintensitet (J_V) er tal på sprekker i 1 m³ bergmasse og kan finnast både frå overflatemåling, borehol og skannelinjer. Blokkstorleik (V_b) er ein volumetrisk skildring av oppsprekkinga. Volumet til blokken blir avgrensa av avstanden mellom sprekker og eventuelle svakheitsplan. Det er også utvikla empiriske samanhengar mellom oppsprekking og seismisk bølgefart. Dette er ein likevel kun ein grov tilnærming, fordi bølgefart varierer med bergartstype, spenning, grunnvatn, anisotropi, vitringsgrad og topografi (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

$$RQD [\%] = \frac{\sum \text{lengda til kjerneprøve} \geq 10 \text{ cm}}{\text{total lengde til kjerneprøven}} * 100$$

$$J_V = \sum \frac{1}{S} = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \dots + \frac{1}{S_n}$$

$$J_V = 35 - RQD/3,3$$

$$V_b = \beta * J_V^{-3}$$

Der: J_V = Sprekkeintensitet (for kvar tilfeldig sprekk må ein tilleggsavstand på 5 m leggest til)
 S = Sprekkeavstanden i dei forskjellige sprekkesetta
 V_b = Volumet til blokken
 J_V = sprekkeintensitet
 β = Faktor som skildrar forma til blokken

2.6.5 Triaksialforsøk

I følge Nilsen and Broch (2009) er triaksialforsøk den beste metoden til å studere berget sine mekaniske eigenskapar og resultatane er mykje nytta i brotkriterium. Borkjerner blir plassert i ei triaksialcelle, som regel i drenert tilstand, og først lasta hydrostatisk til ein gitt aksial spenning lik omslutningstrykket (1) før prøven deretter vert lasta aksialt til brot (2) (Holt & Li, 2008). Det blir kjørt fleire seriar med ulikt omslutningstrykk. Streklappar, limt på borkjerna, målar aksial og lateral tøyning

³ Rock Quality Designation

og dermed kan ein finne styrkeparametrar som trykkfasthet (σ_c), kohesjon (c) og friksjonsvinkel (φ), samt hovudspenningar. I tillegg kan Youngs modulus (E) og Poissons-tall (ν) bestemast ved 50 % av maks aksialspenning (Holt & Li, 2008).

2.6.6 Einaksiell trykktesting, punktlasttesten og Schmidt hammar

Einaksiell trykklasttesting går ut på at laste borkjerner einaksielt i ein prøvemaskin i laboratorium for å finne trykkfastheten (σ_c). Trykkfastheten er målt på 50 mm prøver, men mindre storleikar kan skalerast (store prøver har eit resultat tilnærma lik det frå 50 mm prøvane). Punktlaststyrken (I_s) kan indirekte nyttast til å bestemme trykkfastheten (σ_c). Bergartsprøver vert lasta til brot mellom to stålpoint, med hjelp av ein hydraulisk sylinder som vert pumpa opp for hand (Figur 14). Fordi apparaturen er enkel, og både kjerneprøver og bergartstykkje kan nyttast, er metoden vanleg i felt. Frå dei indusert strekkspenningane i sentrale delar av prøvestykket under lastinga, kan også strekkfastheten estimerast. Punktlasttesten er også godt eigna til å bestemme bergartar sin styrkeanisotropi (Nilsen & Broch, 2009; Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Trykkfastheiten, σ_c :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \text{ (MPa)}$$

Punktlaststyrken, I_s :

$$I_s = \frac{P}{D_e^2}$$

Skaleringsfaktor:

$$\sigma_c = \sigma_{c50} * \left(\frac{50}{D}\right)^{0,2}$$

Korrelasjonen mellom I_s og σ_c er gitt av:

$$\sigma_c = k * I_s$$

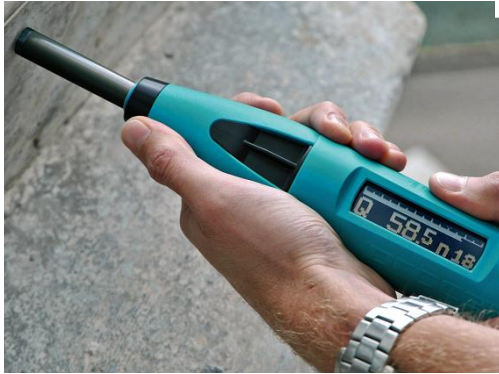
Der: P = Lasta ved brot
 A = Prøvetverrsnitt
 D = diameter (mm)
 σ_{c50} = trykkfastheiten til borkjerner med diameter lik 50 mm

Der: P = lasta ved brot (kN)
 D_e = ekvivalent prøvediameter (mm)
 Kjerneprøve: D_e = diameteren til prøven
 Bergartstykkje: $D_e = 4A/\pi$, (A = min. tverrsnitt mellom kontaktpunkta)

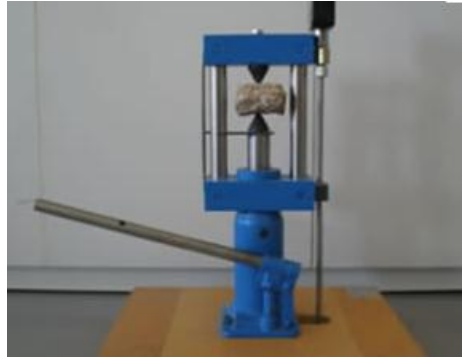
Einaksa trykkfastheit σ_c (MPa)	Punktlaststyrken I_{s50} (MPa)	Korrelasjonsverdi k_{50}
25 – 50	1,8 – 3,5	14
50-100	3,56	16
100-200	6-10	20
> 200	> 10	25

Tabell 2 - Samanheng mellom einaksa trykkfastheit og punktlaststyrken (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

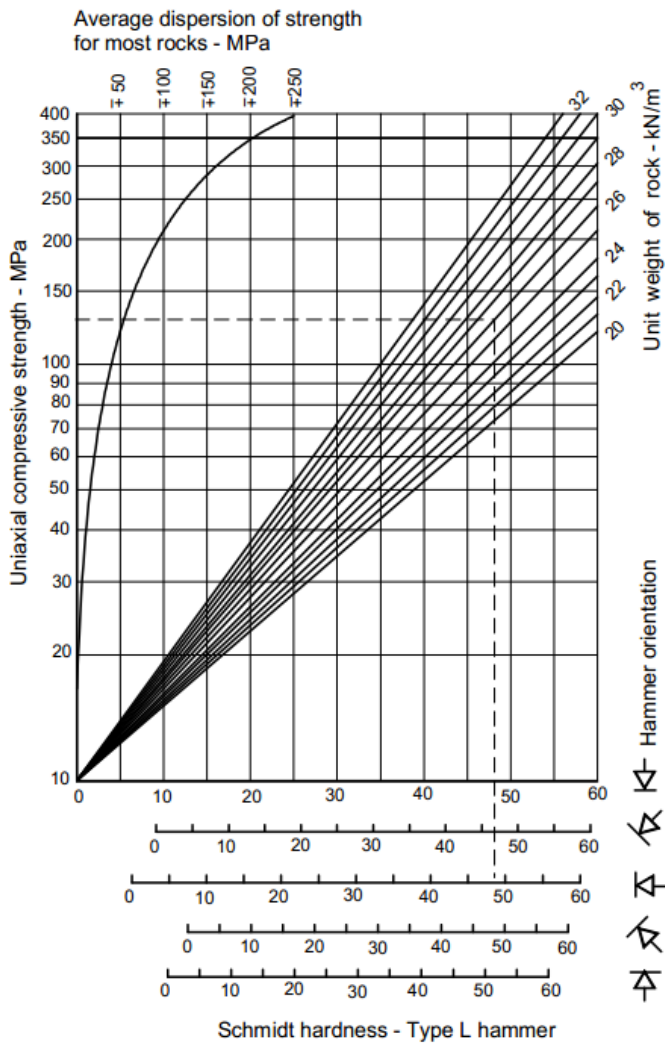
Schmidt hammar (Figur 13) er mykje brukt til å anslå styrken til bergmasser og sprekkjer. Den store fordelten er at testen ikkje er destruktiv (tilgang på bergartsprøver er som regel avgrensa). Apparatet fungerer slik at den målar tilbakeslaget til ein fjærbelasta masse (hammar) som treff overflata til det som skal styrkevurderast. I det hammaren treff overflata, er energien kjent (type L har energi lik 0,735 Nm og er eigna til testa bergartar med styrke 20-150 MPa). Tilbakeslagsdistansen vert målt og ved avlesing i diagram (Figur 15) finn ein trykkfastheita (σ_c).



Figur 13 – Schmidt hammar (CMD Civil, 2012)



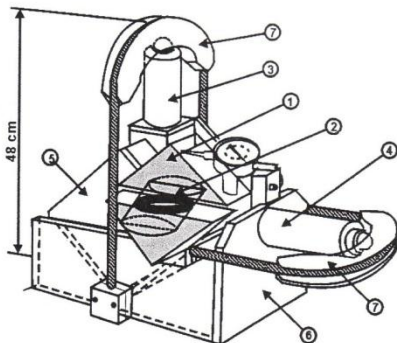
Figur 14 – Punktlasttesting av ein bergartsprøve (N.T.U.A., 2012)



Figur 15 - Diagram til avlesing av Schmidt hammar-verdi (Hoek, 2007)

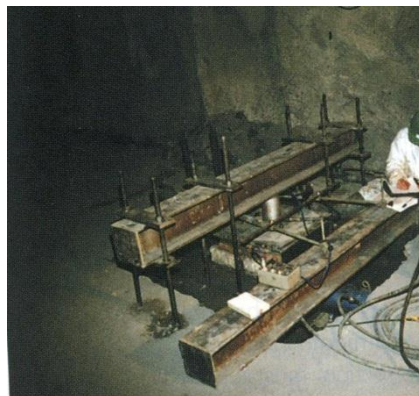
2.6.7 Skjærtesting

Skjærtesting kan enten skje i laboratorium, felt (Figur 16) eller in-situ (Figur 17). Dei to første metodane nyttar små prøvestykke av intakt berg, enten borkjerner eller utsaga stykke, og følgeleg vil skaleringsfaktoren vera viktig. Fordelen med in-situ testing er at resultatet gjeld for sjølve bergmassen og store prøvestykke på fleire kvadratmeter kan testast, men dette er ein kostbar og komplisert testar. I tillegg finnes få maskinar som kan utføre slik testing (Hoek & Bray, 1981; Nilsen & Palmstrøm, 2000). Ved skjærtesting er det vanleg å finne φ_b og deretter korrigere for ruheit (2.5.1) (Hoek, 2007):

$$\varphi_p = \varphi_b + i.$$


Transportabel skjærboks fra Robertson Research Ltd.

- (1) Former for fasttøping av prøvestykker
- (2) Prøvestykke (borkjerne).
- (3) Hydraulisk sylinder for påføring av normalkraft.
- (4) Hydraulisk sylinder for påføring av skjærkraft.
- (5) Øvre skjærboks.
- (6) Nedre skjærboks.
- (7) Last-fordeler.



Figur 17 - In-situ skjærtesting (González de Vallejo & Ferrer, 2011).

Figur 16 - Transportabel skjærboks nytta i felt (Nilsen & Broch, 2009).

2.7 Brotkriterium

Opp gjennom åra er det etablert mange brotkriterium etter kvart som det har blitt behov for å bestemme nye ting. Dei vanlegaste brotkriteria i bruk i dag ved stabilitetsanalyser er: Mohr-Coulomb (bergmassen), generalisert Hoek-Brown (bergmassen) og Barton-Bandis, (sprekker) (Rocscience, 2012a).

2.7.1 Mohr-Coulomb (M-C)

M-C er eit brotkriterium for homogene og isotropiske formasjoner. Dette er eit av dei klassiske brotkriteria (eldste og enklaste), som blei introdusert av Coulomb i 1773. Brotkriteriet er lineært og tek utgangspunkt i at material har ein indrefriksjon. Dette er årsaka til at den effektive skjærspenninga ikkje fell saman med maksimal skjærspenning ved brot, slik det gjer i Tresca-kriteriet (Myrvang, 2001). Fordi bergmasser ikkje oppfører seg lineært, og nye empiriske brotkriterium har vist å gje betre korrelasjon med røynda, vert kriteriet i dag mest nytta til stabilitetsanalyser av jord. Dersom kriteriet blir framstilt i Mohr-planet (σ - τ), kan Mohrs-sirklar nyttast til teikning av brotlikninga (González de Vallejo & Ferrer, 2011).

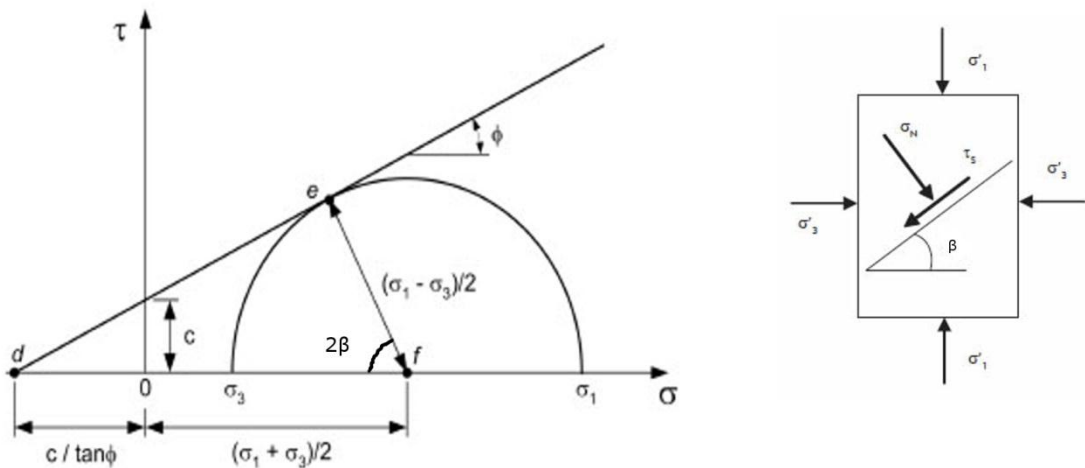
M-C for skjærbrot i eit plan:

$$\tau = c + \sigma' \tan \varphi$$

M-C, uttrykt med hovudspenningar:

$$\sigma'_1 = \frac{2c * \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} + \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}\right) \sigma'_3$$

Der: σ' = effektiv normalspenning på brotplanet
 τ = skjærstyrke på brotplanet
 c = kohesjon
 φ = friksjonsvinkel = $2\beta - 90^\circ$



Figur 18 - Mohr-sirkel (Panda, 2010)

2.7.2 Generalisert Hoek-Brown brotkriterium (H-B)

H-B er eit reint empirisk, ikkje-lineært brotkriterium, som kun er gyldig for kontinuerlege bergmasser. Det blei utvikla for å finne styrken til oppspruknete bergmasser med høg styrke, men det blei fort adoptert til også å gjelde svakare berg. Fordi bruksområde stadig har blitt utvida, har det vore nødvendig å modifisere kriteriet ein rekke gangar etter publisering i 1980. Nøkkelparametrane i H-B (m_b og s .) kan samanliknast med bruken av c og φ i M-C. Parametrane a , D og GSI , er nyare endringar lagt til for å ivareta oppførselen ved dårlegare bergkvalitet. I byrjinga var H-B basert på Bienawskis klassifikasjonssystem, men dei stadige endringane førte til at kriteriet ikkje var tilstrekkeleg og i staden vart GSI utvikla (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002; Nilsen & Broch, 2009).

På grunn av rolla til M-C, har det vore vanleg at geoteknisk programvare blei skrevet med omsyn på M-C. I dag er H-B eit anerkjent kriterium og ofte inkludert i programvaren, men det er framleis vanleg å uttrykke H-B med M-C parametarar. Dette kjem av at det særleg ved skråningsanalyser er meir anvendeleg å bruke skjær- og normalspenning (Hoek et al., 2002).

Generalisert H-B (2002 versjon):

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

Parametrane, når GSI er kjent:

$$m_b = m_i * \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

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

H-B, uttrykt med M-C parametrar (Hoek et al., 2002):

$$\varphi' = \sin^{-1}\left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}\right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}'] * (s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1})/((1+a)(2+a))}}$$

Der:

$\sigma_1', \sigma_3' =$ største og minste effektivhovudspenning

$\sigma_{ci} =$ einaksa trykkfasthet for intakt berg

$\varphi_i =$ indre friksjonsvinkel i punktet i (σ', τ)

$D =$ bergarten sin "forstyringsfaktor"

$GSI =$ geologisk styrkeindeks

$m_b, m_i, s, a =$ dimensjonslause materialkonstantar avhengig av kvaliteten på bergmassen. m_b og m_i gjeld høvesvis for "broken" og "intact" berg.

2.7.3 Barton & Bandis

Barton & Bandis er eit empirisk, ikkje-lineært brotkriterium for diskontinuitetar i fjell. Kriteriet kan nyttast til å tilpasse ein styrkekonvolutt frå skjærttestingsresultat og kan dermed minne om M-C, som også relaterer skjærstyrken til normalspenning. Kriteriet tek omsyn til at rue overflater, ved like vilkår, opplever høgare friksjon enn plane overflater. Opphavleg var *basic* friksjonsvinkel nytta i formelen, men Barton and Choubey (1977) endra dette til *residual* friksjonsvinkel (empirisk samanheng). Vilkår som må vera oppfylt for at kriteriet skal kunne brukast: $\varphi + i < 70^\circ$ og $0 < \sigma_n < JCS$ (Hoek, 2007).

Barton & Bandis:

$$\tau = \sigma' * \tan\left[\varphi_r + JRC * \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n'}\right)\right]$$

$$i = JRC * \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n'}\right)$$

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20(r/R)$$

Der: $JRC = \text{"joint roughness coefficient"} = \text{sprekkeruheitskoeffisienten}$
 $\sigma_n' = \text{effektivnormalspenninga som verkar p\u00e5 sprekkoverflata}$
 $JCS = \text{"joint compressive strength"} = \text{trykkfastheit til sprekkoverflata}$
 $\varphi_r = \text{residual friksjonsvinkel}$
 $i = \text{ruheitsvinkelen}$
 $r = \text{Schmidt hammar verdien p\u00e5 v\u00e5t og vitra overflate}$
 $R = \text{Schmidt hammar verdien p\u00e5 t\u00f8rr og ikkje vitra overflate}$

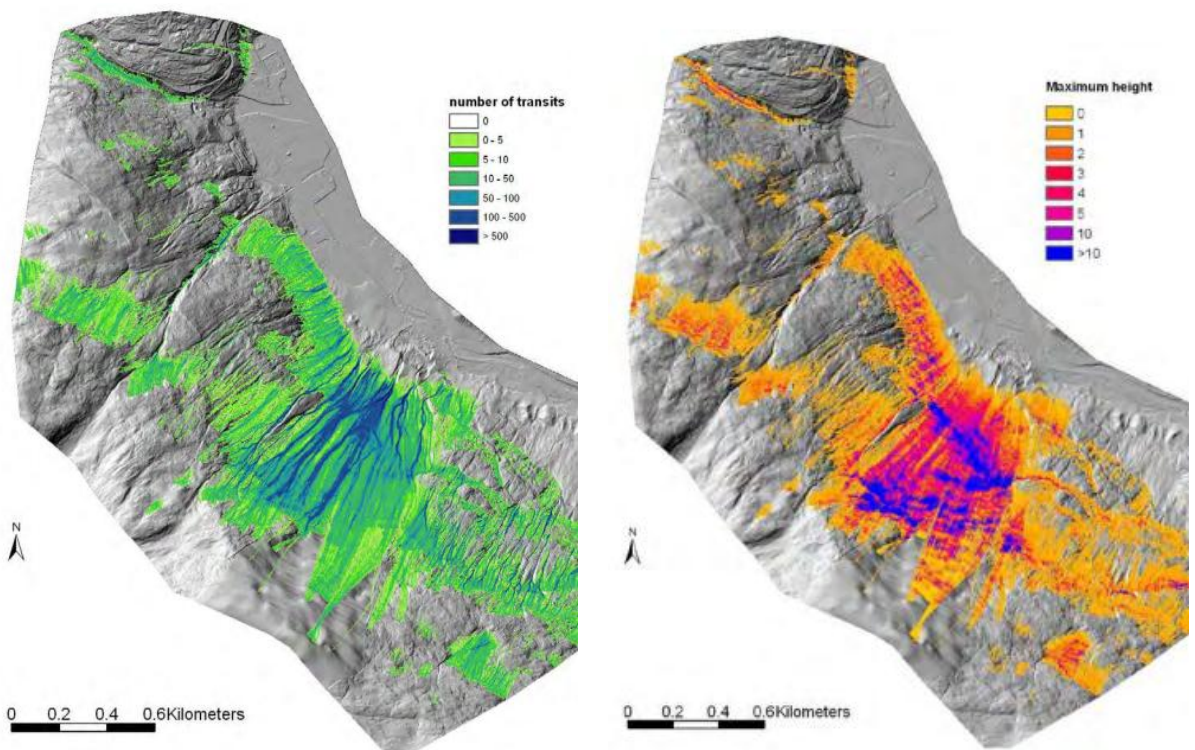
2.8 Stabiliteten og risikoen ved steinskred

2.8.1 Vurdering av skr\u00e5ninga

Vurdering av skr\u00e5ningsstabilitet kan delast inn i tre steg: definere stabilitetsproblemet, kvantifisere inngangsparametrane og kalkulere stabiliteten (Nilsen & Palmstr\u00f8m, 2000). Ved vurdering av skredfare er det lett \u00e5 fokusere p\u00e5 sj\u00f8lve kartleggingsprosessen av fareomr\u00e5de, men Volkwein et al. (2011) nemner at det ogs\u00e5 er sv\u00e4rt viktig \u00e5 kvantifisere risikoen. Dette fordi risikoen har stor verdi for val av sikringstiltak og optimalisering av desse.

Ved vurdering av steinskred finnes to viktige sp\u00f8rsm\u00e5l som m\u00e5 svarast p\u00e5: kva er sannsynet for at steinskred skal skje (frekvensen) og vil skredet n\u00e5 den aktuelle lokaliteten? F\u00f8rstnemnde kan finnast ved \u00e5 vurdere lausneomr\u00e5de, mens sistnemnde kan finnast ved \u00e5 studere utl\u00f8pslengd for tidlegare skredhendingar eller ved bruk av modelleringsverkt\u00f8y (Volkwein et al., 2011).

Stabilitetssituasjonen blir ofte forenkla til 2D, men p\u00e5 grunn av stadig utvikling av dataprosessorar blir det meir vanleg med ogs\u00e5 3D-verkt\u00f8y. Fordi 2D-modeller ikkje tek omsyn til geometriske og dynamiske effektar av topografi, er 3D-modellering n\u00f8dvendig for \u00e5 klare \u00e5 ta n\u00f8dvendig omsyn til lateral utbreiing av skredbaner (Volkwein et al., 2011). HY-STONE (Figur 19) og RockyFor er d\u00f8me p\u00e5 3D-program til simulering av steinsprang. Den st\u00f8rste utfordringa ved simulering av steinskred, er \u00e5 modellere interaksjonen mellom blokkane og skr\u00e5ningsoverflata. Andre svakheiter i programma er at f\u00e5 av dei tek omsyn til at farta er mindre n\u00e5r blokkane startar og fell til ro og det klarer heller ikkje \u00e5 skilje mellom r\u00f8rsletypane skliing og rulling (Volkwein et al., 2011). Uansett metode, er det viktig \u00e5 huske p\u00e5 at det endelege resultatet aldri blir betre enn kvaliteten p\u00e5 inngangsparametrane (Nilsen & Broch, 2009).



Figur 19 - Bruk av HY-STONE i modellering av steinskredfare ved Hellesylt. Figuren til venstre viser skredfrekvens, mens figuren til høgre viser maksimum spranghøgder i meter (Blikra, Hole, & Anda, 2011).

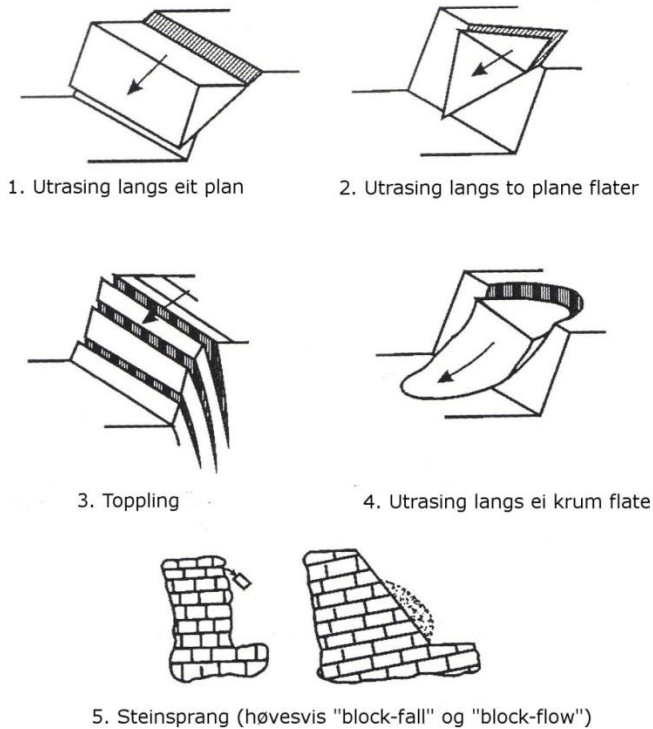
2.8.2 Utrasningstypar

Kva utrasningstype som kinematiks er mogleg, er først og fremst bestemt av orienteringa til diskontinuitetane i bergmassen. Det finnes fem hovudgrupper av utrasningstypar, inndelt etter rørslemåte (Figur 3 og Figur 20):

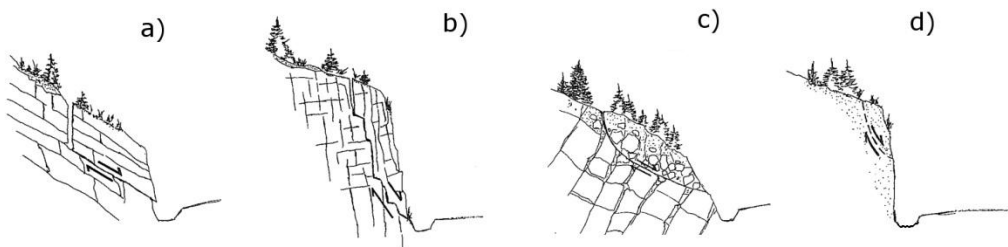
Utrasningstypane nr. 1 og 2, er vanlegast, og er hovudsakleg utrasning langs ein diskontinuitet. Eit vilkår for utrasninga er at strukturen må ha utgåande i dagen. Nr. 3, toppling, har ein framoverretta rotasjon av masser om eit punkt eller akse nedanfor tyngdepunktet til massen. Ein føresetnad er at det finnes steiltstående sprekesett tilnærma parallelt skråninga. I nr. 4 skjer utrasninga langs eit dobbeltkrumt glideplan som regel i lausmassar eller sterkt vitra berg. Nr. 5, steinsprang, er som regel forårsaka av prosessar nær overflata og er skildra i avsnitt 2.1.2 (Nilsen & Broch, 2009; Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Skredmaterialet varierer og utrasningstypane kan derfor også delast inn etter typen skredmateriale (Figur 21):

- a) er sterke, massive bergarter med utgåande diskontinuitetar i dagen. I slike tilfelle vil skjærstyrken langs diskontinuiteten avgjere om blokkane raser ut.
- b) er bergarter med stor oppsprekking og det er vanskeleg å føresjå kor brotplan vil oppstå. Dette fordi brotplanet både vil gå i intakt berg og langs sprekkar. Eit slikt komplekst brot fører til at det ikkje er mogleg å finne skjærstyrken analytisk, og i staden må empiriske brotlikningar nyttast.
- c) er sterkt vitra berg med nærmast jordliknande oppførsel, derav sirkulært brotplan. Den siste typen (d) er skred i svake, homogene bergmasser utan sprekkar, men med stor kohesjonsstyrke. Brotplanet er relativt grunt (Turner & Schuster, 1996).



Figur 20 - Fem forskjellige utrasingstypar (Nilsen & Broch, 2009)



Figur 21 - Inndeling av utrasingstypane etter skredmaterialet (Turner & Schuster, 1996)

2.8.3 Analysemetodar som kan nyttast ved stabilitetsanalyse

Det finnes ein rekke ulike analysemetodar til å vurdere skråningsstabilitet (Figur 23). Kva metode ein vel avheng av skredtype, skredmateriale og stabilitetspåverkande faktorar, samt om ein ynskjer å vurdere korttid-, langtid-, total- eller detaljstabilitet (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Empirisk analyse

Empirisk analyse er den enklaste forma for stabilitetsanalyse og er basert på omfattande studie av skjæringar og naturlege skråningar. Skråningshøgde og skråningsvinklar er notert, og fortel om stabil skråningsvinkel på staden. Ved bruk av empiriske funn, må dei geologiske forholda vera omtrent tilsvarande for at resultatet skal kunna nyttast. Metoden eignar seg best som vegleiande resultat, eventuelt til kontroll av andre analyser (Nilsen & Broch, 2009).

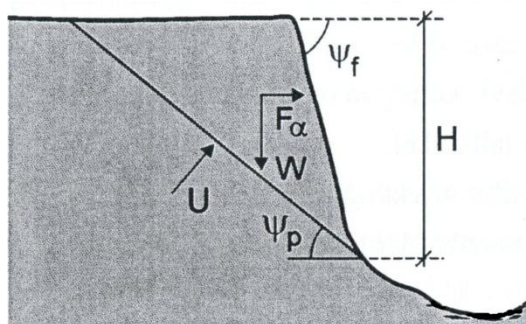
Modellstudie

Modellstudie er oppbygging av ein fysisk modell i gips eller sementblanding, som representerer den faktiske stabilitetssituasjonen. På denne kan reelle skredsituasjonar simulera, men testinga er både tidkrevjande og dyr, samt at det ikkje er mogleg å teste for "alle" situasjonar. Også her er det anbefalt å nytta resultatane i lag med andre testar (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Fjellsida i Åknes er eit døme på kor ein modell med skala 1:500 er bygd (Lothe & Storler, 2010).

Matematiske modellar

Dei matematiske modellane er mest vanleg ved analyser av skråningsstabiliteten, hovudsakleg fordi dei er enkle og oversiktlege. Deterministiske metodar er oftast brukt, men i seinare år er det lagt ned arbeid i å utvikle probabilistiske teknikkar (Stead, Eberhardt, & Coggan, 2006). Desse er basert på sannsynlighetsteori og forsøker å finne sannsynet for utrasning.

Den tradisjonelle likevektsmetoden er ein deterministisk metode. Prinsippet går ut på å anta at utrasninga vil skje i det summen av drivande krefter overstig summen av stabiliserande krefter langs eit plan. Når utrasning skjer er sikkerheitsfaktoren (F) lik 1. Ein svakhet ved den tradisjonelle metoden, har vert bruken av kun ein sikkerheitsfaktor. Ved innføring av ny geoteknisk standard i 2010, (Eurocode 7), blei partialfaktor-metoden standard ved stabilitetsanalyser. Den brukar partielle faktorar for laster og material (Nilsen & Broch, 2009).



Figur 22 – Enkel, deterministisk stabilitetsanalyse av ei skråning (Nilsen & Broch, 2009)

Sikkerheitsfaktor ved tradisjonell likevektberegning:

$$F = \frac{(W * \cos \Psi_p - F_\alpha * \sin \Psi_p - U) * \tan \phi_\alpha}{W * \sin \Psi_p + F_\alpha * \cos \Psi_p}$$

Der:

H = skråningshøgde

Ψ_f = skråningsvinkel

Ψ_p = helningsvinkel til det potensielle glideplanet

ϕ_α = aktiv friksjonsvinkel

γ_r = eigentyngda til bergmassen

γ_w = eigentyngda av vatn

U = vasstrykk

$F_\alpha = m * a$ = jordskjelvbelastning

a = seismisk akselerasjon som andel av g

$\Rightarrow 0,25W$ når $a = 0,25g$ eller 0 for $a = 0$

W = vekt av potensiell rasmasse (til figuren = $(\gamma_r H^2/2) * (1/\tan \Psi_p - 1/\tan \Psi_f)$)

Partialfaktormetoden antek at skråninga er stabil når $M_d > F_d$. Stabilitetssituasjonen i Figur 22 kan dermed vurderast slik (Nilsen & Broch, 2009):

$$\frac{\left((W * \gamma_f * \cos \Psi_p - F_\alpha * \gamma_f * \sin \Psi_p - U * \gamma_f) * \tan \varphi_\alpha \right)}{\left(W * \gamma_f * \sin \Psi_p + F_\alpha * \gamma_f * \cos \Psi_p \right)} / \gamma_m >$$

Der: $M_d = M_k / \gamma_m$

$F_d =$ Dimensjonerende last

$F_k =$ Karakteristisk last

$\gamma_f =$ Partiell faktor for last

$F_d = F_k * \gamma_m$

$M_d =$ Dimensjonerende styrke

$M_k =$ Karakteristisk styrke

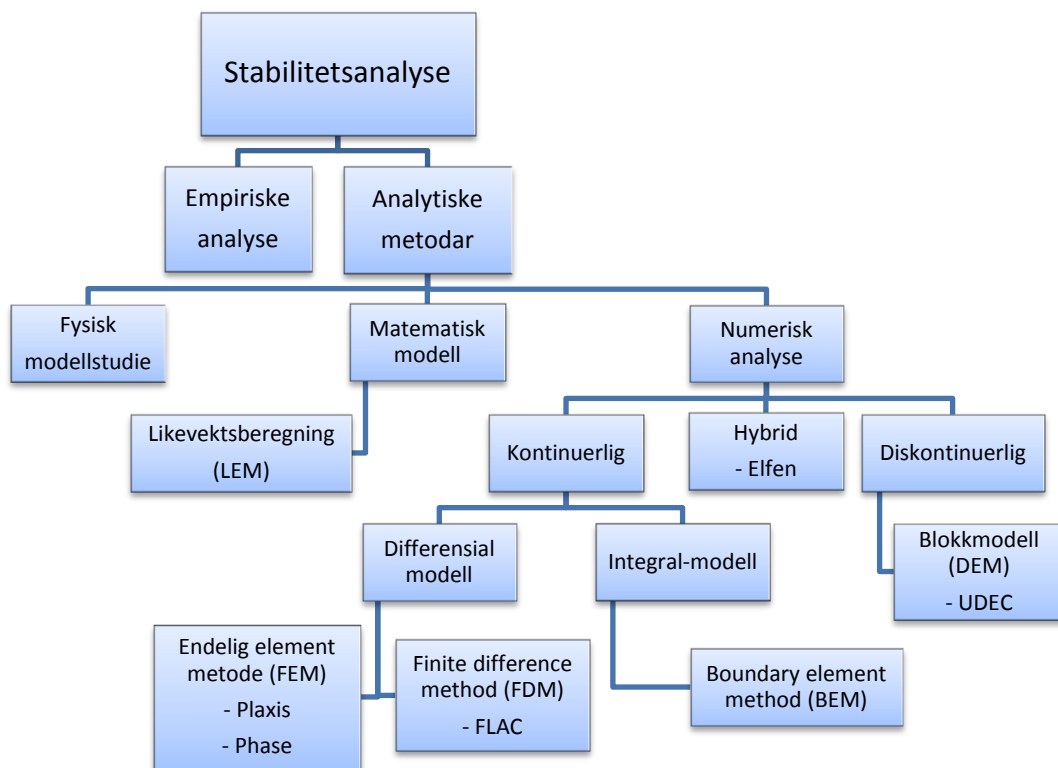
$\gamma_m =$ materialfaktor

Problemet med matematiske modeller er at dei kun er gyldige når utrasning skjer samtidig langs heile planet til diskontinuiteten. Modellane tek ikkje omsyn til brot og deformasjon i intakt berg, ei heller progressiv skredutvikling (Nilsen & Broch, 2009). For å få eit godt resultat, er det derfor svært viktig å tolke brotflota korrekt. Utrekninga blir forenkla med å dele skråninga inn i vertikale blokker (kvar blokk er tilnærma homogen med flate sider). Janbu, GLE og Bishop er døme på analyseringsmetodar som nyttar slik inndeling (Rocscience, 2012b). Matematiske metodar er og prinsippet bak metoden "tilbakeanalyse", som blir nytta til å finne essensielle parametarar for skråningsstabiliteten (Nilsen & Broch, 2009).

Numerisk modellering

Numerisk modellering er i dag mykje brukt, fordi dei tek omsyn til bergspenning, deformasjon, grunnvatn og grensetilstand. Men det var først ved utviklinga innan informatikk, som gjorde slike metodar til eigna verktøy ved stabilitetsanalyser (Stead et al., 2006). For å oppnå gode resultat, trengs ein god geologisk modell. I kvart knutepunkt til elementa, vert storleik og retning på bergspenninga vist i form av vektor. Metoden gjev ikkje endelege svar, men er nyttig til å illustrere effekten av forskjellige parametarar (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Numerisk modellering kan delast inn i tre grupper: kontinuerleg, diskontinuerleg og kombinasjonsmodellar. Kontinuerlege modellar ser på bergmassen som eit kontinuerleg medium og kun eit fåtall sprekker blir inkludert, sidan desse må registrerast for hand som svært tynne lag. I diskontinuerlege modellar vert bergmassen delt inn i blokker, som tillét separasjon og forkastningar. Blokkane er enten deformerbare eller rigide, og påverkar kvarandre langs grensene (Mah, Hoek, & Wyllie, 2004). Kombinasjonsmodellar er nyare modellar på grunn av aukande behov for å modellere samansette situasjonar (Stead et al., 2006).



Figur 23 - Oversikt over forskjellige analysemetodar nytta til å vurdere skråningsstabilitet (Loftesnes, 2010; Nilsen & Palmstrøm, 2000).

2.8.4 Stabiliserande tiltak

Tradisjonelt i Norge har sikringstilvising (sikringstype, omfang og utføring) blitt fastlagt etter kvart som prosjektet går fram. Mang ein avgjerd har blitt tatt subjektivt og i stor grad basert på ingeniørgeologiske forhold på staden, men også kostnad, tidsbruk, tilgang til aktuelle sikringsmidlar, erfaring og "psykologiske" moment, er avgjerande. På grunn av større krav til dokumentasjon og meir kompliserte prosjekt, aukar behovet for å basere sikringstilvisinga på fastlagde metodar (Nilsen & Broch, 2009). I hovudsak kan stabiliteten til skråningar betrast på fire forskjellige måtar: endre skråningsgeometrien, drenere, forsterke bergmassen og hindre at ustabilitetar oppstår. Kva tiltak ein vel, avheng i stor grad av stabilitetssituasjonen, krav til sikkerheit og forhold på staden (Nilsen & Broch, 2009).

Som det vil gå fram av denne oppgåva, er det fare for steinsprang på den aktuelle lokaliteten. Tabell 3 viser sikringsalternativ i område med steinsprangaktivitet. Dei passive tiltaka er retta mot avsetning- eller utløpssona, mens aktive tiltak er retta mot kjeldeområde (Devoli et al., 2011).

Sikringstiltak mot steinsprang

Passive tiltak	Aktive tiltak
Fjellnett, steinsprangnett, fanggjerdet, ledevoller, støttemurar, verneskogar, arealplanlegging, skiltring, varsling, evakuering.	Fjellboltar, sprøytebetong, geometriendring av skråninga, kontrollert sprenging av blokker, drenering, planting av vegetasjon

Tabell 3 - Sikringstiltak mot steinsprang (Vegdirektoratet, 2011)



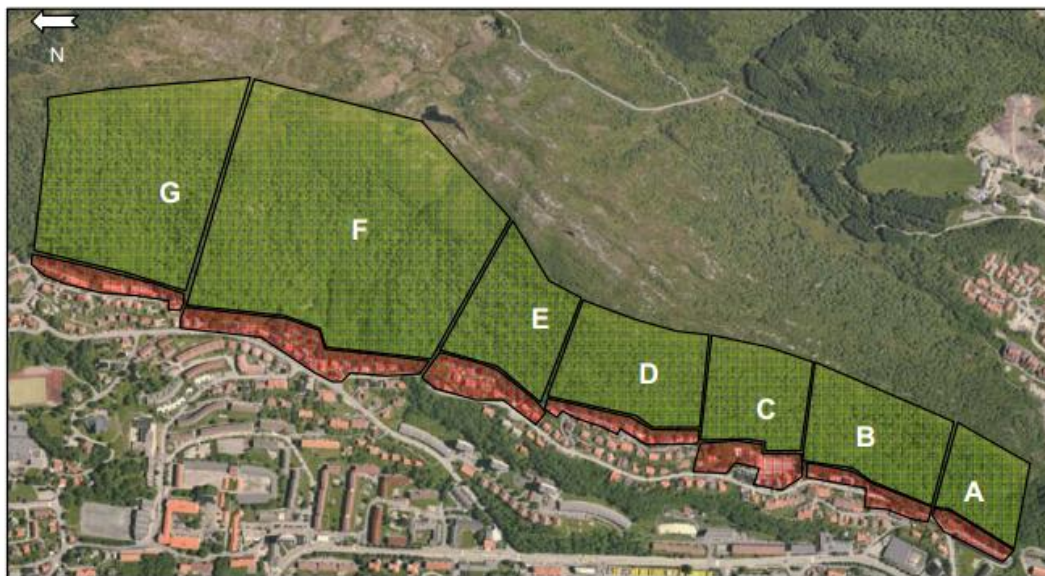
Figur 24 - Fullskala test av eit fanggjerdet (foto: K. Moen, Multiconsult).

3. Forundersøking

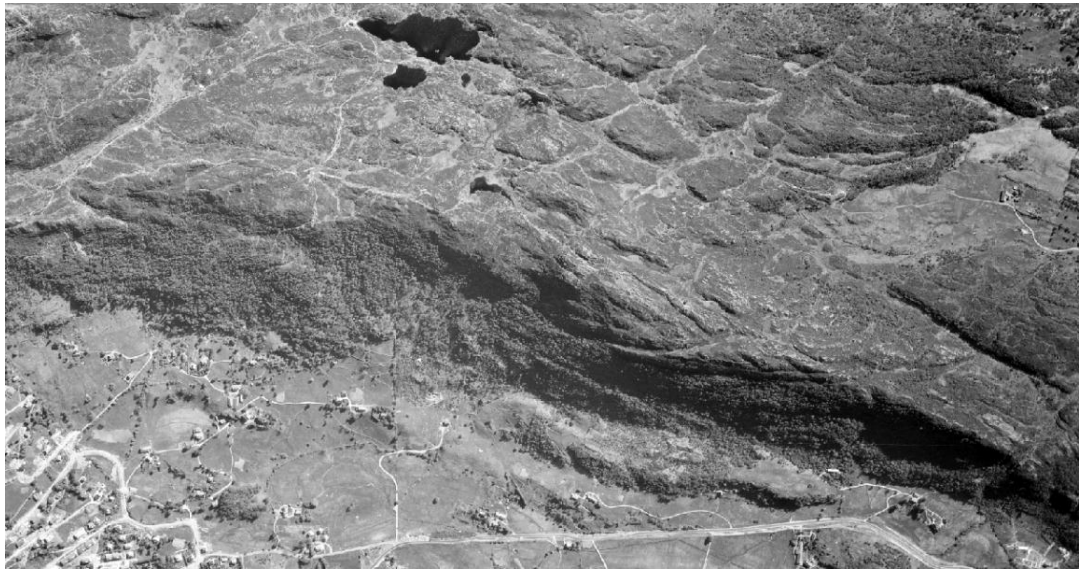
3.1 Om tidlegare arbeid

ROS I konkluderer med faren for steinsprang må vurderast langs Kolstien 73-83 og faren for jordskred/ flomskred langs Kolstien 99-103. For å bestemme skredfaren har ROS II gått gjennom skredhistorikk, gradientanalyse, simulering av vassavrenning og studie av flyfoto (Figur 25, Figur 26) og skråfoto. Skråninga er del inn i segment frå A-G (Figur 25) og skredfaren vurdert for kvar av desse. Den aktuelle tomte ligg i segment F, heilt på grensa mellom E og F.

Resultatet frå skredfarevurderingar, databasetenestar og andre relevante kjelder, er attgjeve i dei neste delkapitla.



Figur 25 – Områdeinndelinga av Landåsfjellet i Bergen (A-G), nytta i ROS II.



Figur 26 - Flyfoto frå 1951 over det same område, men med betrakteleg mindre busetnad (ROS II).

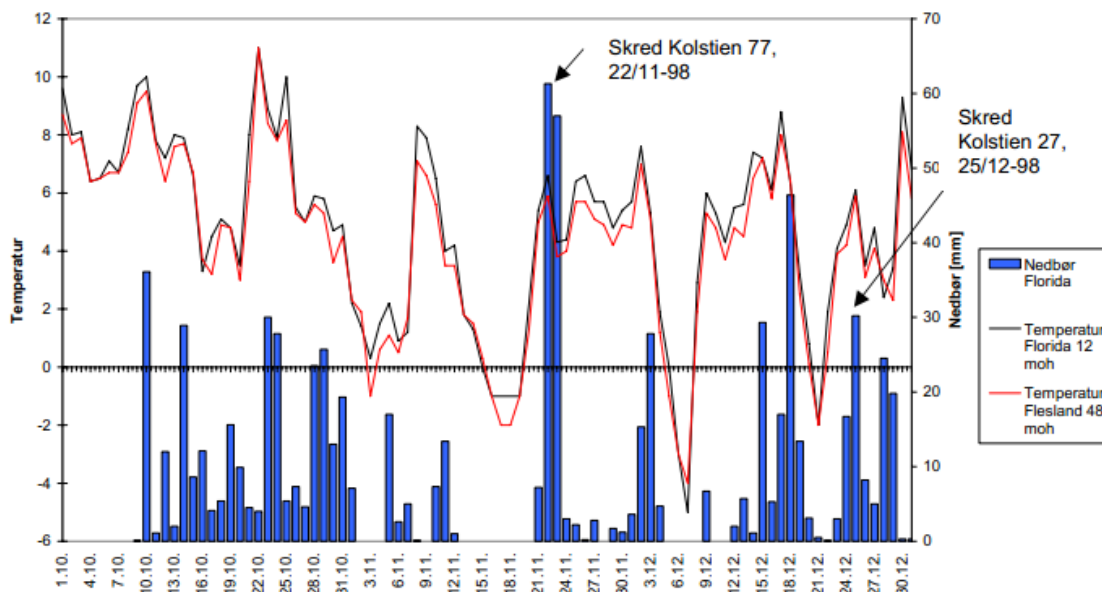
3.2 Skredaktivitet i område

På Skrednett er det ikkje registrert skredmateriale i det aktuelle område, men dette har mest sannsynleg ein samanheng med at område ikkje er kartlagd. Fordi det både er funne flomskredmaterial mellom Kolstien 99 til Landåslien 43 (ROS II) og spor etter steinsprangaktivitet, veit ein at dette ikkje stemmer.

Langs Landåsen finnes kun ein registrert skredhending på Skrednett; eit lite "steinras" 14.1.1978. Fordi dei fleste av skreda på Skrednett har hatt konsekvens for menneske og er av nyare dato, er det mange skred som ikkje er registrert (Devoli et al., 2011). Fjellskredaktiviteten var også hyppigast rett etter siste istid, slik at mykje av skredmaterialet kan ha blitt utløyst relativt kort etter siste istid (Longva, Blikra, & Delhs, 2009)

Fjellskreda i 1998 som gjekk 22.november og 25.desember ved høvesvis Kolstien 77 og Kolstien 27, er døme på skred som ikkje finnes på Skrednett. Skildring av skredhendingane (ROS II):

Skredet ved Kolstien 77 hadde eit volum på 100 m^3 og raste frå ein 10 m høg fjellskrent (ca. 20 m aust for tilkomstvegen ved Kolstien 77 og 79). Noko av skredmassane trefte vegen, mens resten låg att i skråninga. Hendinga skjedde etter nokre dagar med frost, før det på skreddagen kom mykje nedbør (Figur 27). Det er antatt at skredet blei utløyst pga. oppbygging av vasstrykk langs eit vitra plan i bergmassen. Også skredet ved Kolstien 27 er antatt å ha gått langs eit vitra plan etter ein periode med frost som blei etterfølgt av regn. Til saman raste 50 m^3 frå ein fjellskrent. 1 m^3 stoppa i ein sikringskonstruksjon, mens resten låg att på ei flate i terrenget. Det blei anbefalt høvesvis 2 m høg voll og 3 m høgt fanggjerde som sikringstiltak.

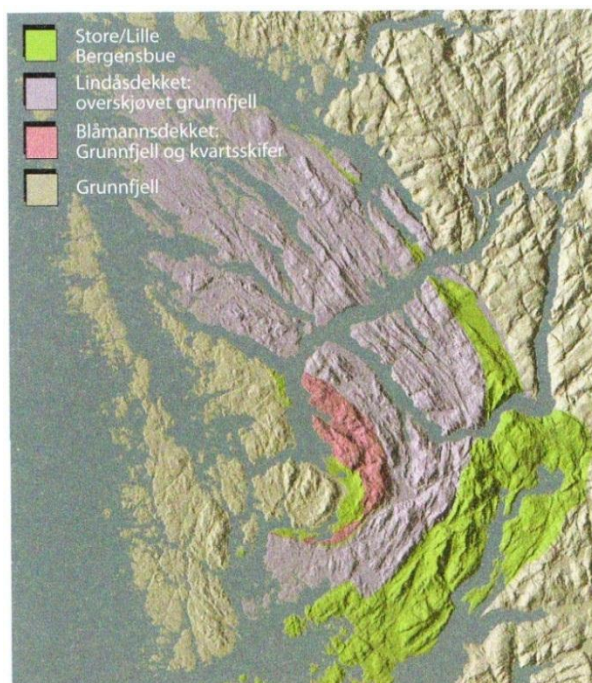


Figur 27 - Vêrdata frå målestasjonen Florida hausten 1998. Diagrammet viser både skredet 22/11 og 25/12 blei utløyst etter mykje nedbør som etterfulgte nokre dagar med frost (ROS II).

3.3 Geologi

3.3.1 Bergensgeologien

Geologien i Bergen er karakterisert av Bergensbuene, som oppstod i forbindelse med den kaledonske fjellkjededanninga for ca. 400 mill. år. Buene er lett synleg på satellittfoto (Figur 28), topografiske- og geologiske kart. Det finnes fleire modeller som kan forklare opphavet til buene (Håkon Fossen, 2012): Ein modell går ut på at Bergensbuene "ramla" ned i Bergensbueskjærsona, medan ein anna moglegheit er N-S forkorting. Store/ lille Bergensbuen, Blåmannsdekket og Lindåsdekket, er alle skyvedekker som blei pressa inn i fjellkjeda frå vest. Fordi Lindåsdekket og Blåmannsdekket kviler på øvre dekkserie, tyder det på at stratigrafien er invertert (Ramberg, Bryhni, & Nøttvedt, 2007). Det aktuelle område ligg i lille Bergensbuen.



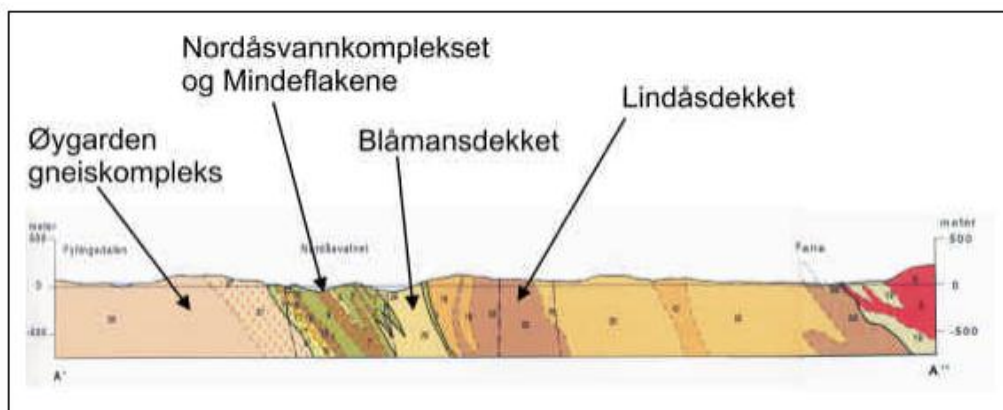
Figur 28 – Bergensbuene, som er lett synleg på satellittfoto, med skyvedekker markert i fargar (Ramberg et al., 2007).

3.3.2 Bergarter, bergmassen og oppsprekking

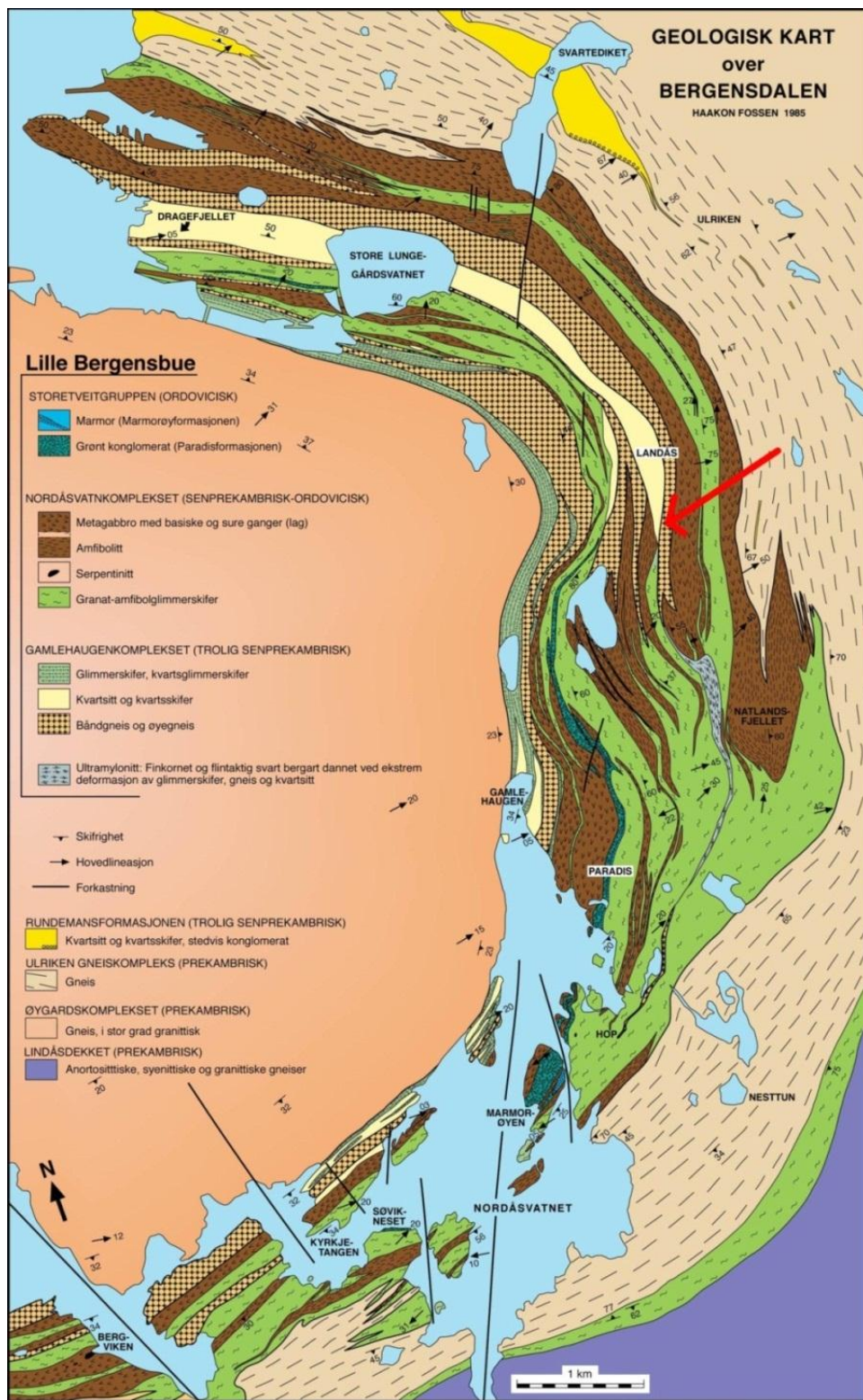
Område av interesse er del av lille Bergensbue, på vestsida av Landåsfjellet, og er detaljkartlagt av Håkon Fossen, professor i geologi ved UiB (Figur 30). Hovudsakleg er bergarten del av Nordåsvatnkomplekset og delvis Gamlehaugenkomplekset, mens toppen av Landåsfjellet er frå Ulriken gneiskompleks. Toppen av skråninga bak tomta er derfor av gneis. Vidare nedover er det amfibolitt og granat-amfibolglimmerskifer (Nordåsvatnkomplekset) og båndgneis, øyegneis, kvartsitt og kvartsskifer (Gamlehaugenkomplekset). Basert på vedlegget i Myrvang (2001) blir det anslått at eigenvekta til gneis, glimmerskifer og kvartsitt er ca. 2 600 kg/m³, mens amfibolitt har litt større eigenvekt (2 900 kg/m³).

Karakteristiske trekk ved bergmassen, sitat frå ROS II: "Bergmassens lagdeling er markert og faller steilt og stedvis overhengende (Figur 29). Svakhetssoner skjærer bergartens hovedstruktur i øst-vestretning og bidrar til enkelte avlastede blokker og flak i overflaten. Bergartenes struktur bidrar til markerte ujevnheter i fjellsiden, med terrasser som delvis holder igjen skredmasser og forvittringsjord. Lagdelingen og sprekkesystemene i bergmassen definerer flakige blokker som vil rase fra tid til annen på grunn av pågående forvitring".

Det finnes lite kunnskap om sprekke til gneisen, fordi tilgangen til fjellkanten er redusert (4.3). Det ein veit om skråninga ved tomta, er at den er skiltet mellom lettvittra bergartar, som har lagt grunnlaget for Bergensdalen der sentrum finnes, og sterkare gneis frå grunnfjellet (Håkon Fossen, 2012). Det er antatt at sprekke har ein viss ruheit, men at dei enkelte stadar er slette. Ingen informasjon om sprekkefylling finnes (Mensah, 2012).



Figur 29 - Vertikalt snitt gjennom Bergensbuesystemet som går frå Fyllingsdalen i nord til Fana i sør-søraust (H. Fossen & Ragnhildstveit, 1997).



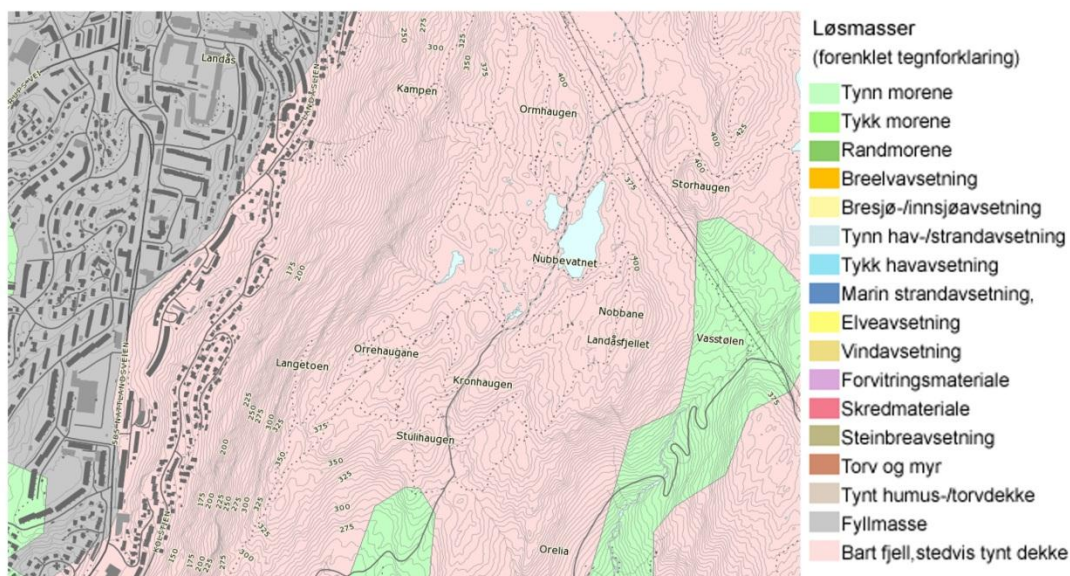
Figur 30 - Detaljkartlegging av berggrunnsgeologien til lille Bergensbue (H. Fossen & Ragnhildstveit, 1997).

3.3.3 Lausmasser og naturtype

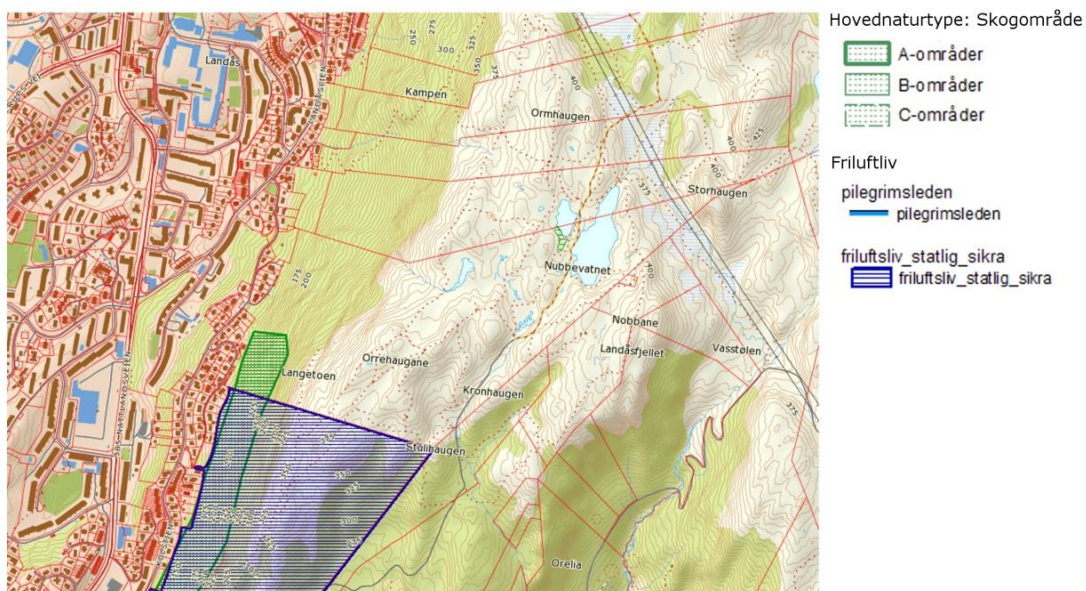
Den aktuelle tomte ligg over marin grense, som er 50 moh. i Bergensområde. Langs heile Landåsfjellet finnes mest lausmasser i Figur 25, men dekket er tynt og derfor kartlagd som "bart fjell med tynt dekke" (Figur 31). I skråning over tomte ligg lausmassane på blokker av skredmateriale som er flakige på grunn av bergmassen sin foliasjon (ROS II).

Feltarbeid i ROS II avslørte spor etter flomskred mellom Kolstien 99 til Landåslien 43 (husa er bygd inn i skredmassane). Morenen i område, som bidrog med masser til flomskredet, har låg sikkerhetsfaktor når vasstanden er høg, men elles stabil (geoteknisk stabilitetsanalyse i ROS II). Lite kunnskap om mektigheita til morenen og tilhøyrande materialeegenskapar, gjer at resultatane er noko usikkert. Risikoen for jordskred er anslått til middels, men over tomte er risikoen anslått til liten (ROS II).

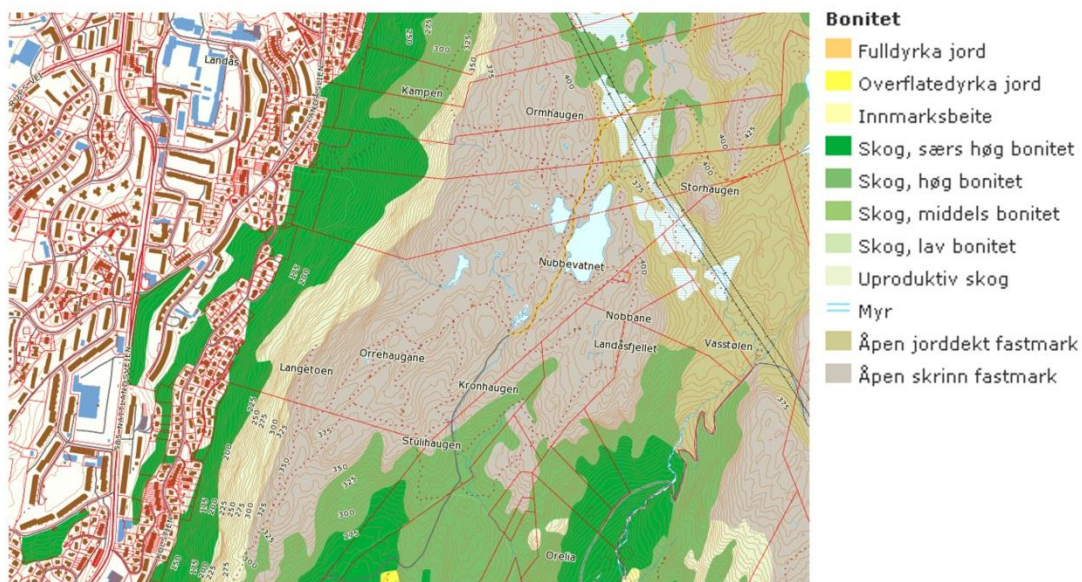
Naturtypar har ofte samanheng med berggrunnen: Sure granittiske gneisar i område Sandviken og Eidsvågneset har lite vegetasjon, mens anortositten i Ytre Arna gjev opphav til frodig landskap med vegetasjon (NGU, 2006a). Figur 32 viser at det i skråninga under Landåsen, veks ein svært viktig edellauvskog (A-prioritet) og ca. 200 m nord for det aktuelle område finnes ein granskog planta på 50- og 60-talet (ROS II). Edellauvskog trives godt i foten av høge fjellskråningar kor berggrunnen er skifrig. Nedre del av den aktuelle skråninga har særst høg bonitet på grunn av skogen (Figur 33).



Figur 31 - Oversikt over lausmassar i det aktuelle område, NGU sin databaseteneste.



Figur 32 - Naturtype og friluftsliv (Arealis)



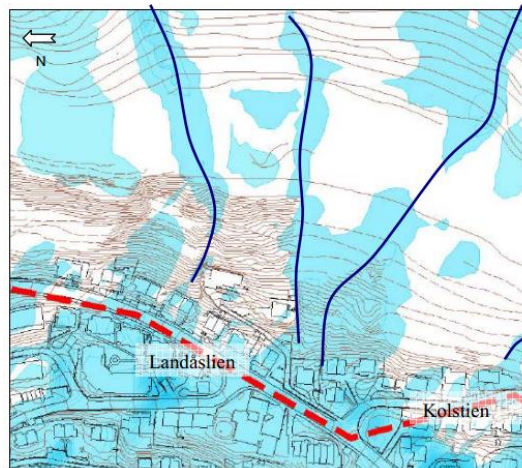
Figur 33 - Bonitetskart over det aktuelle område (Arealis)

3.4 Nedbør og klima

Prosjektet GeoExtreme (2008) tek ikkje omsyn til kva effekt klimaendring har på skredaktiviteten, men anerkjenner at ekstremvêr nødvendigvis vil føre til fleire skred. Jamført utløysingsårsaker til fjellskreda i 1998, er nedbørsintensitet og fryse- og tinesyklus viktige aspekt ved vurdering av skredfaren. Dette er understreka av skredet i Hatlestad terrasse, som blei utløyst etter ein periode med "ekstremnedbør": Vêrstasjonen Florida målte 156 mm på ein dag, men truleg kom 100 mm på fire timar (ROS II). Også flomskred vil vera ømtolig for store nedbørsmengde og vasssamling.

ROS II antek at jord- og flomskredfaren for det aktuelle område er størst når nedbøren er størst; mellom september til november (Figur 27). Faren for fjellskred og steinprang er størst frå september til mars, med topp i november/desember når middeltemperatur er rundt ca. 0 °C.

Simulert vassavrenning i ROS II avslørte at område ved krysset mellom Kolstien og Landåslie har stor avrenning (Figur 34) og det er observert djup erosjon i morenen. Det renn også ein bekk frå eit tjern på toppen (bekken lengst til høgre), som delvis renn gjennom talus i midtarste parti. Over det aktuelle område vil kun vatn som fell som nedbør renne ned skråninga.



Figur 34 - Simulert vassavrenning frå ROS II, med blå steikar som indikerer bekker (ROS II).

3.5 Stabiliserande faktorar

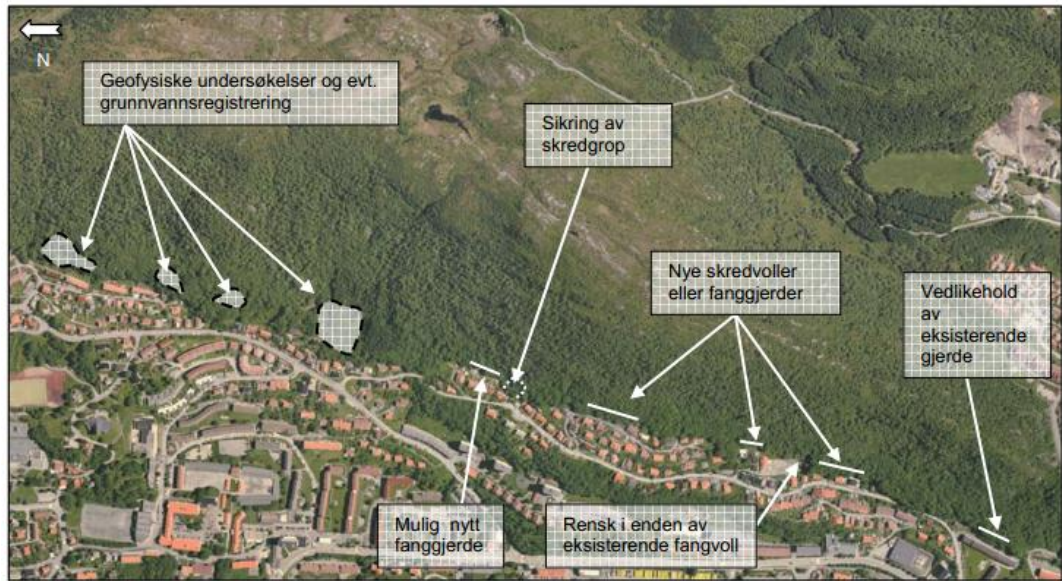
Uregelmessigheit i terrenget og bergflata vil redusere energien til skredmaterialet. Reduksjonen er størst ved lausmassedekke samanlikna med bart fjell. Skogen i skråninga vil også verke stabiliserande, fordi røter bind fuktigheit og laust material, samt at trestammer vil fungere som hinder. Perret, Dolf, and Kienholz (2004) stadfestar at skog vil kunne redusere fart og energi til fallande material. Om skogen vil ha effekt, avheng av storleik og kinetiske energi til steinane, arealet som potensielt vil stanse steinane (tettleiken til skogen og diameteren til trea) og tresorten (Volkwein et al., 2011). Produksjon av organisk material er på den andre sida negativt, men rydding av dødt materiale vil hjelpe, og særleg dersom ein held vassvegane opne (ROS II).

Fordi lagdelinga skapar flakige blokker, er dette med på å redusere utløpsdistansen gitt at flaka ikkje roterer på høgkant (ROS II). Talus i skråninga er også fordelaktig, fordi den har god drenering slik at ein eventuell auke i grunnvasstand vil skje sjeldnare enn til dømes jordmasser.

3.6 Anbefalt sikring

For å sikre tilkomstvegen og bygningar på oversida av vegen ved Kolstien 79, 81 og 83, foreslår ROS II å sette opp eit fanggjerdje Ved Kolstien 27, 29 og 33, er det foreslått å installere eit 3 m høgt fanggjerdje som kan tåle treffenergi på 1500 – 2000 kJ. Ein voll er anbefalt laga av skredmassane frå skredet ved Kolstien 77. Ein visuell oversikt over anbefalt sikringstiltak langs Landåsfjellet er vist i Figur 35.

Sikring mot jord- og flomskredfare bør ikkje settast i gang utan meir informasjon om lausmassemektigheita, samt informasjon av grunnen og grunnvatnet (geotekniske undersøking). I ROS II er det ikkje funne område med akutt fare for jord- og flomskred. Dersom det skal gjennomført fleire undersøkinga av lausmassane, er område mellom Kolstien 99 og Landåslien 43 første prioritet.



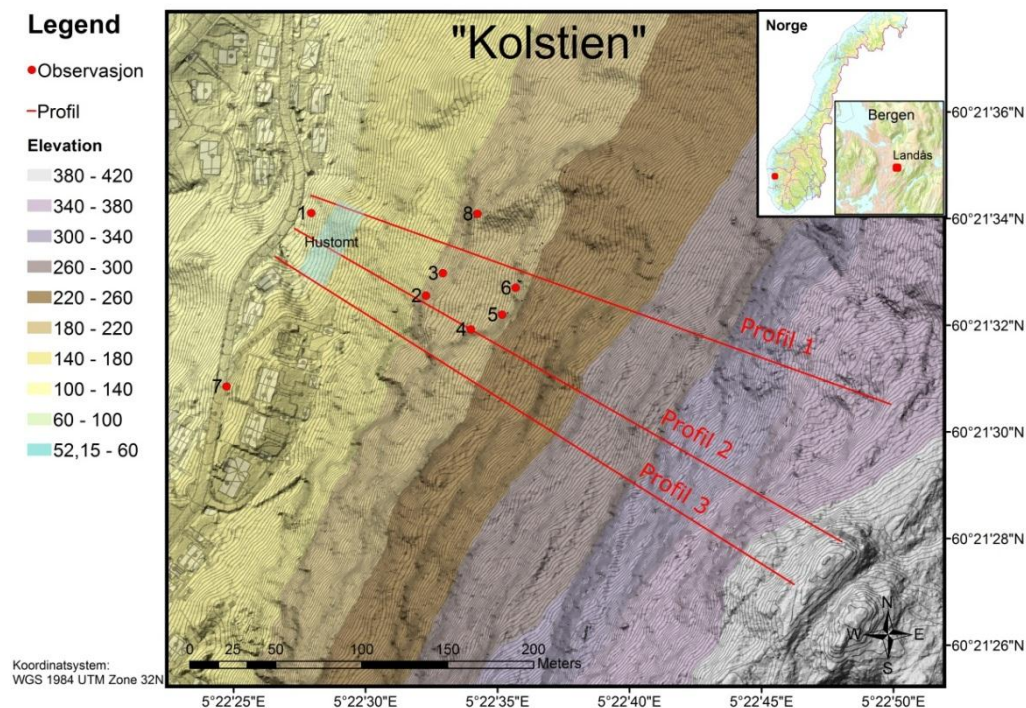
Figur 35 - Oversikt over anbefalte sikringstiltak under Landåsfjellet (ROS II).

4. Resultat frå feltarbeid

I utgangspunktet var det ikkje lagt opp til feltarbeid i denne masteroppgåva, men viktig informasjon mangla etter forundersøkinga og det blei bestemt å gjennomføre ein kort felttur. Staden såg svært annleis ut enn venta, dette fordi kartgrunnlaget ikkje var detaljert nok til å vise dei lokale brattskrentane. I tillegg blei viktig input om kjeldeområde og skredaktiviteten funne. Feltarbeid må aldri unnlatas!

4.1 Om resultatane

Resultat frå feltgranskninga er presentert i dette kapitlet. Omtrentleg markering av hustomt, viktige observasjonar og profila nytta i RocFall-simuleringane, er vist på Figur 36. Resultata i dette kapitlet referer til denne figuren. Det blei tatt bilete av viktige funn, som er vist i avsnitt 4.7.



4.2 Vatn

Det blei registrert overflatevatn i punkt 8 (bilete 11). Det var mykje regn den dagen i felt og det blei målt 31,3 mm nedbør i Bergen den dagen (yr.no, 2012). Vêrdata fortel om ein del regn i dagane også før feltgranskinga. Nedbøren er over gjennomsnittet for månaden, men likevel ikkje særleg uvanleg i Bergensregionen. Til samanlikning er dette like mykje nedbør som då skredet i Kolstien 27 gjekk, men der etterfølgde regnet ein periode med frost (3.4).

4.3 Fjellblotningar og lausmasser

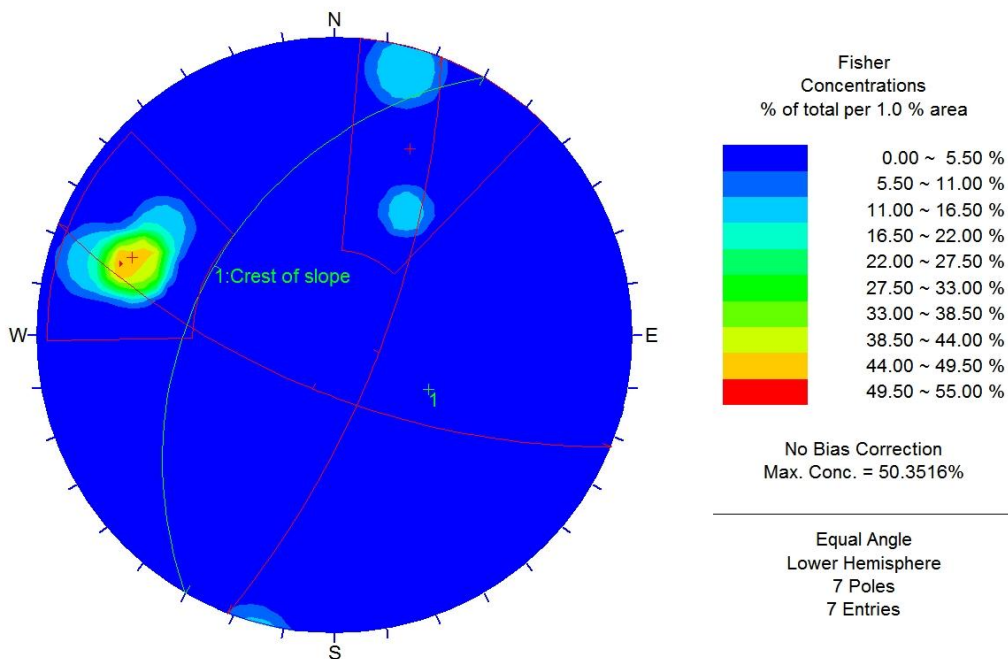
Generelt var det lite lausmassemektigheit på tomta (bilete 6). Fordi LiDAR ikkje var tilgjengeleg på feltgranskingstidspunktet, visste ein om morenen og erosjonen i den. Derfor blei ikkje område undersøkt, men det spørst om det uansett hadde vore tid nok.

Frå tomta kan ein steil fjellkant skimtast øvst i skråninga (bilete 1). Fjellkanten ligg så høgt oppe at det er vanskeleg å komme inntil den. Fordi denne ikkje har blitt undersøkt, finnes lite kunnskap om svært viktige faktorar for skråningsstabiliteten. Bart fjell blei også observert ved 2,3 og 8 (bergkant 1) og 4,5 og 6 (bergkant 2). Ved observasjon 2 var bergveggen steilståande (bilete 8) og overhengande ved observasjon 4 og 6 (bilete 9 og 12). Dette stemmer overeins med Figur 29 og Figur 39. Generelt er bergmassen massiv og lite vitra (bilete 10), noko som stemmer overeins med informasjon frå Mensah (2012). Likevel finnes lokale område med større vitring, noko som er stadfesta av skreda i 1998 (gjekk delvis langs vitra plan i bergmassen (3.2)).

Strøk og fall vart registrert for fjellblotningane (Tabell 4) og er plotta stereografisk i Figur 37. På grunn av få og små fjellblotningar, blei det kun registrert sju målingar. Fordi målingane i tillegg stort sett representerer lagdelinga til bergmassen, er ikkje dette nok til å anslå oppsprekkinga i område. Ein liten konklusjon kan likevel trekkast; Toppling er hovudstabilitetsproblemet til område. Dette er tydeleg dersom ein samanliknar Figur 37 med Figur 11.

Observasjon	Strøk	Fall	Fallretning
2	018°	70°	108°
3	019°	71°	109°
3	017°	80°	107
4	032°	68°	122°
5	120°	51°	210°
6	021°	69°	111°
7	105°	85°	195°

Tabell 4 - Måling av strøk og fall for registrerte observasjonar.



Figur 37 - Stereografiske plotting av målingane i felt (Tabell 4).

4.4 Skredmaterial

På tomta er det observert ein god del skredmaterial (bilete 3, 5 og 7). Største (synlege) steinblokk på tomta var ca. 7 m³ (bilete 7). Denne skilte seg ut frå resten som i hovudsak var mindre blokker (ca. 0,5 - 1 m³). Skredmaterialet kjentes godt gjennom humusdekket, men særleg kjentes materialet godt nedanfor brattskrenten kor det var hull mellom steinane som ein måtte unngå å tråkke i. Mellom bergkant 1 og 2 var det eit flatare parti med meir skredmasser (avsetningsområde basert på funn i 5.2). Konklusjonen er at skredmaterialet sin mektigheit varierer langs skråninga.

Kun ved observasjon 6 blei det funne teikn til skredaktivitet, i form av utfall av tynne steinplater (bilete 12). Utløpslengda til ei nedrast plate (bilete 13) var omtrent 3 m, altså svært kort.

4.5 Potensielle lausneområde

Øvste fjellkant er eit potensielt lausneområde sidan dette er blottlagt bergmasse, men utan meir detaljert informasjon, er det vanskeleg å seie noko om sannsynet for steinsprang og større hendingar.

Risikoen for skredhendingar i skråninga over tomta er gitt i ROS II (dei uønska hendingane er definert i Tabell 5): *Risikoen for større steinsprang frå fjellkanten er låg (liten konsekvens og mindre sannsyn). Det er antekje at risikoen for mindre steinsprang er sannsynleg, men då med ubetydeleg konsekvens. Mellomstore steinsprang er ikkje vurdert.* Samanlikna med RocFall-simuleringane i 6, finn underteikna det underleg at konsekvensen for små steinsprang er "låg". Undervurderinga kan ha ein samanheng med at nabohusa i sør ligg på ein naturleg utfliating, samt at uthus og tilkomstvegen

hovudsakleg vil ta av for skreda. Eit anna poeng er jo sjølvstod at det ikkje stod hus på den aktuelle tomta når risikovurderinga blei gjort.

Bergkant 1 og 2 vil begge vera potensielle lausneområde (4.3). Også allereie lause steinar, som kan gli vidare ned, utgjer ein skredfare (2.1.2). Skredmaterialet i skråninga vil derfor også fungere som kjeldeområde for skred. Dette er bekrefta av behovet for å bolte lause steinar på tomta (bilete 5).

Fordi feltgranskinga stoppa ved kote 220, er det ikkje samla inn informasjon over dette. For å utføre RocFall-simuleringane var det likevel nødvendig å anslå kjeldeområde også over dette, så val er gjort og grunngeving finnes i avsnitt (6.1). I ROS II er risikoen for skred langs Landåsfjellet vurdert etter dei uønska hendingane i Tabell 5.

Uønska skredhendingar		Delområde av analyseobjekt						
		A	B	C	D	E	F	G
1	Fjellskred > 1000 m ³							
2	Større steinsprang 100 – 1000 m ³	X	X	X	X	X	X	X
3	Mellomstort steinsprang 10 – 100 m ³				X	X	X	
4	Mindre steinsprang < 10 m ³	X	X	X	X	X	X	X
5	Jordskred	X	X	X	X		X	X
6	Flomskred	X					X	X

Tabell 5 – Inndeling av uønska skredhendingar basert på volum, nytta i risikovurderinga i ROS II.

4.6 Sikringstiltak

Det er installert eit fanggjerde i øvre del av tomta, ca. 50 m frå vegen. Dette er 4 m høgt og dimensjonert for å ta i mot steinar med energi på 1000 kJ (Mensah, 2012). Det er også planlagt bolting og sikring av skjeringa bak huset, men detaljer blir først bestemt etter utgraving.

4.7 Bilete

Det blei på feltgranskinga tatt bilete av viktige observasjonar (bilete 1-13). Til skala er kulepenn med storleik 15 cm brukt. Denne er merka med raud pil der den finnes.



Bilete 1 – Oversiktsbilete av tomta og den skogklede skråninga, bilete er tatt frå vegen.



Bilete 2 – Skredmaterial øvst på tomta. Fanggjerdet kan skimtast i bakgrunnen.



Bilete 3 –Skredblokk på tomta.



Bilete 4 – Fanggjerd, sikringstiltaket over tomta.



Bilete 5 – Bolting av lause blokker.



Bilete 6 – Usortert lausmaterial på tomta, blottlagt av gravearbeidet.



Bilete 7 – Største registrerte skredblokk på tomta.



Bilete 8 – Første registrerte blotning (observasjon 2).



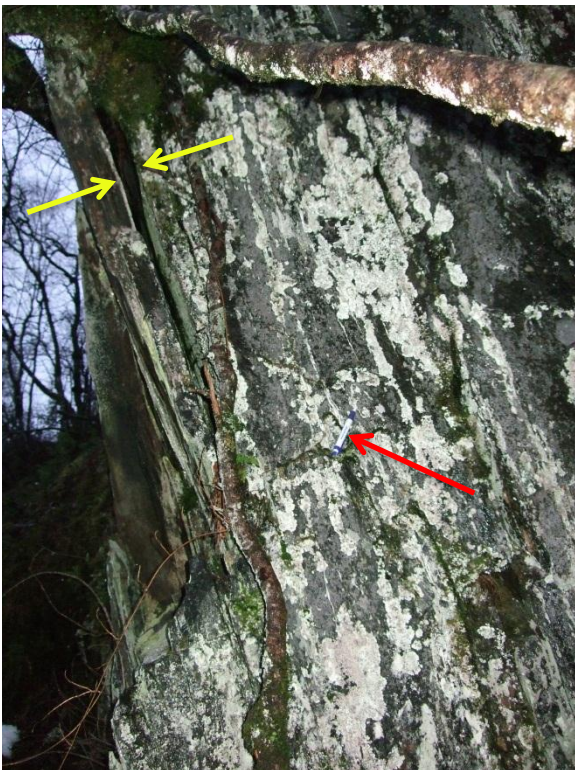
Bilete 9 – Overhengende bergvegg ved observasjon 4.



Bilete 10 – Nærbilete av bergmassen på bilete 9 (observasjon 4).



Bilete 11 – Overflateavrenning ved observasjon 8.



Bilete 12 – Kjeldeområde for steinskred ved observasjon 6. Legg merke til steinplata som nesten er laus (gul pil).



Bilete 13 – Steinplate som låg 4 m nedanfor observasjon 6.

5. GIS-resultat

5.1 Om resultatata

Jaboyedoff et al. (2012) gjev døme på vanleg bruk av LiDAR til steinskredvurdering: kartlegge geomorfologiske eigenskapar (strukturer, terreng, gradient), finne orienteringa til diskontinuitetar og modellering av skredbaner. Frå GIS-analysen er det laga ein rekke bilete som viser funna i analysen (Figure 36-41). Desse er analysert i 5.2.

5.2 Analyse

Observerte strukturer

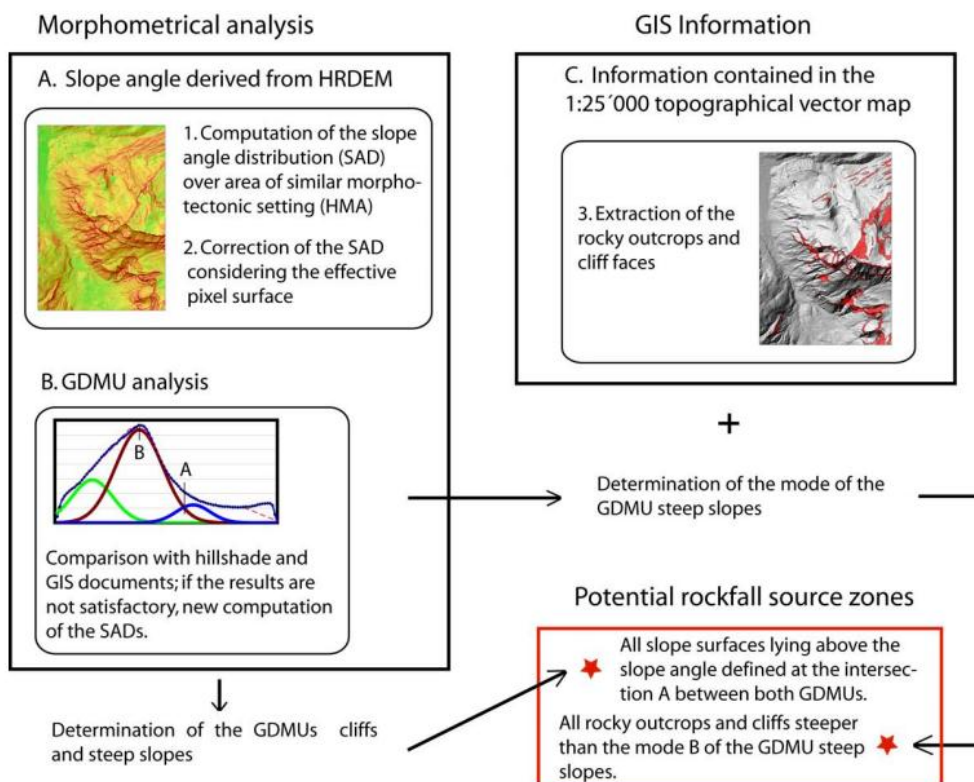
På Figur 39 er det observert at lagdelinga til bergmassen er steil og parallell Landåsfjellet (grøn pil). Eit anna karakteristisk trekk i terrenget er merka med gul pil, og tolka som djup erosjon i morene (3.4). Figur 39 viser også spor etter avrenning frå eit tjern på toppen (Figur 26) kor vassmassane har erodert eit søkk i terrenget (blå pil). Det er så vidt mogleg å skimte korleis bekken snor seg ned skråninga og kjem ned mellom Kolstien og Landåslie. Dette er bekrefta av funn i avsnitt 3.4. Vatnet er styrt av potensialforskjellar og vil renne der det er brattast (Brattli, 2009). Frå "Steepest path" (Figur 44) ser ein at vanleg avrenning ikkje vil påverke den aktuelle tomta, men spørsmålet er kva som vil skje under "ekstremvêr". Fordi bekken delvis renn gjennom talus i midtarste partiet (3.4) (som generelt har god hydraulisk koeffisient) og øvste del av løpet er i stein, er sannsynet lite for at bekken vil skifte løp slik at det får konsekvens for tomta.

Gradienten

Gradientanalysen (Figur 40) avslører at skråninga på 350 m stig frå kote 130 til 400. Sørleg del av skråninga er brattast; profil 2 og 3 er brattare enn profil 1. Det finnes minst fem brattskrentar (avhengig av korleis ein tel) der hellinga er større enn 45° (raud pil), som er område der steinskred kan lausne (2.1.2). Dei observerte bergkantane 1 og 2 (4.3) er blant desse. Når hellinga er mellom $30-38^\circ$ vil skredmassane bli bremsa opp (2.1.2). Figuren viser at det finnes fleire slike område (lilla pil). Særleg øvst i profil 3, er eit viktig oppbremsingsområde identifisert (sjå profil 1-3, vedlegg A, for visualisering av brattskrentane og dei flatare partia).

Fordi skråningsvinklar varierer frå stad til stad (bergart, geometriske og mekaniske eigenskapar til diskontinuitetar), må stabil skråningsvinkel for kvart område vurderast. Særleg viktig ved regional kartlegging, er bestemming av "effektiv overflate", fordi cellestorleiken til DTM vil påverke resultatet i stor grad (celleflata avheng av stigninga og må vektast i forhold til den). Sjå flytskjema i Figur 38 for illustrasjon av metodikk og forskjell i resultat før og etter vektning. (Loye, Jaboyedoff, & Pedrazzini, 2009). Denne metoden er ikkje nytta hovudsakleg fordi område er lite og oppløysing høg, det er enkelt

å foreta ein visuell analyse. Heller ikkje er stabil skråningsvinkel er vurdert, fordi det i staden er vald å nytte utløysings- og oppbrenningsområde brukt i ROS II (Tabell 1).



Figur 38 - Flytskjema som visar anbefalt metodikk ved identifisering av potensielle utløysings område for steinskred.

Lineamentstolking

Fjellskygge frå "topografiske norgeskart 2" og "hillshade" blei nytta til å tolke lineamenter (Figur 41). Resultatet er visualisert i sprekkerosa på Figur 42. Dette viser at hovudsprekksett for område har strøketretning NØ-SV og NNW-SSØ, som stemmer overeins med funna til Venvik (2003). Fordi lille Bergensbue er buet, vil ikkje resultatata lengst vekk frå skråninga vera like relevant. Trenden er likevel klar: fjellskråninga sin overflate ("crest of slope") er parallell orientering NØ-SV.

På Figur 41 er det også observert ein sprekk langs Landåsfjellet, særleg tydeleg i sør, som er tolka som skyvegrense (grøn strek). Dette er funnet i databasetenesta til NGU.

Skråningsaspekt

Skråningsaspekt viser himmelretninga til skråninga og resultatet kan brukast til å anslå faren for hurtig snøsmelting, som vil ha konsekvens for skredfaren (2.2.1). Som ein kan sjå frå figuren vender skråninga i hovudsak mot nordvest og vest. Solinnstrålinga blir dermed mindre, slik at sannsynet for hurtig snøsmelting minkar. Når det er sagt, er snømengda generelt liten så nær kysten på den aktuelle breiddegrada. Snømengda var minimal under feltgranskninga 22. februar (snøen byrja liggje rundt kote

200 m). Fordi denne vinteren var mild, kan det ventast litt meir snø enn det observerte, men likevel ikkje enorme mengder.

Steepest path

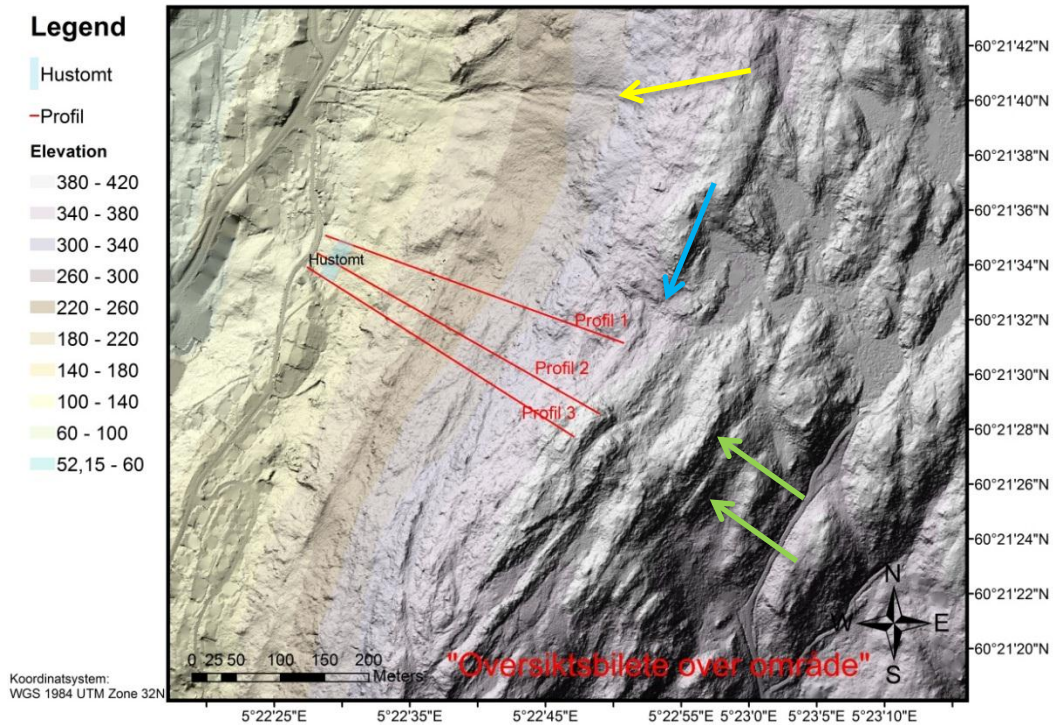
"Steepest path" er eit verktøy i ArcMap som visar brattaste veg ned frå eit punkt. Til dømes kan verktøyet brukast ved vurdering av drenering. Analysen frå Figur 44 viser at hustomta ligg gunstig plassert, sidan vatnet hovudsakleg renn forbi tomta. Men resultatane i denne analysen må ileggas liten vekt fordi: nye vassvegar kan oppstå under ekstremisituasjonar (jamført skredet i Hatlestad terrasse), ingen informasjon om vasstand finnes, ingen informasjon avrenning gjennom talus finnes og husbygginga vil endre geometrien.

I grunn har vurdering av vassamling og avrenning størst tyding for jord- og flomskredfare. I skråninga over tomta er lausmassemektigheit oppover skråninga generelt låg (4.4), men nett i nord er det eit område med morene (flomskredavsetning og djup erosjon er registrert i område). Spørsmål ein i staden må finne svar på, er om det er fare for nytt jordskred/flomskred og om slike vil ha konsekvens for huset på tomta. ROS II har funnet at sikkerheita mot utglidning er liten (3.3.3), men påpeikar at resultatet er basert på mangelfull informasjon om lausmassemektigheit og vasstand. Ein utgreiing om lausmassemektigheit og omfanget av den vil derfor kunne avklare om område har konsekvens for tomta. Dette er ikkje relevant for oppgåva, som er å vurdere steinskredfare.

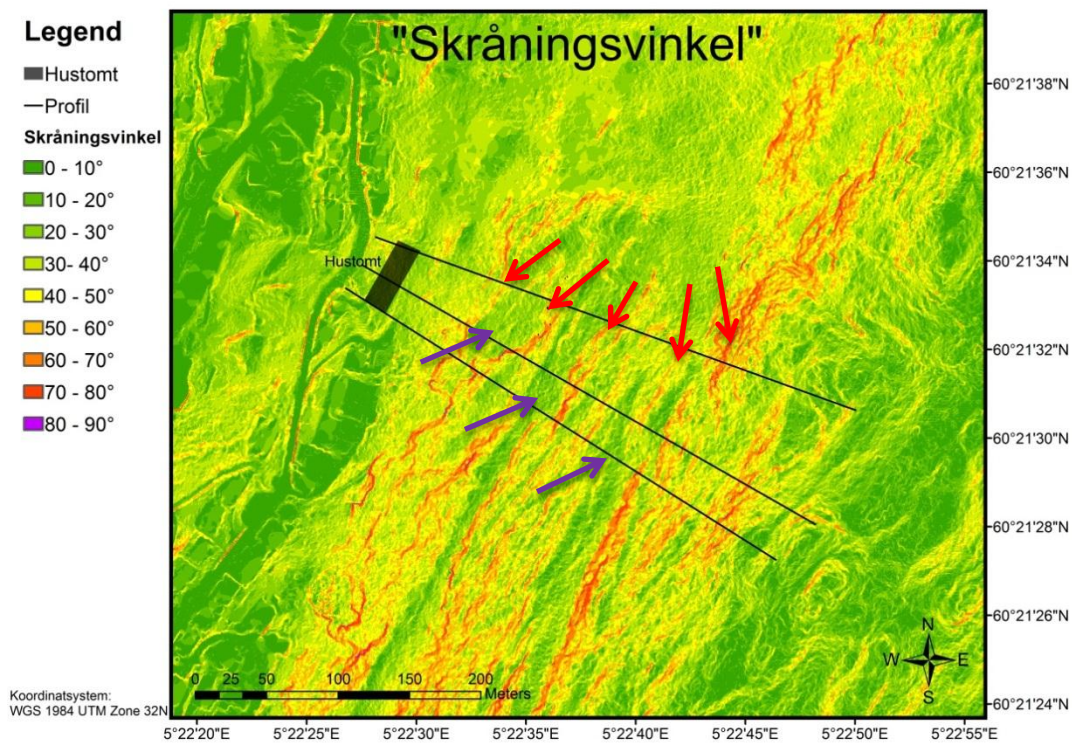
Tankar om funna

Hellingsvinkelen er stor nok til at skred kan utløysast fleire stadar i skråninga, men for at det skal vera fare for skred må også skredfarleg material vera til stade (2.1.2). Feltarbeidet fann at brattskrentane besto av bart fjell (4.5), men at det ikkje var teikn til noko stort utfall (kun informasjon i nedre halvdel av skråninga). Ein stor svakheit i vurderinga, er den minimale tilgangen på informasjon om øvste fjellkant (4.3). Det ein veit er at skråninga representerer overgangen mellom bergartar som vitrar lett og grunnfjellet av gneis (3.3). Risikoen for skred vil vera bestemmende for dimensjonering av sikringsval. Derfor er det i det minste anbefalt å gjennomføre ein empirisk studie (2.8.1), men aller helst bør bergmassen detaljkartleggast (oppsrekking, sprekkeegenskapar, osv.).

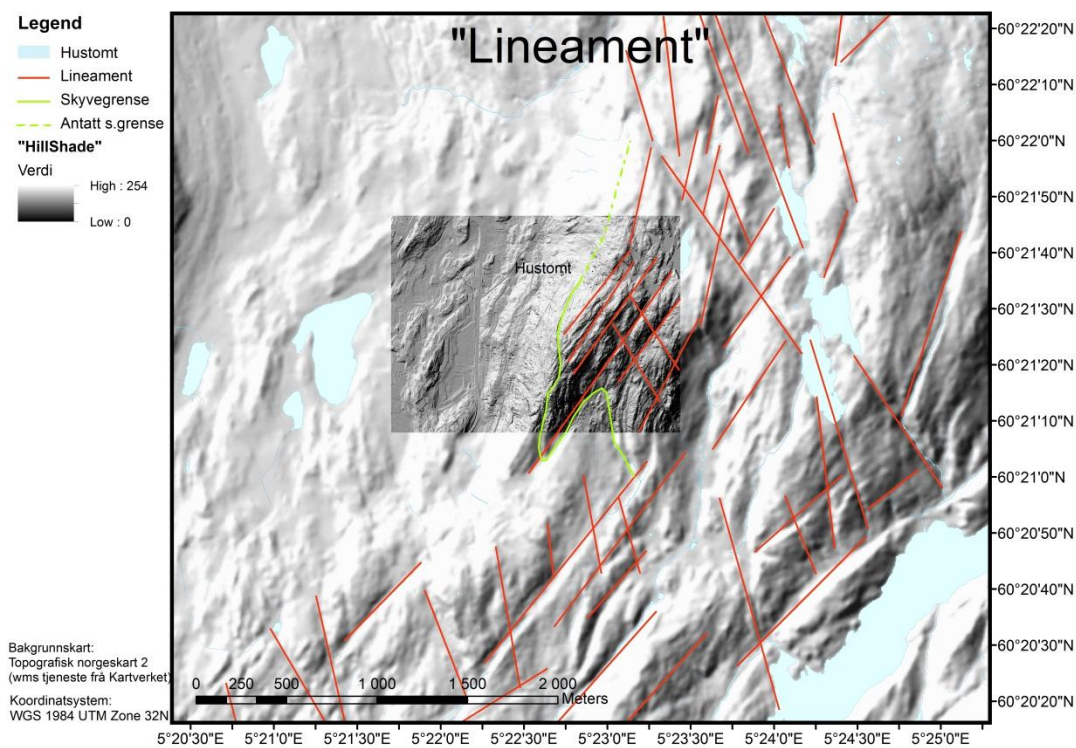
I denne masteroppgåva blei feltgranskinga utført før all tilgjengeleg informasjon var funne, stikk i strid med anbefalinga (2.6.2). Årsaka var den seine tilgangen på LiDAR. Fordi tilgjengeleg kartmaterial ikkje var detaljert nok til å vise brattskrentane, var skråningsgeometrien ikkje kjent og mykje tid blei brukt på å leite etter relevant informasjon. Det kunne blitt spart verdifull tid på leiting dersom LiDARen hadde blitt tildelt tidlegare, slik at feltarbeidet kunne vore planlagt i detalj.



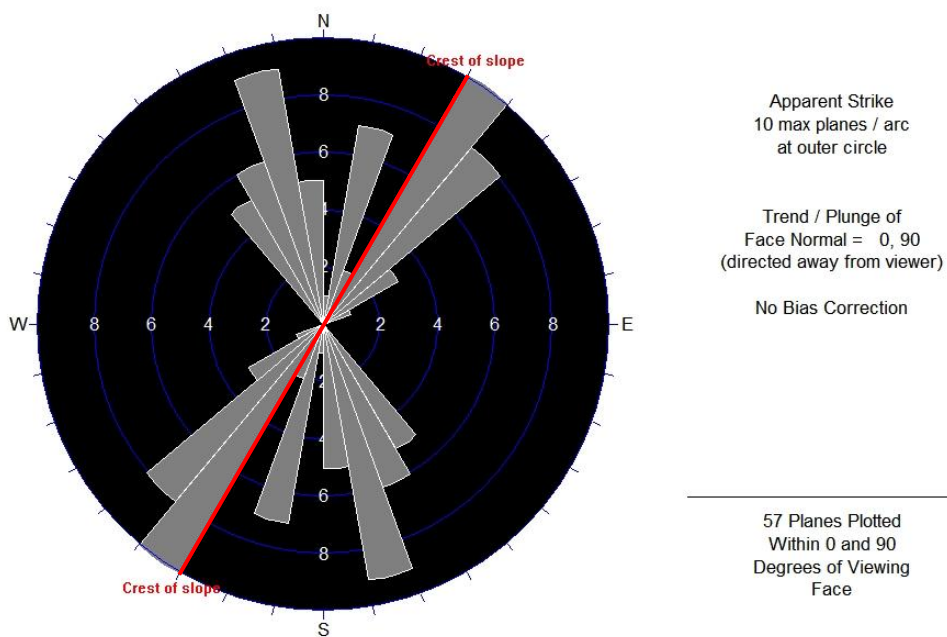
Figur 39 - Observerte strukturer från analysen i ArcMap.



Figur 40 - "Skråningsvinkel" – Gradientanalyse över område. Raude piler viser dømme på område bratt nok til at skred kan utløysast, mens lilla piler viser flatare parti som vil bremse skredmaterial.



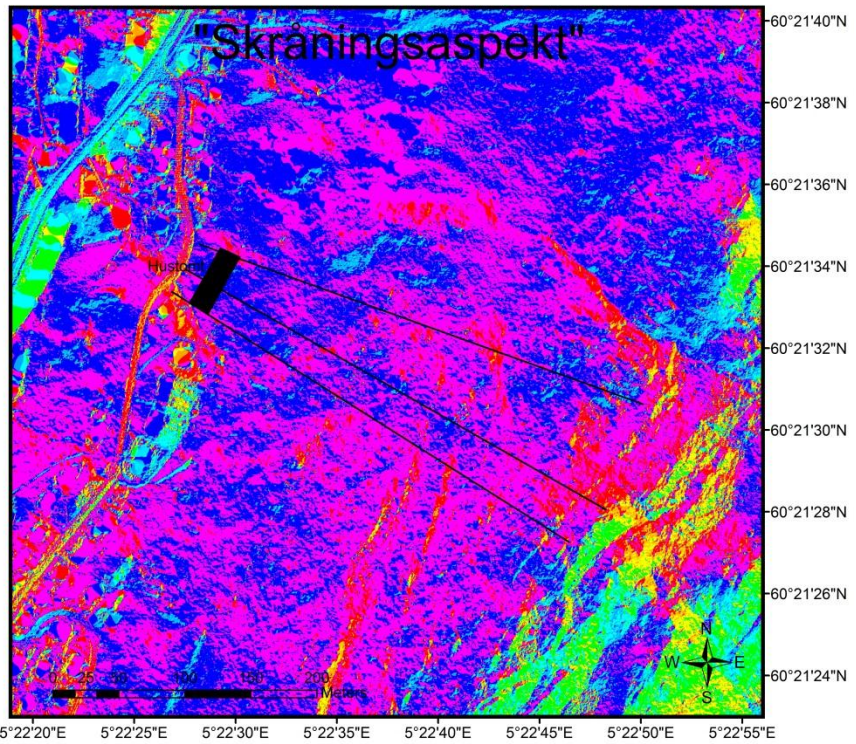
Figur 41 - "Lineament" – Lineamentstolking basert på fjellskygge frå "Topografisk norgeskart 2" og "hillshade" (firkanten i midten).



Figur 42 – Resultata frå lineamentstolkinga vist i sprekkerose.

Legend

- Hustomt
- Profil
- Skråningsaspekt**
- Flatt (-1)
- Nord (0-22.5°)
- Nordøst (22.5-67.5°)
- Øst (67.5-112.5°)
- Sørøst (112.5-157.5°)
- Sør (157.5-202.5°)
- Sørvest (202.5-247.5°)
- Vest (247.5-292.5°)
- Nordvest (292.5-337.5°)
- Nord (337.5-360°)



Koordinatsystem:
WGS 1984 UTM Zone 32N

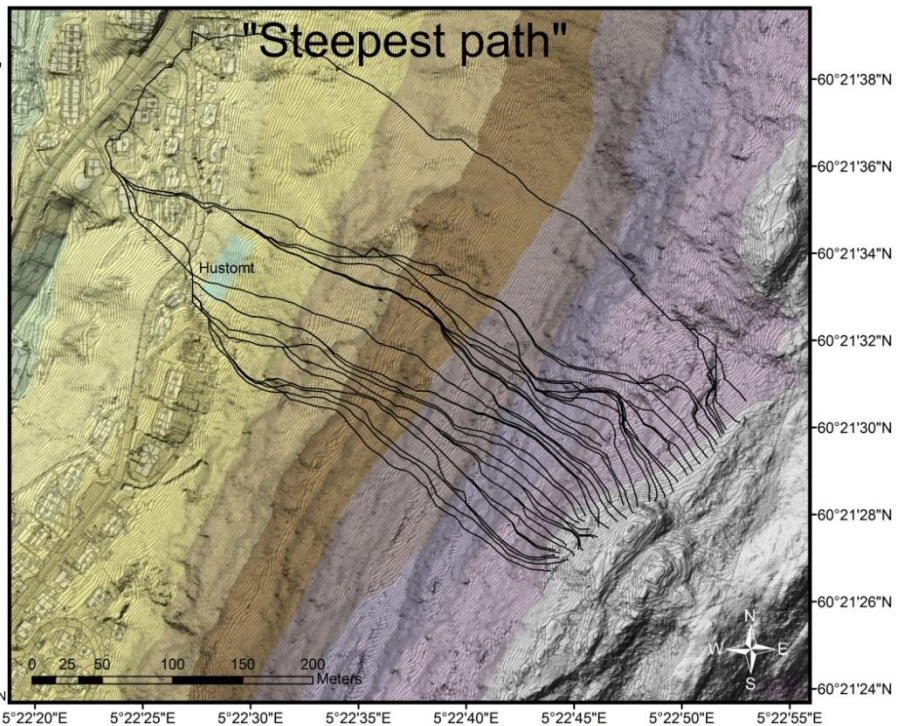
Figur 43 - "Skråningsaspekt" - Himmelretninga til skråninga i det aktuelle område.

Legend

- "Steepest path"

Elevation

- 380 - 420
- 340 - 380
- 300 - 340
- 260 - 300
- 220 - 260
- 180 - 220
- 140 - 180
- 100 - 140
- 60 - 100
- 52,15 - 60



Koordinatsystem:
WGS 1984 UTM Zone 32N

Figur 44 - "Steepest path" - Bratteste bane frå forskjellige punkt langs fjellkanten over den aktuelle tomta.

6. RocFall-resultat

6.1 Om resultatene

For å vurdere skredfaren på tomte, er steinsprang langs profil 1-3 (vedlegg A) simulert i RocFall. Formålet med simuleringa er å lokalisere utløysingsområde med størst konsekvens for tomte og anbefalt sikringsmengd. Alle resultat er analysert i Excel og vist i vedlegg A. Avstandsskildring i resultatene blir definert i forhold til profilet sitt nullpunkt. Nullpunktet varierer på dei forskjellige profila, sjå profila for nøyaktig plassgiving. Fordi simuleringane er tilfeldig, vil resultatene variere. Det er likevel nytta eksakte tal for å lette samanlikningane.

Utførte analysar kan delast inn i tre kategoriar:

- 6.2 - Lokaliseringsspesifikke funn for skråningane, basert på endepunkt og "envelope"-verdiar for energi og spranghøgde. Simulering med ulike sleppunkt og steinstorleik.
- 6.3 - Skråningsgeometrien sin effekt på resultatene (samanlikning av profil basert på DTM og profil frå Sweco).
- 6.4 - Vurdering av nødvendig sikringsmengd. Anbefaling av plassering og dimensjonering.

Val av sleppunkt ("seeder") og materialdekke langs skråninga

- A1, B1, B2, C1, C2 er vald pga. antatt stor konsekvens om dei når tomte.
- A2, B3, B4, C4 er potensielle lausneområde funnet i felt.
- C3 liknar på B4 og er derfor vurdert.
- A4, B5, C5 er skredmaterial som kan bli sett i rørslé.
- A3 er lagt inn pga. lang avstand mellom A2 og A4.
- Materialdekke: For øvste fjellkant er det brukt bart fjell ("clean hard bedrock") og nedst eit humuslag ("soil with vegetation"). For store deler av midtarste skråninga er det brukt talus med skog ("talus with vegetation"), mens det i enkelte profila under brattskrentane er brukt talusdekke ("talus cover").

Vilkår nytta i RocFall-simuleringane

- Kvar simulering består av 5000 steinsprang
- Basert på informasjon om bergartar i 3.3.2 er gjennomsnittleg eigenvekt til bergartene i område definert til $2\,700\text{ kg/m}^3$.
- Kun små steinsprang vert simulert; $0,1\text{ m}^3$, 1 m^3 og 7 m^3 som høvesvis svarar til 270 kg, 2700 kg og 18 900 kg.

- Vertikal og horisontal fartskomponent er satt til 0,5 m/s. Ingen rotasjon (0 rad/s). (Dette er likt som RocFall-simuleringar i ROS II.)
- Det er nytta 50 vertikale analyseringspunkt, som svarar til måling omtrent kvar 8 m.

6.2 Analysering av steinsprangfare for profil 1 – 3 ("laserfil")

Profil 1

Simuleringane viser at steinsprang frå A1 og A2 vil falle til ro utan å nå tomta. A1 blir avsett frå 150 – 220 m, mens A2 stoppar ved 275 m (kort tid etter sleppunktet). Omtrent 2 % frå A3 vil nå fanggjerdet og ha maksimal energi opp mot 27 J/kg. Material frå A4 vil trille ned på tomta der maksimal energi er 23 J/kg. Dimensjonering av sikringstiltak, som det kjem fram i "*profil 2*", må dimensjonierast for større energiar enn dei funne her, slik at sikringstiltaket uansett vil ta i mot desse. Fordi svært lite material vil nå tomta med minimal energi, er det liten risiko frå steinsprang i profil 1.

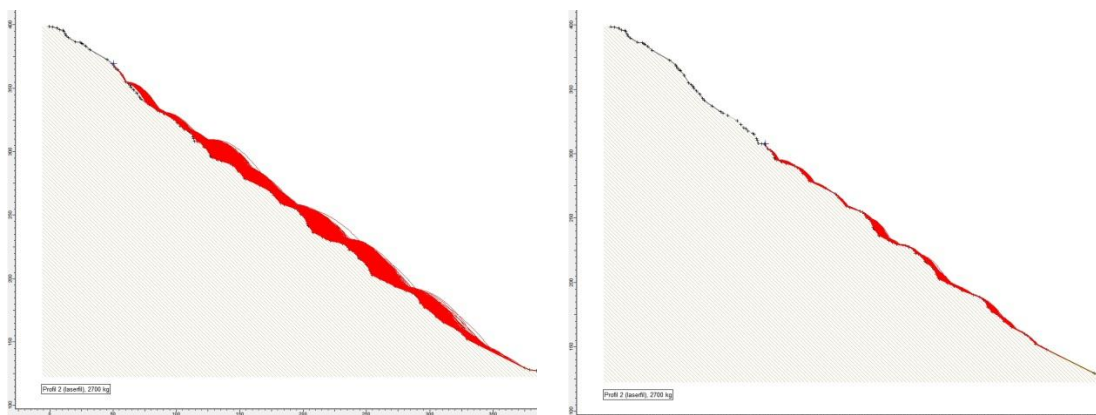
Profil 2

Steinsprang frå B1 er svært karakteristiske med store spranghøgder (Figur 45) og lange utløpslengder (heile 85 % av steinspranga når tomta). Ved 330 m er høgste energi opp mot 800 J/kg. Ved å trekke frå høgda til brattskrenten, er spranghøgde funnet til 3 m, noko som verkar realistisk samanlikna med 2.1.2. Fordi spranghøgda er registrerte i det materialet er "på veg ned" i kastbanen, etter å ha sprutte på flata over B5, er høgda betydeleg større kun få meter opp i skråninga. Fordi B1 er eit kjent utløysingsområde, samt at mange steinar når tomta og energien er stor, vil det vera nødvendig å sikre mot eventuelle steinsprang. Steinsprang frå B1 er funne til å ha størst verdi for dimensjonering av sikringstiltaket.

Allereie ved B2 er spranghøgda betrakteleg redusert (Figur 45). Dei registrerte høgdenes svarar i stor grad til høgda på brattskrentane, det er altså ikkje "ekte" spretthøgde som er vist i diagrammet. Den undulerande overflata mellom 125-190 m, utan brattskrentar, reduserer energien til skredmaterialet i stor grad. Dette er bekrefta av at 90 % av materialet frå B2 stoppar ved 185 m. Kun 2,7 % vil nå tomta med maksimal energi opp mot 300 J/kg ved 330 m. Sjølv om energimengda er høg, er risikoen for skred liten på grunn liten materialmengde.

Fordi steinar frå B3 og B4 fell til ro i skråninga vert dei ikkje skildra. I hovudsak stoppar steinane under brattskrentane ved høvesvis 220 og 270 m, noko som stemmer godt med feltobservasjonen (4.4).

85 % av steinane frå B5, vil rulle ned på tomta, men ved 330 m er maksimal energi 30 J/kg. Den relativt låge energien, samanlikna med B1 og B2, gjer at skred frå B5 uansett ikkje er av særleg tyding ved utforming av sikringstiltaket. Det er også redusert tilgang på material i dette område.



Figur 45 – Stor forskjell i spranghøgda til seinsprang frå B1 (venstre) og B2 (høgre).

Profil 3

Samanlikna med B1, vil færre steinar frå C1 komme ned til tomta (45 % mot 85 %). Hovudårsaka til dette er det flate partiet frå 120-160 m som har ein helling på 25°. Partiet er særskilt viktig for stabiliteten ved tomta, sidan det stopper steinar som elles ville hatt stor energi ved tomta. Energiar opp mot 500 J/kg og spranghøgde på 2 m er registrert ved 330 m, men fordi materialet er i lufta er både energi og spranghøgde betydeleg større litt lenger opp i skråninga. På same vis som B1 er viktig for dimensjonering av sikringstiltak, er også C1 viktig, men risikoen er mindre.

Det flate partiet frå 120-160 m stoppar også 94 % av alt material frå C2. Kun 0,2 % av steinspranga vil nå ned til 310 m med maksimal energi opp mot 100 J/kg. Det er likevel ikkje store forskyvinga som skal til før energien stig betrakteleg (opp til 180 J/kg). Spranghøgda er ubetydeleg, fordi materialet ruller frå 280 m.

Frå C3 vil 2 % av steinspranga nå ned til 310 m, resten stoppar på flatare parti under brattskrentane ved 178 og 207 m (sistnemnde er observert i felt). Maksimal energien frå C3 er 85 J/kg og maks spranghøgde er 0,3 m. Skredfaren frå C4 er ubetydeleg, dette fordi kun 0,3 % av når tomta og energien er låg (15 J/kg). All skredmaterial frå C5 vil nå tomta, men også her er energien minimal. Verken C3, C4 eller C5 er bestemmende for sikringstiltaket.

Samanlikna med profil 2 er energinivået generelt lågare langs profil 3, dette gjeld også hustomta. Det er funnet at den lange, slake skråninga midt i profilet er årsaka til dette.

Elles

Resultata viser at simulerte steinstorleik har liten påverknad på endepunktsfordelinga, maksimal normalisert energi og maksimal spranghøgde.

6.3 Skråningsgeometrien sin effekt på resultatata

Samanlikning av resultat basert på profil frå DTM (profil x) og resultat basert på Sweco sine profil (profil x). Fordi det til dels er nytta forskjellig materialdekke langs skråningane, vil dette påverke samanlikningsgrunnlaget. Dei ulike resultatata vil likevel bli samanlikna direkte. Figurar til*

samanlikning av profil x og x. Alle vurderingar er basert på resultat i vedlegg A - "Figurar til samanlikning av profil x og x*"*.

Resultata frå profil x og x* viser stor variasjon i endepunkt. Særleg er forskjellane stor frå dei midtarste sleppunkta (2 - 4). Årsaka til dette er manglande flate parti mellom brattskrentane, som elles ville ha redusert energien. Fordi slik profil ikkje finnes på profil x*, vil materialet følgeleg nå lenger ned i skråninga. Manglande brattskrentar er også årsaka til at ingen spranghøgde er registrert ved tomta i profil x*.

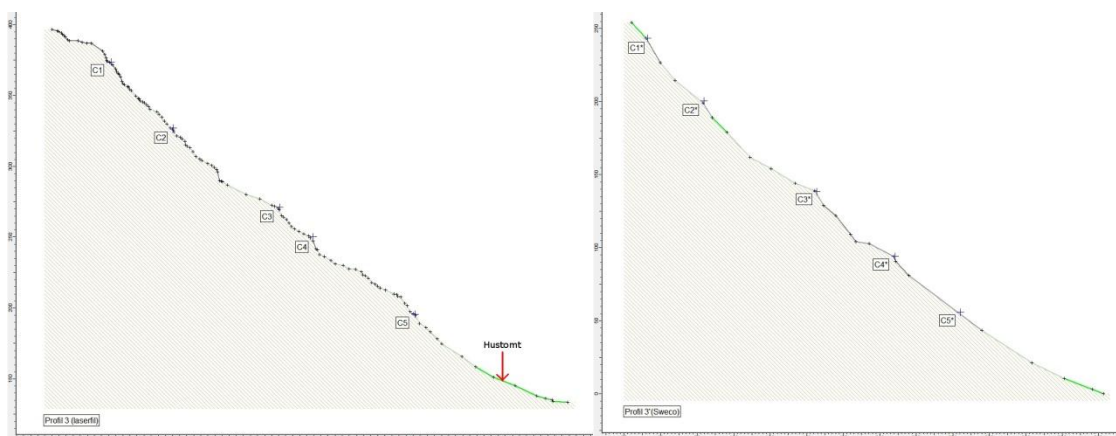
Største forskjell mellom profil 1 og 1*, er den overdrivne høgda til øvste fjellkant i profil 1* (45 m mot 70 m), som i stor grad fører til at materialet i profil 1* fell til ro lenger ned i skråninga, men det når likevel ikkje ned til tomta. Konklusjonen er dermed lik den for profil 1; risikoen for steinskred i profil 1* er liten og ikkje bestemmende for skredfaren.

Det er seks tydelege "energi-spissar" for profil 2, som ikkje finst på profil 2*. Ved samanlikning av energiane rett før brattskrentane (profil 2) og der brattskrenten skulle vore (profil 2*), ser ein at energien er relativt lik for begge (t.d. B2 og B2* har energi lik 170 J/kg og 200 J/kg). Dermed veit ein at forskjell i energi oppstår i det steinane triller ned brattskrentane. Sidan desse ikkje finnes på profil 2*, vil ikkje energitoppene oppstå. Også ved fanggjerdet kan differansen i maks energi tileignast ulik skråningsgeometri: Den lange og slake skråninga ned mot tomta i profil 2*, reduserer energien meir enn den kortare og brattare skråninga i profil 2 (ved 330 m er energien frå B2 ca.250 J/kg, mens B2* er 60 J/kg). Følgeleg vil kosekvensen for tomta bli underestimert i profil 2*.

Ein anna markant detalj i profil 2*, er overgangen til "talusdekke" ved 160 m, som minkar energinivået kraftig (430 J/kg til 80 J/kg). For å samanlikne effekten av forskjellig materialdekke, blei det utført ein ekstra simulering av profil 2, denne gang med "talusdekke" tilsvarande profil 2*. Resultatet er tydeleg; kun 0,06 % av steinane når tomta i motsetning til dei opphavlege 2,7 %. På grunn av redusert sannsyn, vil dette ha tyding for risikoen. Funnet påpeikar kor viktig det er å ha korrekt informasjon om materialdekke.

Det er observert betydelege forskjellar i maks energi til profil 3 og 3* ved 130 m. C1 og C1* er høvesvis 520 J/kg og 90 J/kg ved 130 m. Svaret på energiavviket finst i spranghøgde-diagramma, som viser at C1* rullar i staden for å sprette. Det er antatt at den konvekse skråningsflata ved 100-150 m, som ikkje finst på profil 3, er skyld i rullinga og dermed energiavviket. Nedste i profil 3* er det faktisk registrert større energinivå enn i profil 3 (om ein ser vekk frå C1). Geometriske forskjellar som aukar energien: bratt parti ved 150 – 180 m, manglande konveks skråningsflate samt overdriven høgde på nedste skråning (95 m mot 75 m). Følgeleg vil kosekvensen bli overestimert i profil 3*.

Ein interessant observasjon ved profil 3*, er tydeleg trappetrinns-formasjon frå 240 m på "kinetisk energi"-diagrammet. Årsaka til den unaturlege oppførselen, på ei elles flat skråning, er ein kombinasjon av materialovergang og lang avstand mellom målepunkta. "Energi-spissen" ved 270 m svarar til overgangen frå "talusdekke" til "talus med vegetasjon", neste spiss svarar til knekken i terrenget og siste spiss til materialovergang til "jord". Det er likevel viktig merke seg at forskjell i energinivå, relativt sett, er liten (ca. 20 J/kg).



Figur 46 - Det er svært tydeleg at brattskrentane på profil 3 (venstre) ikkje finnes på profil 3* (høgre). Den lange, slake skråning over tomta i profil 3*, som overestimerer resultat, er også svært synleg.

Oppsummering av funn

Generelt er det observert at dei flatare partia i terrenget er svært viktige for sikkerheita på tomta og vil i stor grad hindre at skredmateriale vil nå tomta, unntatt det som kjem frå øvste fjellkant. Det er funnet minimal skredfare frå profil 1. Vidare er det funne at resultatene er jamt over mindre langs profil 3 samanlikna med profil 2. Hovudårsaka er det flate partiet midt i skråninga. Størst fare ved steinskrud er derfor funne i profil 2 frå øvste fjellkant.

Ved å bruke profil med mangelfull informasjon om topografi, er det funne at endepunkta jamt over er lenger ned i skråninga på grunn av manglande flate parti. Mangel på brattskrentar gjev også stort utslag, sidan materialet derfor ikkje får tilført energi. I profil 2* vert resultatene underestimert på grunn av ein for lang og slak skråning ned mot tomta. I profil 3* er energien overestimert ved tomta, men energien er likevel mindre ved tomta pga. den konvekse skråningsflata ved 100-150 m. Det er også funne at overgangen frå ein materialtype til ein anna fører til ein noko unaturleg oppførsel, men generelt er innverknaden lita. Men den mest alvorlege konsekvensen av feilaktig skråningsgeometri er fråvær av spretting ved steinsprang frå særleg B1* og C1*. Fordi materialet i staden ruller/sklir, så blir energi i mykje større grad redusert. Dette har stor konsekvens fordi maksimale energi frå B1 og B1* er høvesvis 870 J/kg og 425 J/kg, og C1 og C1* er høvesvis 520 J/kg og 90 J/kg.

Frå dei funne observasjonane ovanfor, vert det konkludert med at forskjell i skråningsgeometri står bak ulikskapane i resultat frå profil x og x*. Forskjellen har stor verdi sidan maksimale energi i B1* er halvert i forhold til B1!

6.4 Vurdering av sikringstiltak

6.4.1 Generelt

Alle vurderingar er basert på resultat i vedlegg A - "Data for dimensjonering av sikringstiltak".

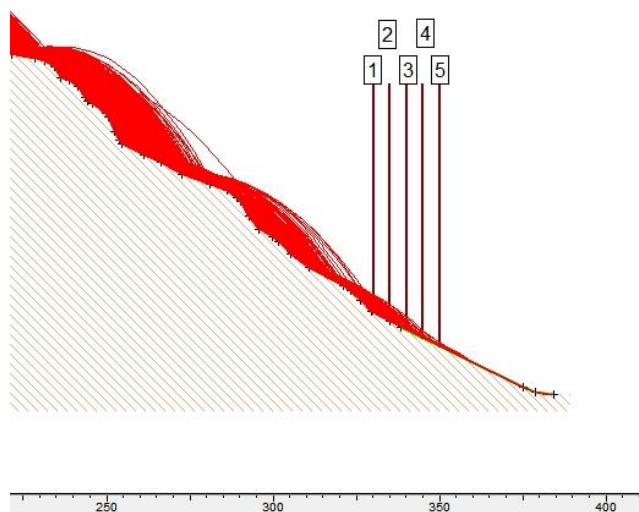
Analyser viser at det er fare for at steinsprang vil nå tomta, noko som bekreftar funna i tidlegare skredvurderingar. Fordi desse anbefalar fanggjedet som sikringstiltak og inga endring i skredfaren er funne, ser ikkje underteikna grunn til å endre på dette. Fordi risikoen for steinsprang er størst frå B1, er energifordelinga til B1 funne ved hjelp av datainnsamlarar med registrering av vertikal passeringshøgde og energi. Desse er funne frå fem analyseringspunkt ved 330 m, 335 m, 340 m, 345 m

og 350 m (Figur 47). Analysen er basert på steinar med 2700 kg (1 m³) fordi: mesteparten av skredmassane var på denne storleiken, det var lite teikn til nyare skredaktivitet og potensielle utfall i skråninga kommer høgst sannsynleg til å vera små med korte utløpslengder. Men underteikna vil påpeika at grunnlaget likevel er for lite til å velje storleik sidan til øvste fjellkant ikkje er kartlagd.

For å studere effekten av materialdekke, er analysen køyrd med to forskjellige materialdekker i skråninga: "talus med vegetasjon" og "talusdekke".

Bestemming av sikringsomfang vil alltid vera ein avveining av økonomi mot akseptert risiko. I teknisk forskrift til PBL⁴ for planlagde bustadar med utomhus (sikkerheitsklasse 3), står det at sikkerheita er tilfredstilt dersom øydeleggande skred skjer sjeldnare enn ein gang pr. 1000 år. Forskrifta seier ingenting om kva risiko som er akseptert, ei heller gjev den føringar for allereie eksisterande bygg.

OBS: Sidan dette er nye simuleringar er resultatata ulik dei 6.2.



Figur 47 – Dei fem målepunkta der vertikal passeringshøgde og energi er målt i profil 2.

6.4.2 Resultat

Ved vurdering av nødvendig sikringsmengd er det tillate at 5 av 5000 steinsprang kan overstige sikringa. Analysen er vist i Fig.121 -128 og gitt i Tabell 6. Resultata gjeld for steinar på 2700 kg.

Resultata viser at materialdekke i stor grad påverkar resultatet; energinivået til steinane minkar betrakteleg når underlaget er "talusdekke" i forhold til "talus med vegetasjon", samtidig som steinane også fell raskare til ro (sjå Figur 49a og b). Energinivå og spranghøgde er rundt 50 % lågare for "talus med vegetasjon" (Tabell 6). Det er vald å basere sikringsmengda på "talus med vegetasjon", fordi skredmassane jamt over er dekkja av vegetasjon. Sjølv om det kanskje ville ha vore rettare med

⁴ Plan- og bygningsloven

"talusdekke" på dei flatare partia under brattskrentane, er det antatt at energiendring i desse områda hovudsakleg skyldast hellinga.

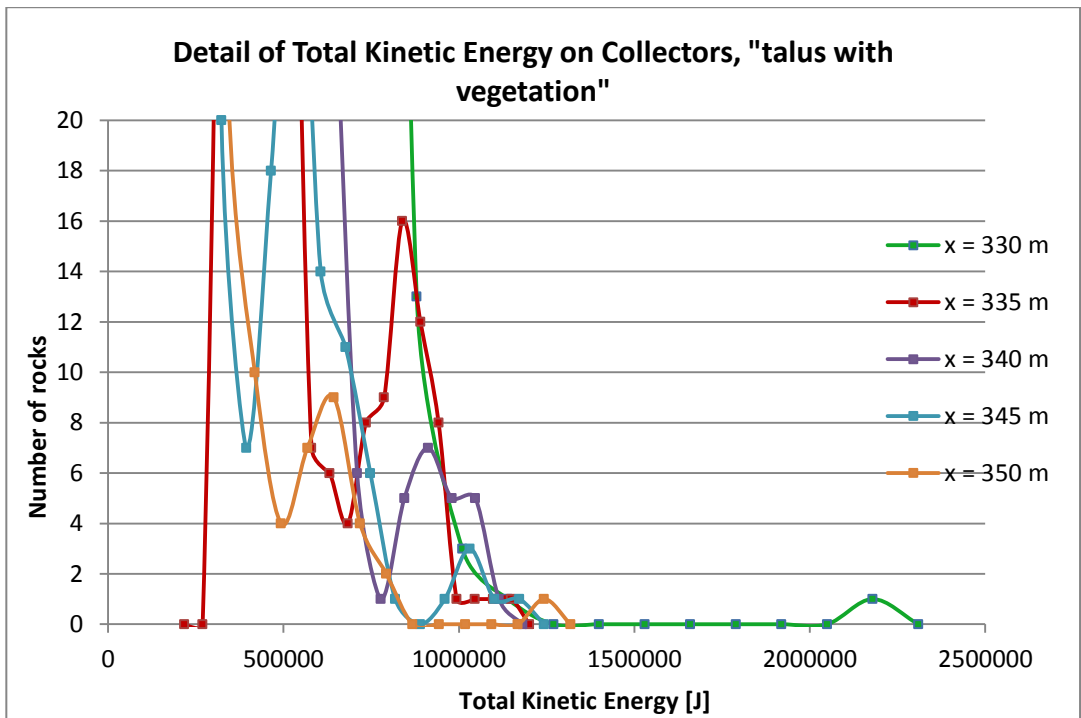
For å ha tilstrekkelig sikkerheitssone mellom fanggjerdet og hustomta bør ikkje gjerdet plasserast nærmare enn ved 345 m (Vegdirektoratet, 2011). Fanggjerdet må heller ikkje komme for nært nedste brattskrent, og kan derfor ikkje plasserast lenger opp enn ved 330m. Det blir dermed anbefalt å sette opp eit fanggjerde dimensjonert for treffenergi lik 1050 kJ ved 330 eller 335 m og med høgd på høvesvis 5 eller 4 m. Dette samsvarar godt med dagens val av dimensjonar for fanggjerdet (4 m høgt og 1000 kJ), men det er i skrivande stund ikkje kjent kva steinmasse deira utrekning er basert på. RocFall-modellen tek ikkje omsyn til samanstytt mellom steinar og trestammer. Dette fører til at utløpsdistanse, spranghøgd og treffenergi vert noko overdrive.

Fordi tabellresultata er basert på 2700 kg steinar, er det openbare spørsmålet: Vil det komme større steinar enn dette? Det er ikkje funnet indikasjonar på at område i dag er utsatt for store steinsprang, som også er bekrefta av Terje Kvamme (NRK, 2012) "Det går jo hele tiden små ras her. Det kommer småsteiner rullende ned". Men eit mannsminne er relativt kort i denne samanhengen. Fordi energien er halvert allereie ved B2 og spranghøgd redusert med 2/3 i forhold, er dette årsaka til at fokuset særleg er retta mot øvste fjellkant. Dersom ein ynskjer å oppnå større sikkerheit, vert det anbefalt å undersøke fjellkanten og sjå etter skredfarleg material.

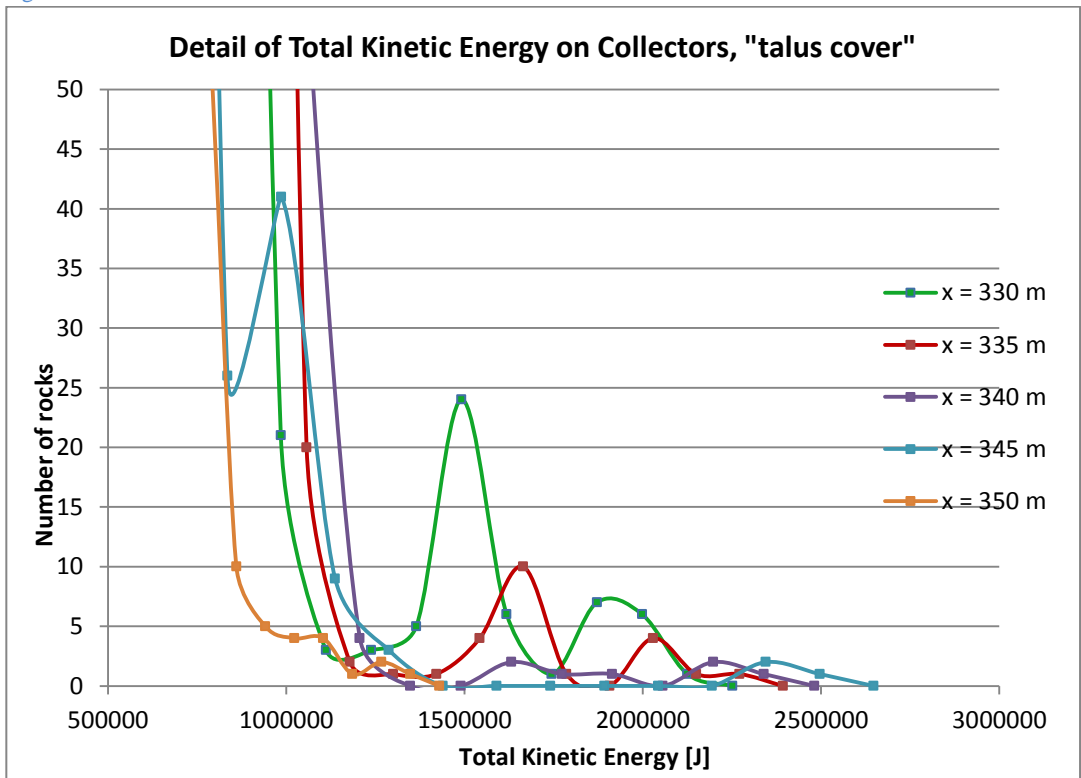
Alte Nesje, erfaren professor i kvartærgeologi, fryktar at dersom steinane blir satt i rørsle samtidig, vil ikkje sikringsgjerdet vera tilstrekkeleg til å hindre massane i å gli ned mot hustomta (NRK, 2012). Denne oppgåva har ikkje sett på sannsynet til ein slik masserørsle. Det er implisitt at ein stein av viss storleik trengs for å kunne sette heile område i rørsle. Dermed vil også denne problemstillinga enklare kunne avklarast med innhenting av informasjon om bergmassen ved fjellkanten.

- stein på 2700 kg -	x = 330 m	x = 335 m	x = 340 m	x = 345 m	x = 350 m
Høgd, "talus med vegetasjon"	4,7 m	3,7 m	2,2 m	0,5 m	0,3 m
Energi, "talus med vegetasjon"	880 kJ	940 kJ	1050 kJ	960 kJ	720 kJ
Høgd, "talusdekke"	9,3 m	5,4 m	4,3 m	2,2 m	2,0 m
Energi, "talusdekke"	2000 kJ	2030 kJ	1630 kJ	1290 kJ	1100 kJ

Tabell 6 - Nødvendig dimensjon til fanggjerdet dersom ein tillet fem av 5000 steinar å gå over



Figur 48a



Figur 49b - Grafane viser målt energi ved fem horisontale lokaliteter med ulikt materialdekke langs skråninga ("talus med vegetasjon" og "talusdekke"). Det er tydeleg at steinane oppnår størst energi med "talusdekke".

7. Konklusjon

Oppgåva viser at det er fare for steinsprang på tomta, og steinar som lausnar øvst i profil 2 utgjer størst fare. Ein stor svakheit til denne skredfarevurderinga, er minimal kjennskap om tilhøva øvst i skråninga. Derav liten kunnskap om sannsynet for steinsprang. Av same grunn finn ein heller ikkje risikoen for større hendingar (steinskred, fjellskred), men normalt er sannsynet mindre enn for steinsprang.

Dersom størst steinmasse er 2700 kg, viser RocFall-resultata at sikringa må tåle treffenergiar på opptil 1050 kJ og ha ei høgd på 4 eller 5 m, avhengig av plassering. Personleg synast eg at det er litt lite å dimensjonere for steinar på 2700 kg når største skredblokk på tomta er i underkant av 20 tonn. Men fordi RocFall-resultat varierer med skråningsgeometri, val av material og materialeigenskapar, og at skogen ikkje er tatt omsyn for, er det ikkje mogleg å trekke nokon konklusjonar basert på RocFall-resultata. For å finne nødvendig sikringsmengd må resultatet først samanliknast med funn frå liknande prosjekt.

Eg vil vidare anbefale å undersøke øvste fjellkant, både for å finne sannsynet for steinsprang, men også for avsløre om større hendingar vil kunne skje. Særleg i dette tilfellet kor fangggjerdet allereie er installert, er det viktig å avklare om det finnes behov for sikring utover dette.

Til slutt vil eg påpeike kor viktig tilgangen til LiDAR har vore i denne oppgåva. Slik data gjer det mogleg å finne viktig informasjon raskt og på tidlegare tidspunkt enn elles, feltarbeid kan planleggast betre og sikkerheita i RocFall-analyser aukast på grunn av detaljert skråningsgeometri. Derfor må, og eg vågar meg å vera litt bastant, GIS-analyse basert på LiDAR vera obligatorisk ved skredfarevurderingar. Slik data i kombinasjon med tradisjonelle metodar er av uvurderleg verdi.

8. Vidare arbeid

Fordi det er funne fare for jordskred i umiddelbar nærleik til tomta, bør omfanget av massane vurderast for å finne ut om ei slik hending vil påverke tomta. Dette kan gjerast med geofysiske og geotekniske undersøkingar.

Det er anbefalt å granske fjellkanten på nært hald, for å finne sannsynet for steinskred og risikoen for større hendingar.

For å finne ut i kva grad ein kan stole på RocFall resultat, vil ein studie av faktiske skredhendingar og simulerte hendingar vera nyttig. Av same grunn bør også effekten av skogen finnast, som kan gjerast med å studere årringar.

Basert på maksimal energi og spranghøgde er effekten av ulike steinmasse analysert i RocFall. Resultata viste liten variasjon og i staden bør analysen baserast på energifordeling og vertikal spranghøgde.

Samanlikning av resultata til Sweco og resultata i denne oppgåva. Kva argument blir nytta for val av dimensjon til sikringstiltaket? I kor stor grad er RocFall-resultata nytta?

9. Tabelliste

- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 10(1), 1-54. doi: 10.1007/bf01261801
- Blikra, L. H., Hole, J., & Anda, E. (2011). Skredfarevurderingar på Hellesylt, Stranda kommune. In L. Kristensen (Ed.), (Vol. 7.2011, pp. 45): Åknes.
- Brattli, B. (2009). *Fysisk og kjemisk hydrogeologi* (3 ed.). NTNU: Institutt for geologi og bergteknikk.
- Broch, E. (1979). *Changes in rock strength caused by water*. Paper presented at the 4th ISRM Congress, September 2 - 8, Montreux, Switzerland.
- CMD_Civil. (2012). Schmidt hammar (figur frå nettsida). Retrieved 13.05, 2012, from <http://cmdcivil.com/measurement-concrete-surface-strength>
- Devoli, G., Eikenæs, O., Taurisano, A., Hermanns, R., Fischer, L., Oppikofer, T., & Bunkholt, H. (2011). Plan for skredfarekartlegging - Delrapport steinsprang, steinskred og fjellskred, from webby.nve.no/publikasjoner/rapport/2011/rapport2011_15.pdf
- Dunlop, S. (2010). Rockslides in a Changing Climate: Establishing Relationships Between Meteorological Conditions and Rockslides in Southwestern Norway for the Purposes of Developing a Hazard Forecast System. *MSC.*, from <http://hdl.handle.net/1974/5432>
- Feckers, E., & Rengers, N. (1971). *Measurement of Large Scale Roughness of Rock Planes by Means of Profilometer and Geological Compass*. Paper presented at the International Symposium on Rock Fracture, Nancy, France.
- Fossen, H. (2012). Bergensområdet og bergensbuene Retrieved 02.04, 2012, from <http://folk.uib.no/nglhe/Bergensgeologi.html>
- Fossen, H., & Ragnhildstveit, J. (1997). Berggrunnskart: Bergen 1115 I. M 1:50 000. NGU.
- GeoBergen. (2001). Vurdering av rasfare: Geo Bergen. Oppdragsgiver: Kolstien Terrasse AS. Oppdrag: Reguleringsplan Nordre Kolstien.
- GeoExtreme. (2008). Endringer i klima og skredfare de neste 50 år. [06.05.2012]. Retrieved from http://www.geoextreme.no/files/PDF/GeoExtreme_folder.pdf
- González de Vallejo, L. I., & Ferrer, M. (2011). *Geological engineering*. Boca Raton, FL.: CRC Press.
- Hestnes, E. (1980). Evaluation of slide risk. *Norwegian Geotechnical Institute*, 132, 61-81.
- Highland, L., & Bobrowsky, P. (2008). The landslide handbook - a guide to understanding landslides. *U.S.G.S circular; 1325*. Retrieved from <http://pubs.usgs.gov/circ/1325/>

- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering* - (2007 ed.) Retrieved from http://www.rocsience.com/education/hoek_corner
- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock slope engineering*. London: The Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., & Bray, J. (1991). Chap. 3: Graphical presentation of geological data *Rock Slope engineering* (pp. 37-63). Min. & Metall.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. Retrieved from http://www.rocsience.com/downloads/rocdata/webhelp/pdf_files/theory/Hoek-Brown_Failure_Criterion-2002_Edition.pdf
- Holt, R. M., & Li, C. C. (2008). *Geomechanics and flow in Porous Media - Introduction to geomechanics. TPG 4112*. NTNU.
- Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Abellán, A., Derron, M.-H., Løye, A., Metzger, R., & Pedrazzini, A. (2012). Use of LIDAR in landslide investigations: a review. *Natural Hazards*, 61(1), 5-28. doi: 10.1007/s11069-010-9634-2
- Janelid, I. (1965). Rock Mechanics and its significance in mine and rock excavation design. (in swedish). *Royal Academy of Engineering Sciences*, 142, 7-12.
- Kartverket. (2012). Prinsipper og regler for tilgang til åpne karttjenester Retrieved 10.05.2012, 2012, from <http://www.statkart.no/?module=Articles;action=Article.publicShow;ID=14089/>
- Loftesnes, K. (2010). *Master thesis: Svaddenipun, Rjukan - Stability analysis og potentially unstable mountainside*. Institutt for geolog og bergtenknikk. . NTNU.
- Longva, O., Blikra, L. H., & Delhs, J. F. (2009). Rock avanlanches - distribution and frequencies in the inner part of Storfjorden, Møre og Romsdal County, Norway. *NGU-rapport* (Vol. 002, pp. 32). NGU, Trondheim, Norge.
- Lothe, A. E., & Storler, A. Ø. (2010). Skred ved Åkneset - oppsummering av resultater fra modellforsøk. Retrieved from <http://www.sintef.no/Publikasjoner-SINTEF/Publikasjon/?pubid=SINTEF+A15517>
- Løye, A., Jaboyedoff, M., & Pedrazzini, A. (2009). Identification of potential rockfall source areas at a regional scale using a DEM-based geomorphometric analysis. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9(5), 1643-1653.
- Mah, C. W., Hoek, E., & Wyllie, D. C. (2004). *Rock slope engineering: civil and mining*. London: Spon Press.
- Mensah, A. D. (2012). *Personleg samtale ifbm. matsteroppgåva*.
- Multiconsult. (2006). Vurdering av skredfare fra Landåsfjellet. Risiko- og sårbarhetsanalyser fase II. In U. Sæterdal (Ed.), (pp. 42). Bergen.
- Myrvang, A. (2001). *Bergmekanikk*. NTNU: Institutt for Geologi og Bergmekanikk.
- N.T.U.A. (2012). Equipment - Rock Testing. Retrieved 13.06, 2012, from <http://www.civil.ntua.gr/labs/foundation-eng/equipment.shtml>
- Natterøy, A. (2012). Figurer til masteroppgåve.
- NGI. (2012). Skredkategorier. Retrieved 13.03, 2012, from <http://www.ngi.no/no/Utvalgte-tema/Skred-og-skredfare/Skredkategorier/>
- NGU. (2006a). Potensielt skredfarlige områder i Bergen kommune. Delrapport 1. In K. Sletten, B. Follestad, K. Stalsberg, H. Sveian & M. H. Derron (Eds.), (pp. 94). Trondheim.

- NGU. (2006b). Sterkere fokus på skredsikring Retrieved 31.05, 2012, from <http://www.ngu.no/no/Aktuelt/2006/057/>
- NGU. (2012). Kart og data. Retrieved 09.05, 2012, from <http://www.ngu.no/no/hm/Kart-og-data/>
- NGU, DSB, Statens_landbruksforvaltning, Statens_vegvesen, Jernbaneverket, & Kartverket. (2006). Store fjellskred i Norge. Utredning for Landbruks- og matdepartementet på vegne av 6 departementer., 87. Retrieved from [http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2006/Store-fjellskred-i-Norge\(2\).pdf](http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2006/Store-fjellskred-i-Norge(2).pdf)
- Nilsen, B., & Broch, E. (2009). *Ingeniørgeologi-berg, grunnkurskompendium (revidert utgave)*. Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Nilsen, B., & Palmstrøm, A. (2000). *Engineering geology and rock engineering. Handbook no. 2*. Oslo: NBG & NFF.
- NRK. (2012). Frykter at liv skal gå tapt på grunn av bygging i rasfarlig område Retrieved 12.05, 2012, from <http://www.nrk.no/nyheter/distrikt/hordaland/1.7948895>
- Panda, C. (2010). Slope stability Retrieved 10.06, 2012, from <http://cannibalpanda6.blogspot.no/2010/02/slope-stability.html>
- Paronuzzi, P. (2009). Rockfall-induced block propagation on a soil slope, northern Italy. *Environmental Geology*, 58(7), 1451-1466. doi: 10.1007/s00254-008-1648-7
- Perret, S., Dolf, F., & Kienholz, H. (2004). Rockfalls into forests: Analysis and simulation of rockfall trajectories — considerations with respect to mountainous forests in Switzerland. *Landslides*, 1(2), 123-130. doi: 10.1007/s10346-004-0014-4
- Ramberg, I. B., Bryhni, I., & Nøttvedt, A. (2007). *Landet blir til: Norges geologi*. Trondheim: Norsk geologisk forening.
- Rocscience. (2012a). RocData - Strength criterion Retrieved 14.05, 2012, from <http://www.roscience.com/products/4/feature/172>
- Rocscience. (2012b). Slide - Analysis Methods Retrieved 23.05, 2012, from <http://www.roscience.com/products/8/feature/80>
- Rocscience. (2012c). Statistical Analysis of Rockfalls Retrieved 02.06, 2012, from <http://www.roscience.com/products/12/RocFall>
- Schneuwly, D. M. (2010). Reconstruction and Spatial Analysis of Rockfall Frequency and Bounce Heights Derived from Tree Rings. In M. Stoffel, M. Bollschweiler, D. R. Butler & B. H. Luckman (Eds.), *Tree Rings and Natural Hazards: A State-of-the-Art* (Vol. 41, pp. 177-180): Springer, Po Box 17, 3300 Aa Dordrecht, Netherlands.
- Sidle, R. C., & Ochiai, H. (2006). *Landslides: processes, prediction, and land use* (Vol. 18). Washington: American Geophysical Union.
- Singh, B., & Goel, R. K. (2011). *Engineering Rock Mass classification. Tunneling, Foundations, and Landslide*. Waltham: Butterworth-Heinemann.
- StatensVegvesen. (2012). Rassikring Retrieved 22.02, 2012, from <http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/Om+vegprosjekter/Om+rassikring>
- Stead, D., Eberhardt, E., & Coggan, J. S. (2006). Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques. *Engineering Geology*, 83(1–3), 217-235. doi: 10.1016/j.enggeo.2005.06.033

- Steven, W. D. (1998). *Rocfall: A Tool for Probabilistic Analysis, design of Remedial Measures and Prediction of Rockfalls*. Master of Applied Science, Toronto. Retrieved from www.rocscience.com/assets/files/uploads/7756.pdf
- Sweco. (2011). Sikringsarbeider Kolstien Panorama - Sikring av skredfare, stabilitetsvurdering og sikringsbehov i skjæring. In R. S. Andersen & A. T. Duah Mensah (Eds.), (pp. 10). Sweco.
- Turner, A. K., & Schuster, R. L. (1996). *Landslides: investigation and mitigation* (Vol. 247). Washington, D.C.: National Academy of Sciences.
- Vegdirektoratet. (2011). Sikring av veger mot steinskred. Grunnlag for veiledning VD nr.32 (pp. 62).
- Venvik, R. G. F. (2003). *Bruddsystem og spenningsfelt tilknytt tunneltraseén Ringveg Vest i Bergen*. Candidatus Scientiarum oppgave i hydrogeologi, fast fjell., UiB. Retrieved from www.ub.uib.no/elpub/2003/h/420001/Hovedoppgave.pdf
- Volkwein, A., Schellenberg, K., Labiouse, V., Agliardi, F., Berger, F., Bourrier, F., . . . Jaboyedoff, M. (2011). Rockfall characterisation and structural protection - a review. [Review]. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11(9), 2617-2651. doi: 10.5194/nhess-11-2617-2011
- yr.no. (2012). Været som var (detaljert), Bergen (Hordaland). Retrieved 24.05, 2012, from http://www.yr.no/sted/Norge/Hordaland/Bergen/Bergen/detaljert_statistikk.html

Vedlegg

Vedlegg A - RocFall

Innhold

Materialeegenskaper i RocFall	Vedlegg A-3
Profil 1	Vedlegg A-5
Endepunkt, A	Vedlegg A-7
Normalisert kinetisk energi, A	Vedlegg A-9
Spranghøgd, A	Vedlegg A-11
Profil 2	Vedlegg A-13
Endepunkt, B	Vedlegg A-15
Normalisert kinetisk energi, B	Vedlegg A-17
Spranghøgd, B	Vedlegg A-19
Profil 3	Vedlegg A-23
Endepunkt, C	Vedlegg A-25
Normalisert kinetisk energi, C	Vedlegg A-28
Spranghøgd, C	Vedlegg A-31
Figurar til samanlikning av profil x og x*	Vedlegg A-36
Endepunkt, profil 1-3	Vedlegg A-36
Normalisert kinetisk energi, profil 1-3	Vedlegg A-39
Spranghøgd, profil 1-3	Vedlegg A-42
Data for dimensjonering av sikringstiltak	Vedlegg A-45
Resultat profil 2, "talus med vegetasjon"	Vedlegg A-45
Resultat profil 2, "talusdekke"	Vedlegg A-48

Materialegenskar i RocFall

The figure displays four screenshots of the RocFall Material Editor interface, arranged in a 2x2 grid. Each window shows the configuration for a specific material, including its name, color, and various mechanical and frictional parameters.

Top-Left Material Editor:

- Name:** Soil with vegetation [default]
- Color:** Green
- Coefficient of normal restitution (Rn):** Mean 0.3, Standard Deviation 0.04
- Coefficient of tangential restitution (Rt):** Mean 0.8, Standard Deviation 0.04
- Friction Angle (Phi) [degrees]:** Mean 33, Standard Deviation 2
- Slope Roughness [degrees]:** Mean = angle of segment, Standard Deviation 0

Top-Right Material Editor:

- Name:** Talus with vegetation [default]
- Color:** Light Green
- Coefficient of normal restitution (Rn):** Mean 0.32, Standard Deviation 0.04
- Coefficient of tangential restitution (Rt):** Mean 0.8, Standard Deviation 0.04
- Friction Angle (Phi) [degrees]:** Mean 30, Standard Deviation 2
- Slope Roughness [degrees]:** Mean = angle of segment, Standard Deviation 0

Bottom-Left Material Editor:

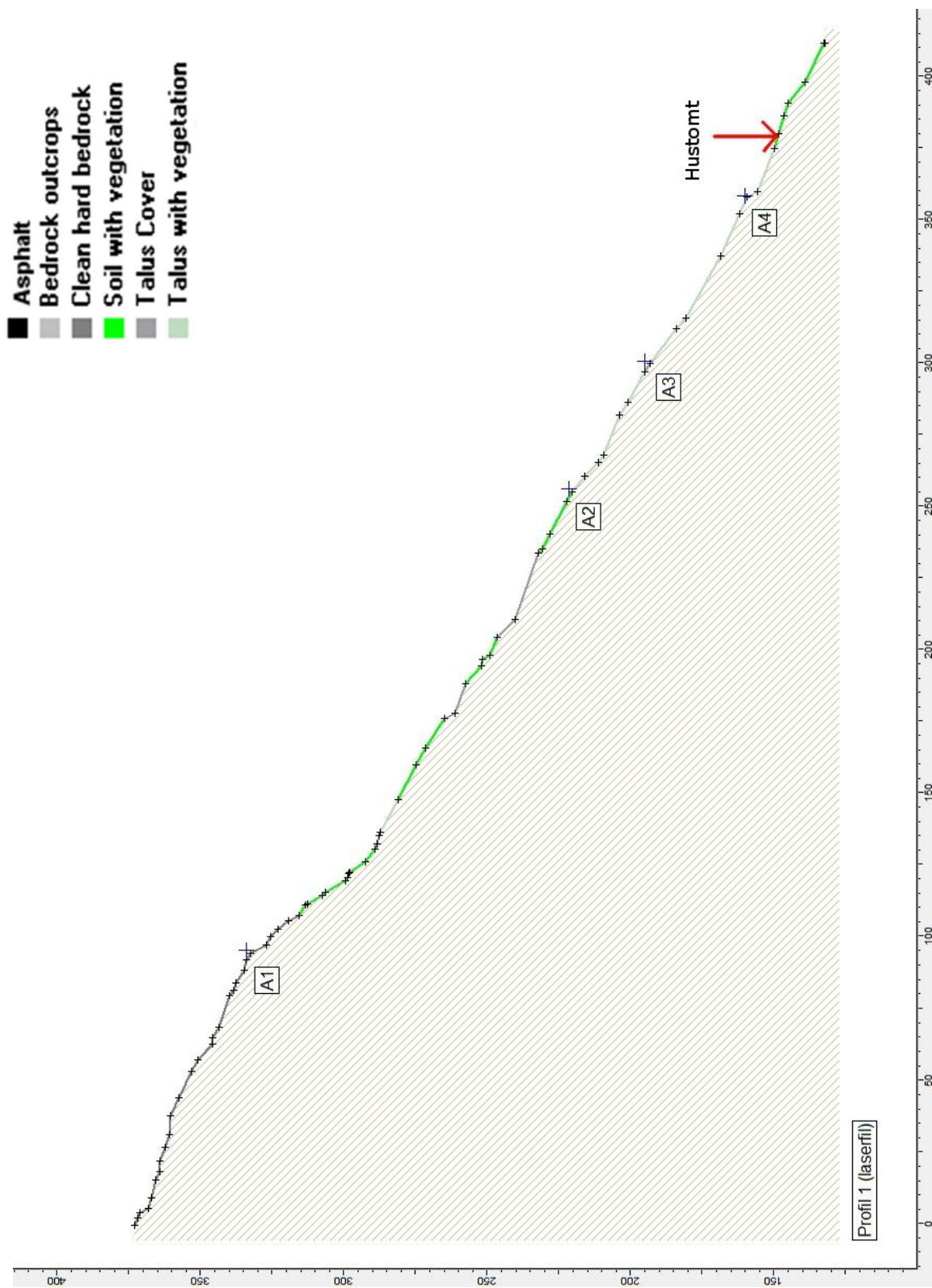
- Name:** Clean hard bedrock [default]
- Color:** Grey
- Coefficient of normal restitution (Rn):** Mean 0.5, Standard Deviation 0.04
- Coefficient of tangential restitution (Rt):** Mean 0.95, Standard Deviation 0.04
- Friction Angle (Phi) [degrees]:** Mean 33, Standard Deviation 2
- Slope Roughness [degrees]:** Mean = angle of segment, Standard Deviation 0

Bottom-Right Material Editor:

- Name:** Talus Cover [default]
- Color:** Grey
- Coefficient of normal restitution (Rn):** Mean 0.32, Standard Deviation 0.04
- Coefficient of tangential restitution (Rt):** Mean 0.82, Standard Deviation 0.04
- Friction Angle (Phi) [degrees]:** Mean 33, Standard Deviation 2
- Slope Roughness [degrees]:** Mean = angle of segment, Standard Deviation 0

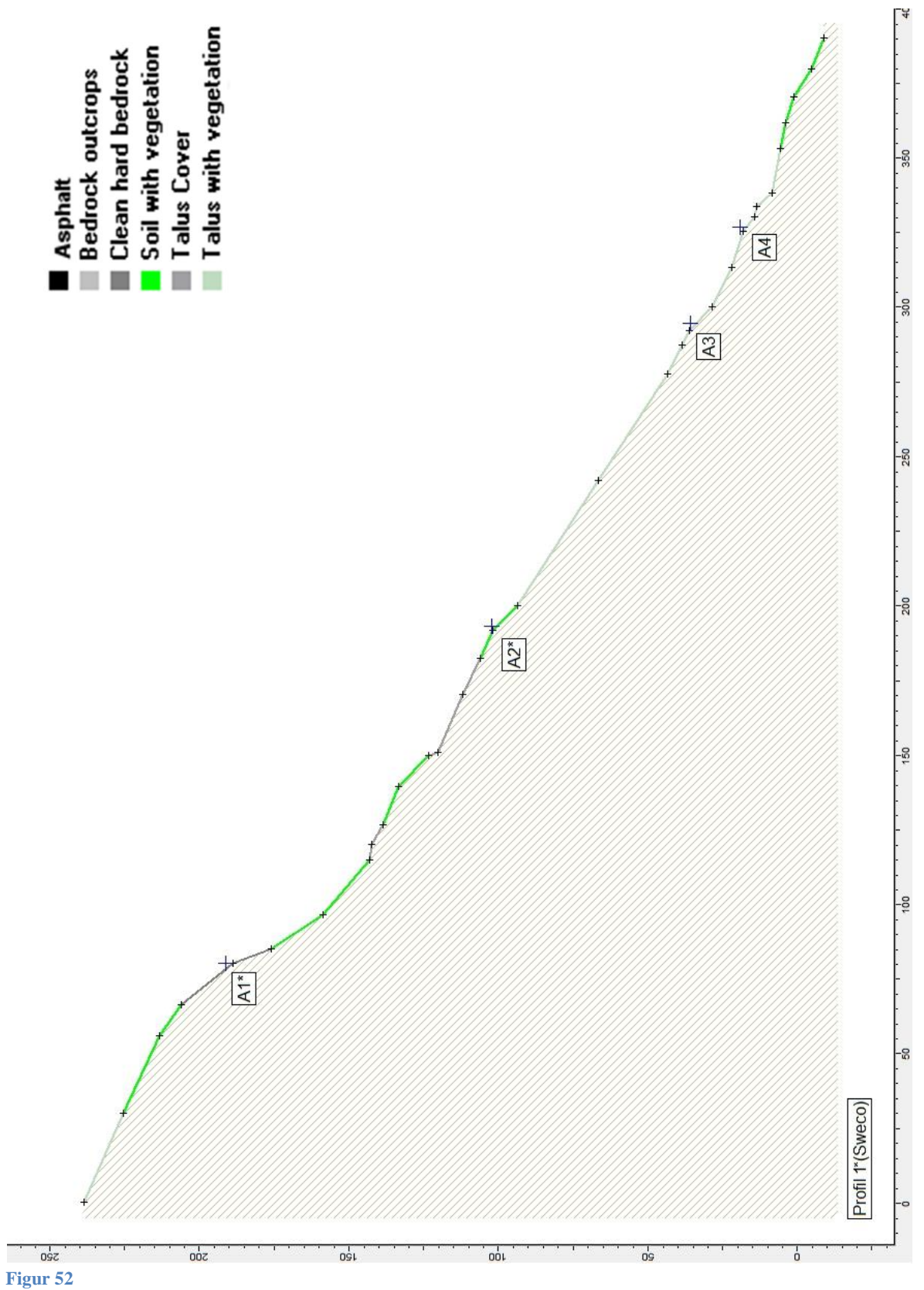
Figur 50

Profil 1

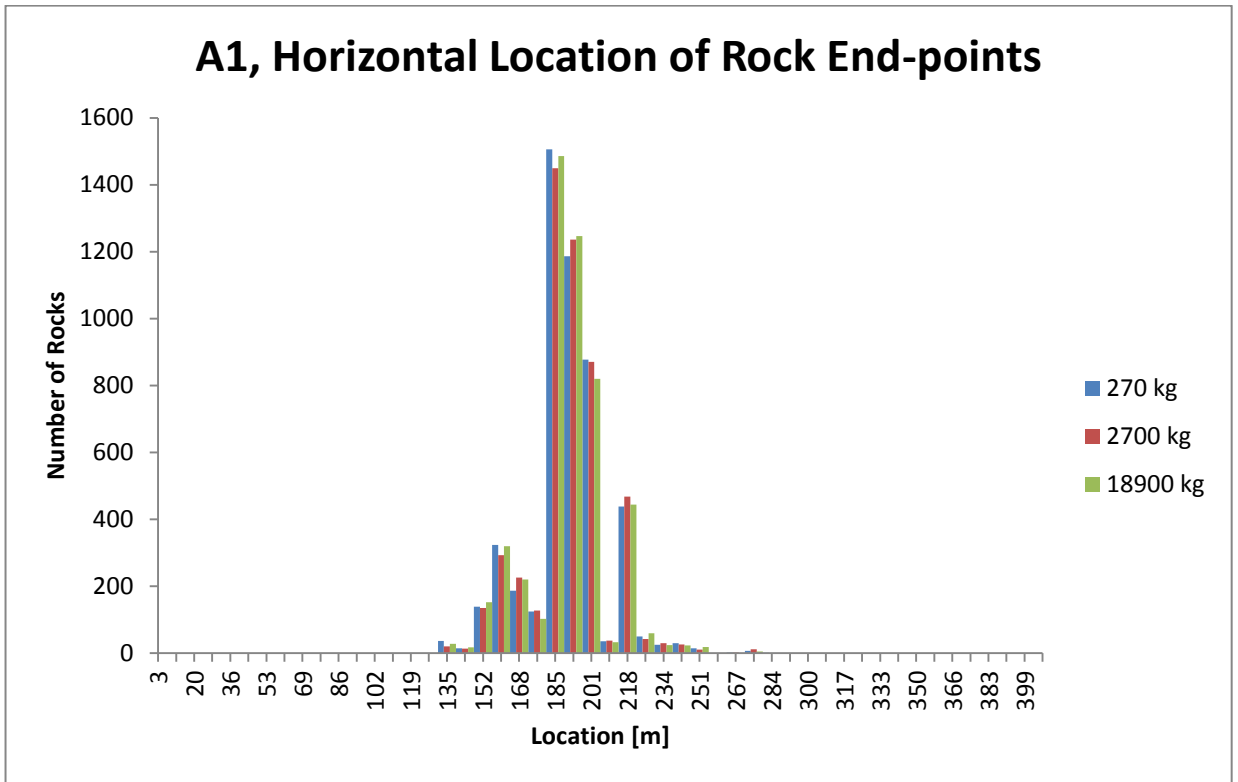


Figur 51

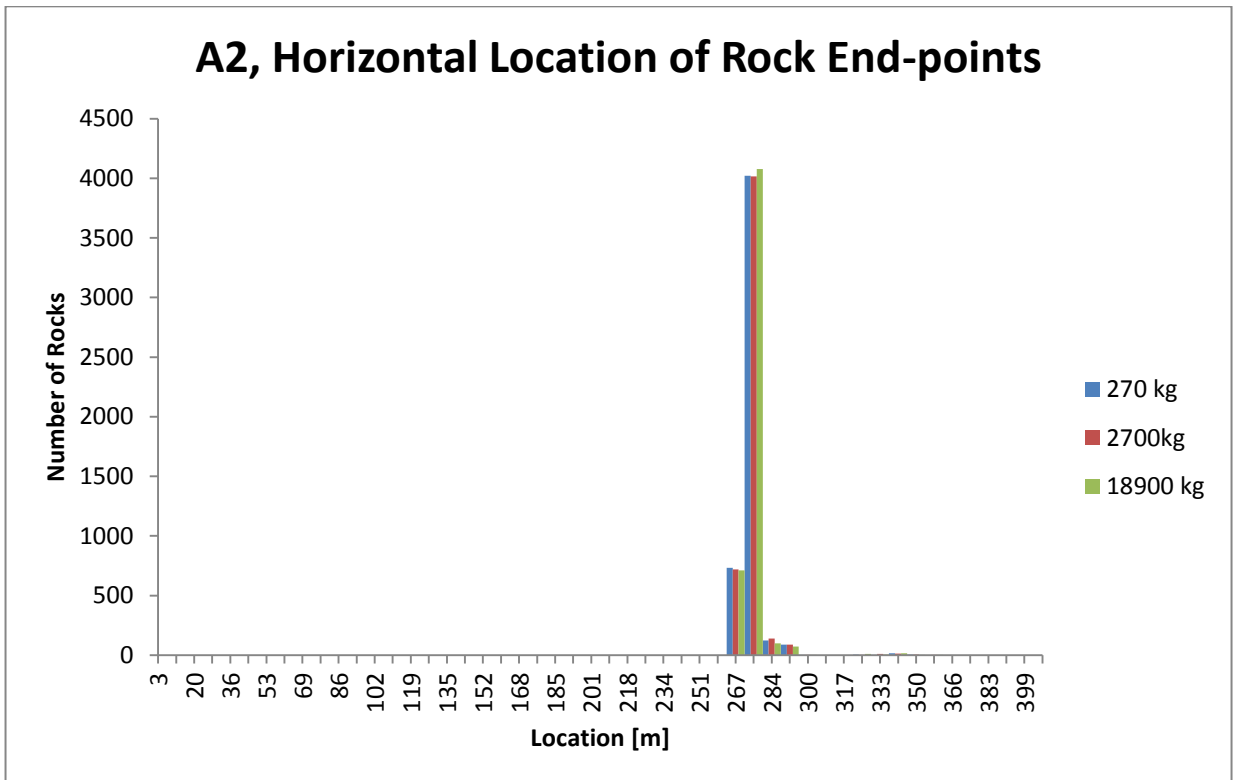
- Asphalt
- Bedrock outcrops
- Clean hard bedrock
- Soil with vegetation
- Talus Cover
- Talus with vegetation



Figur 52

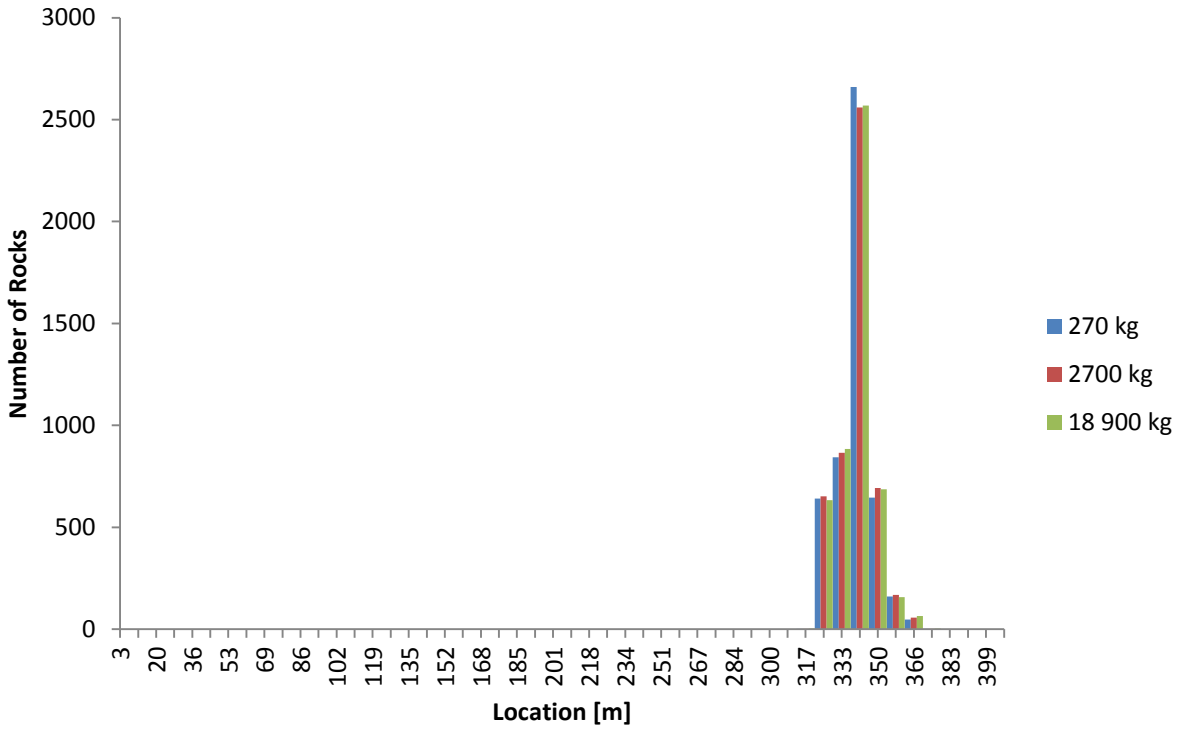


Figur 53



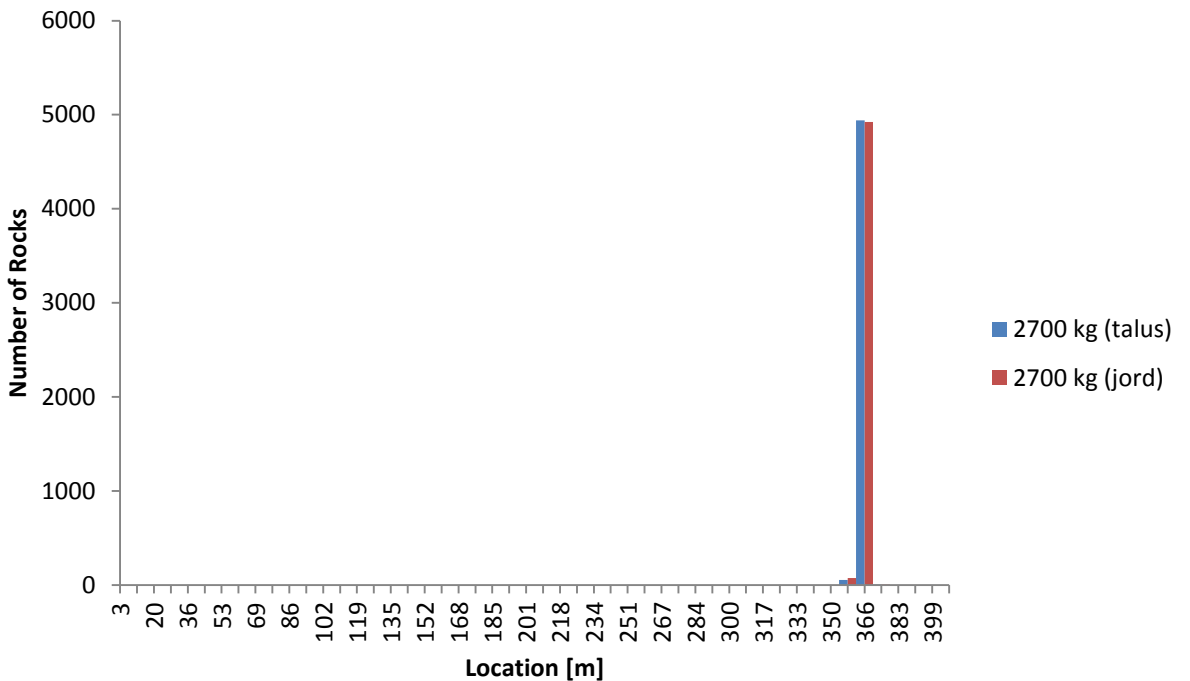
Figur 54

A3, Horizontal Location of Rock End-points

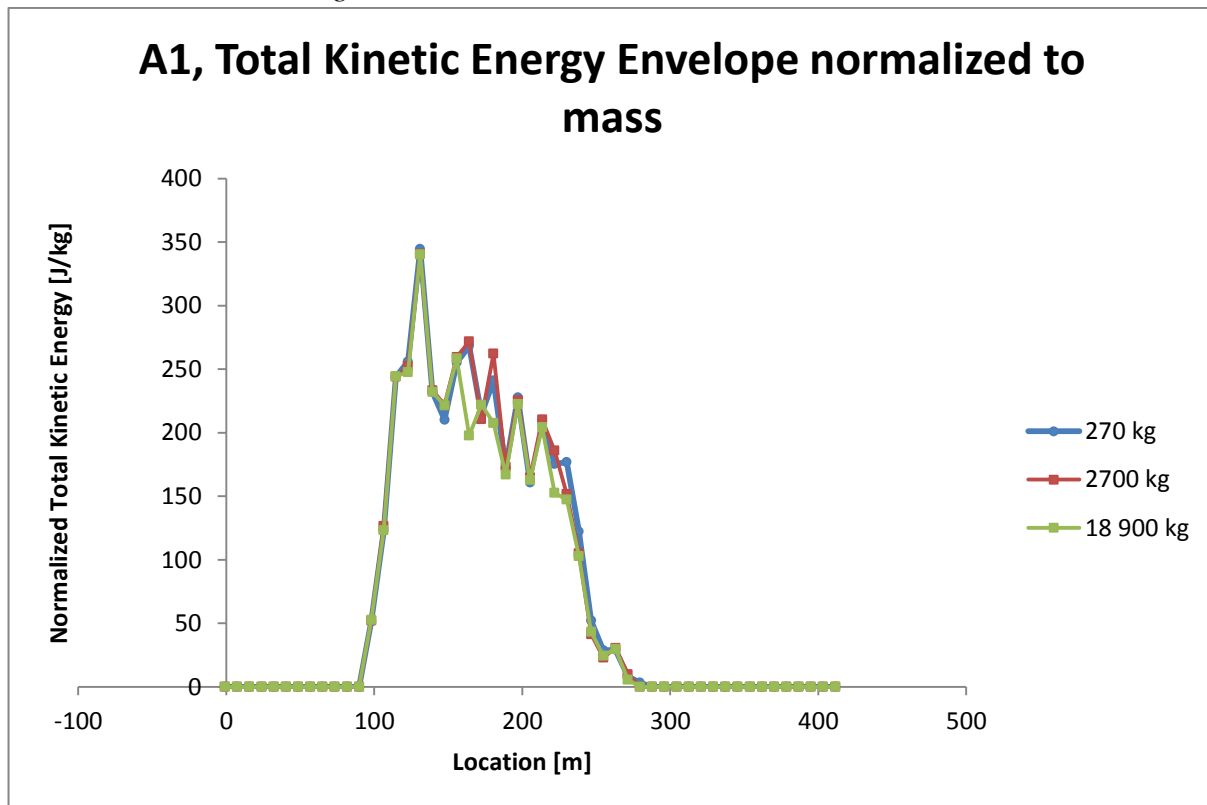


Figur 55

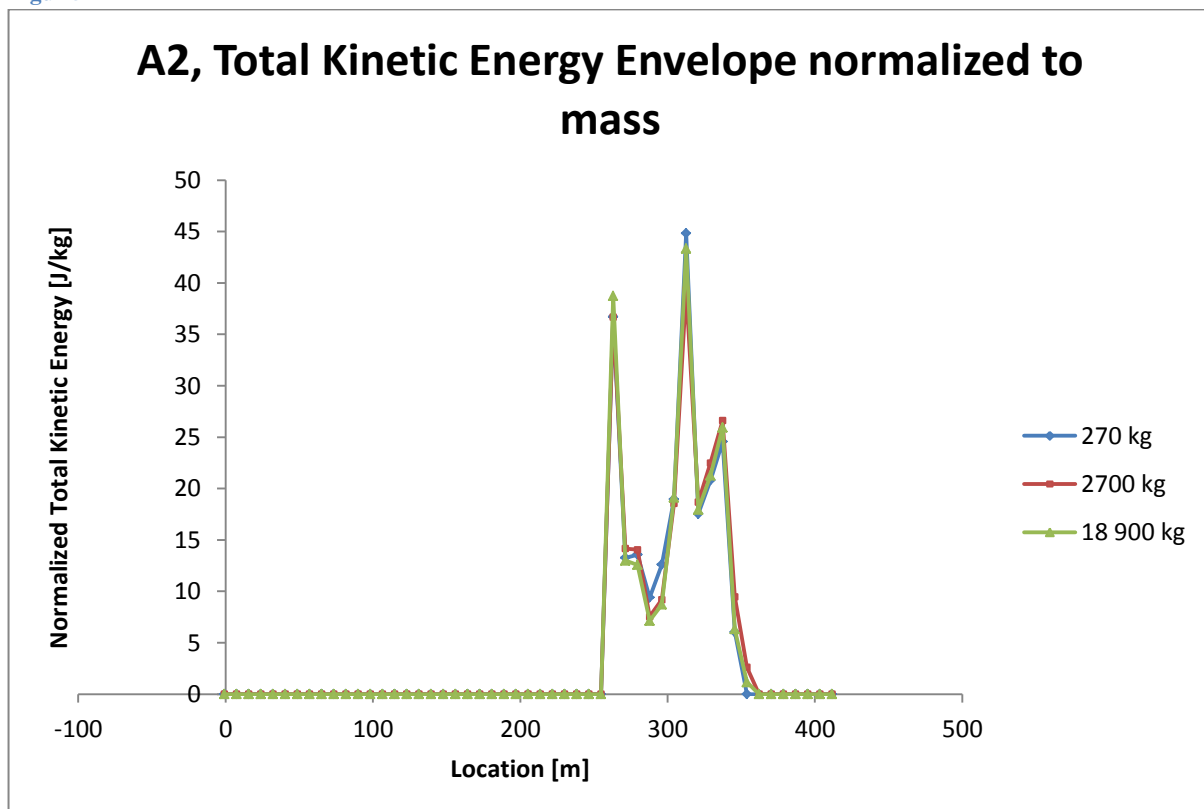
A4, Horizontal Location of Rock End-points



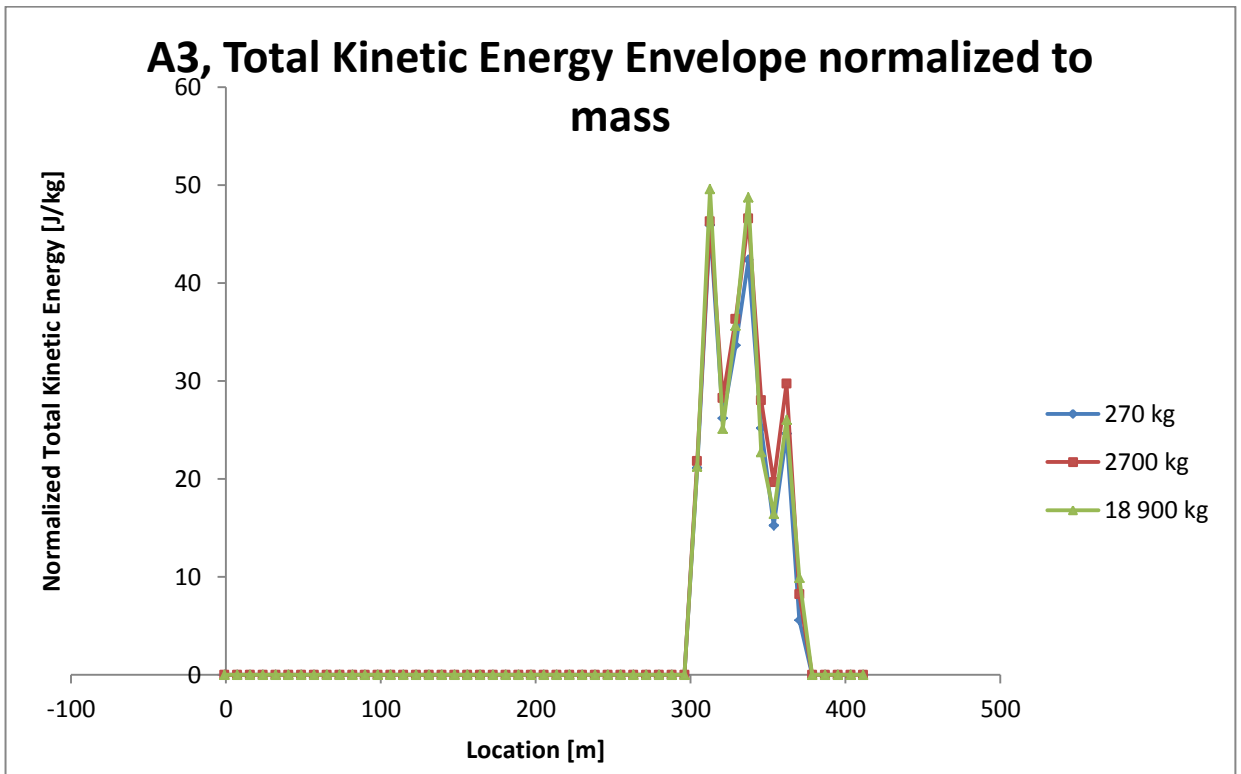
Figur 56
Vedlegg A-8



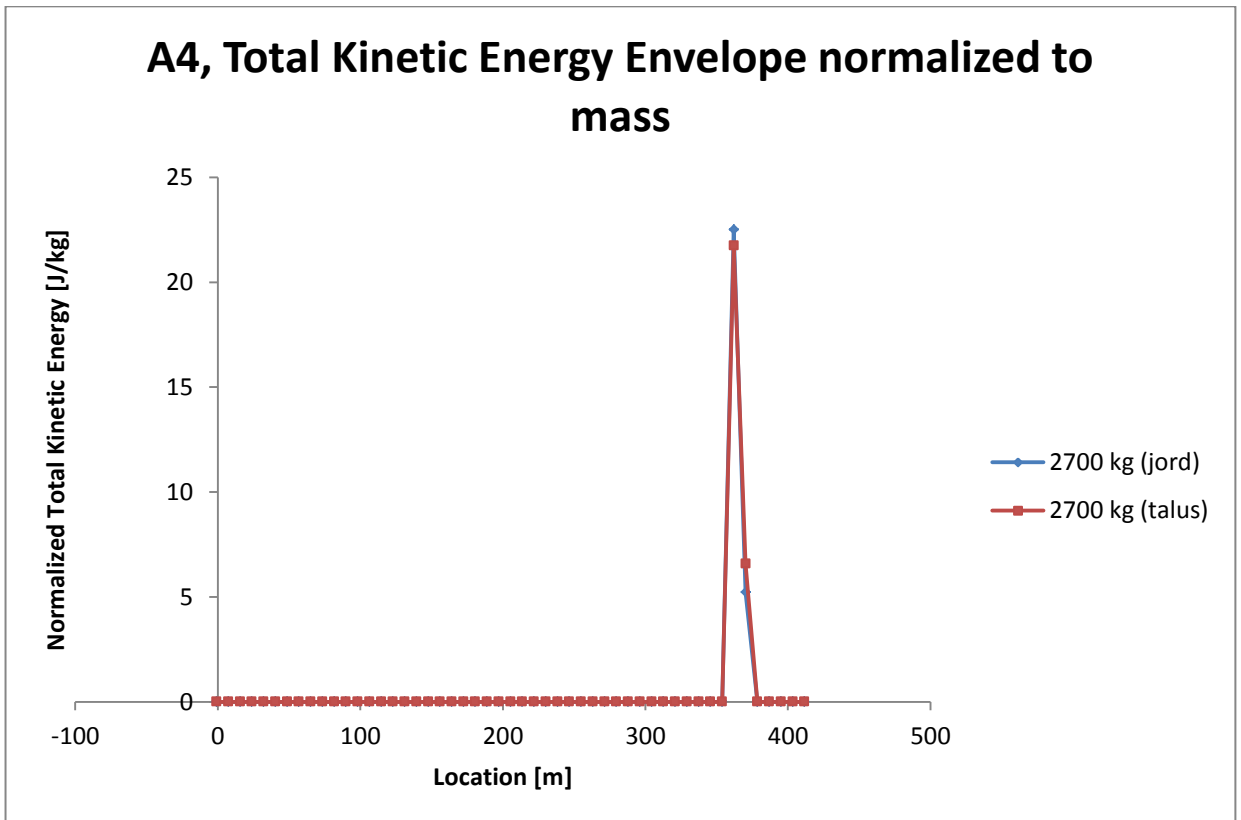
Figur 57



Figur 58



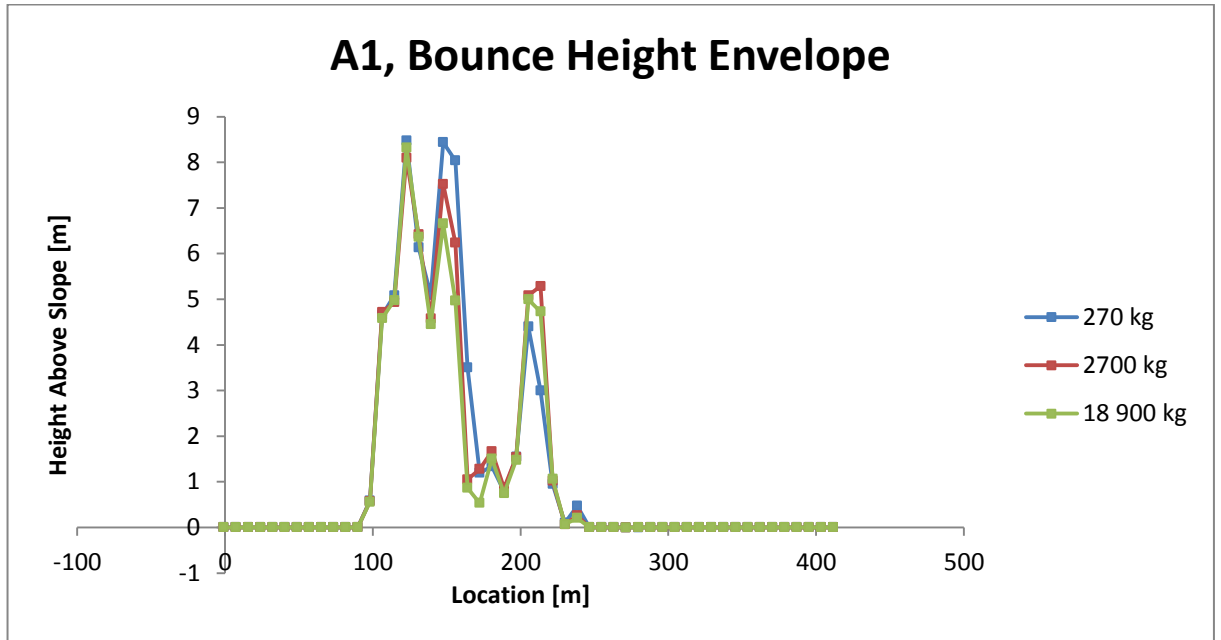
Figur 59



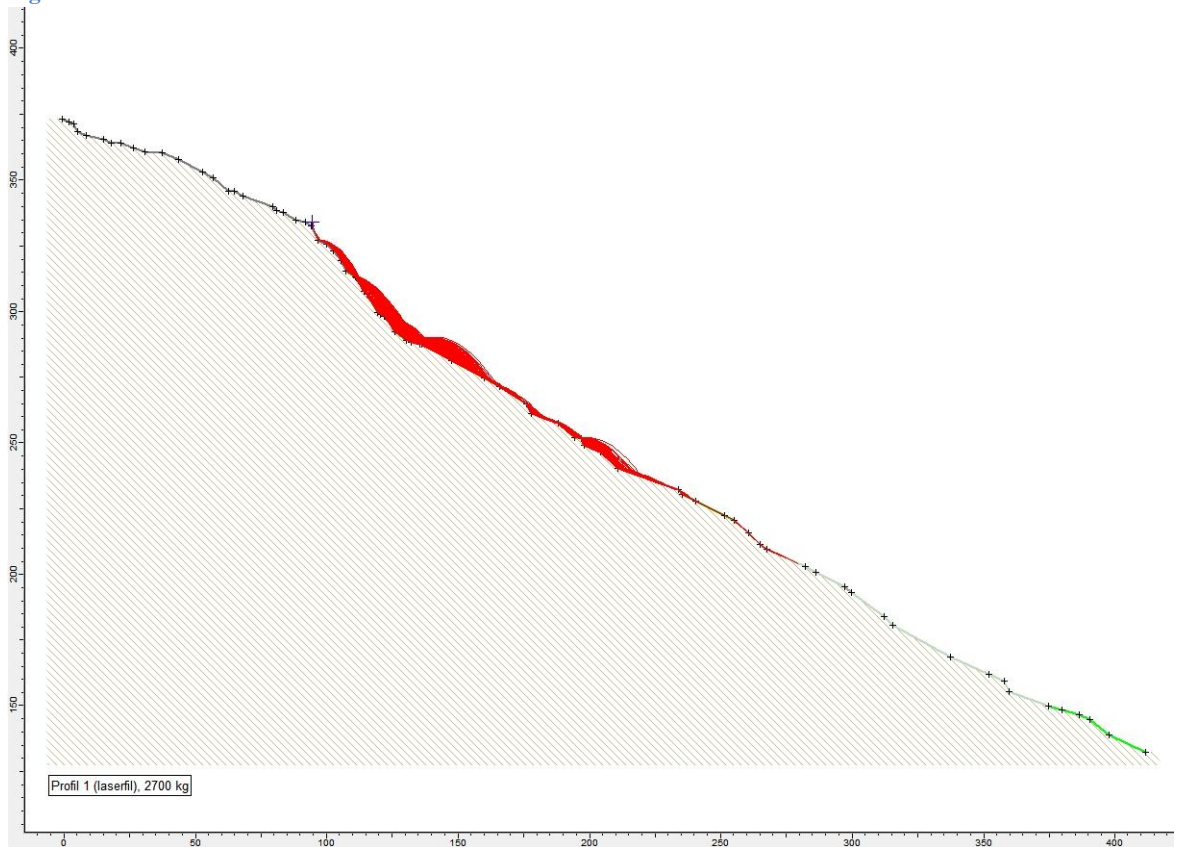
Figur 60

Spranghøgda, A

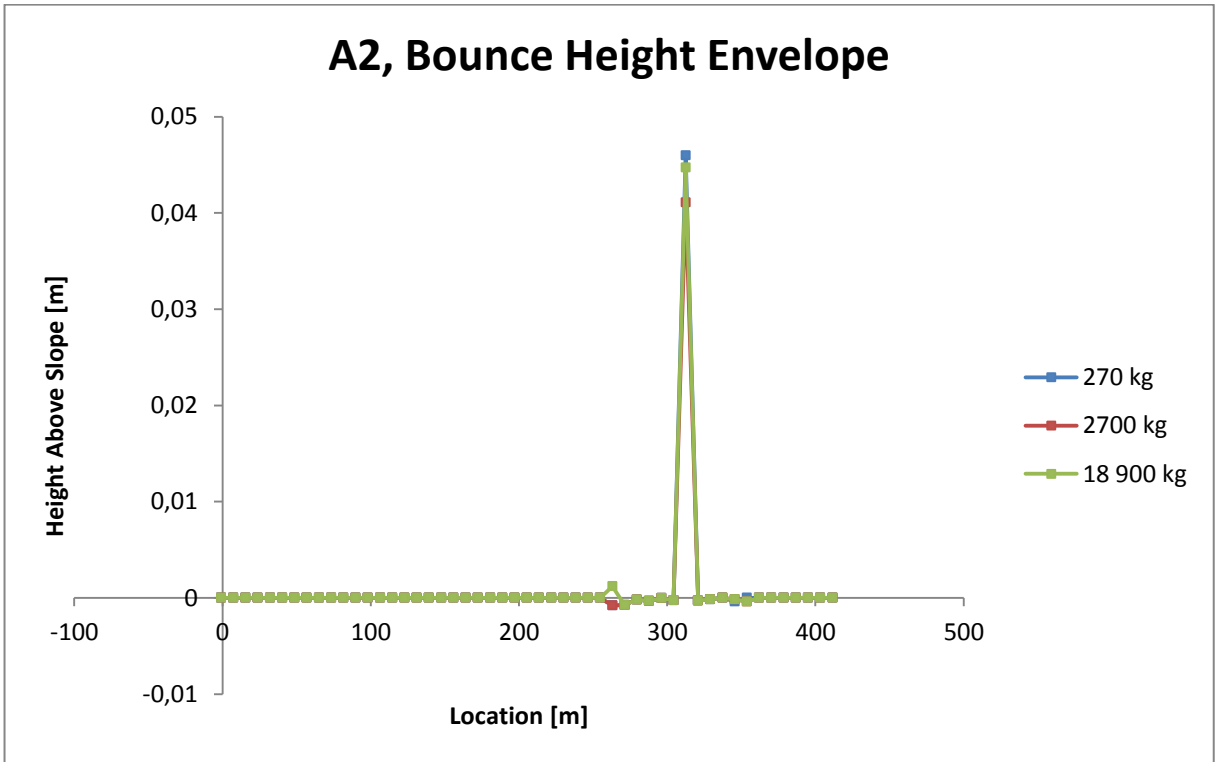
Steinar frå A2 vil ikkje sprette (Figure 61 og 62). På grunn av liknande topografi, samt bekrefta av simuleringar viser at det heller ikkje er spretting for A3 og A4. Derfor er ikkje diagramma lagt ved.



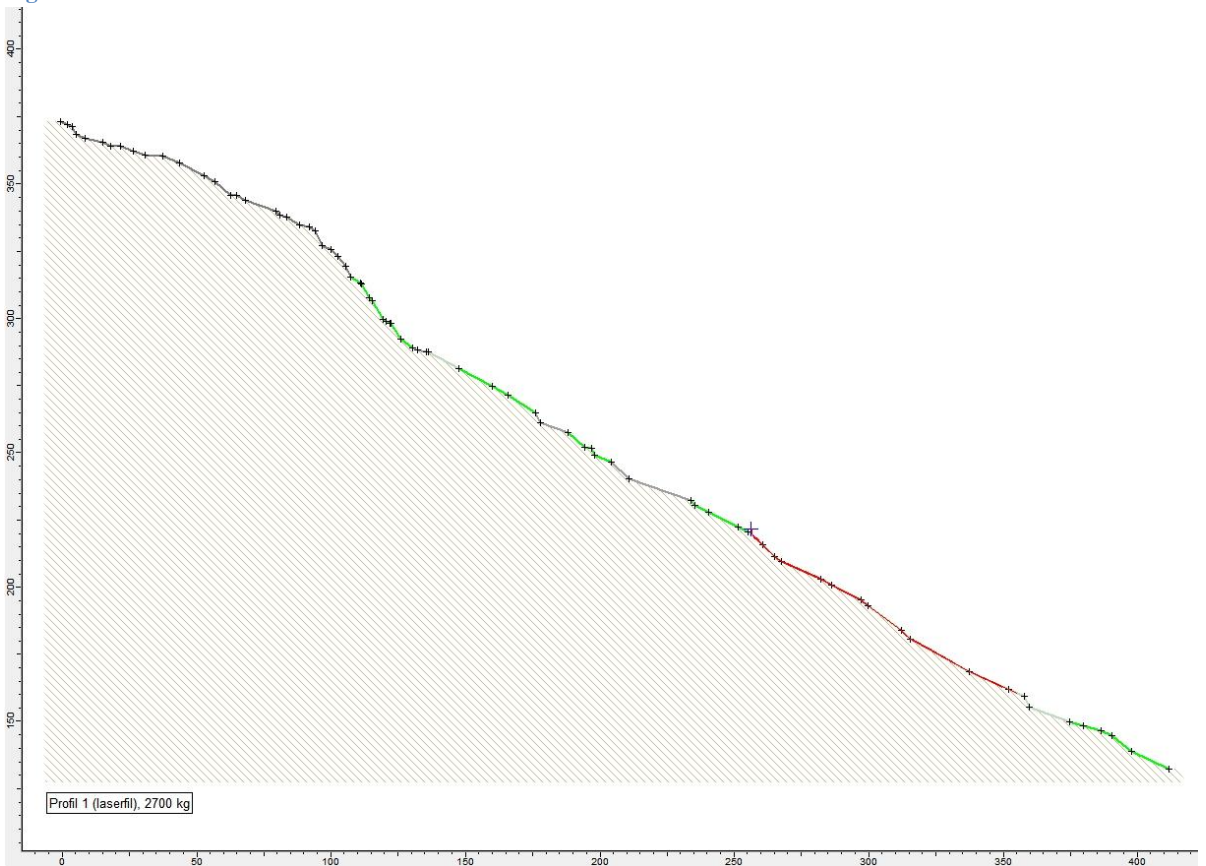
Figur 61



Figur 62



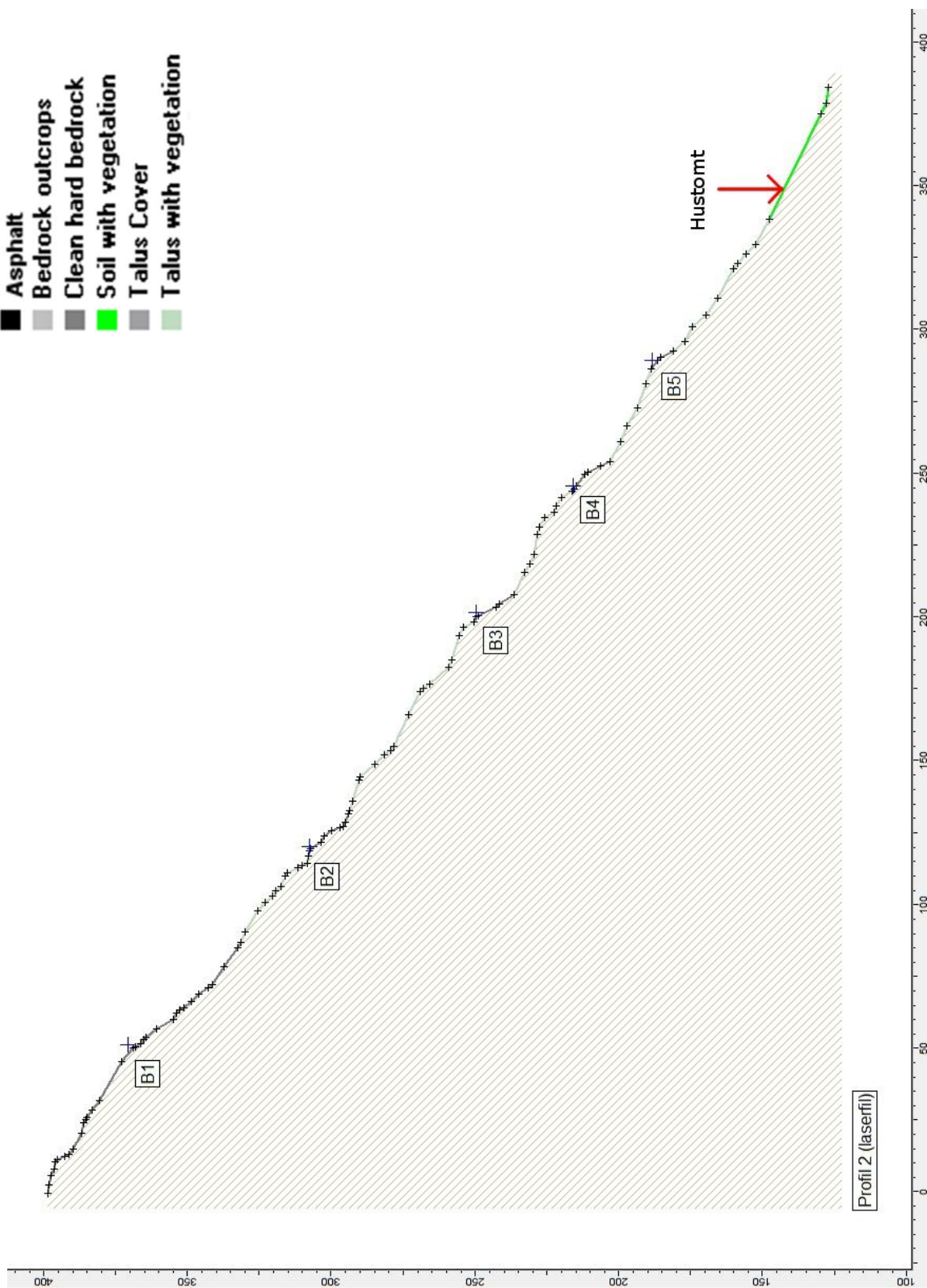
Figur 63



Figur 64

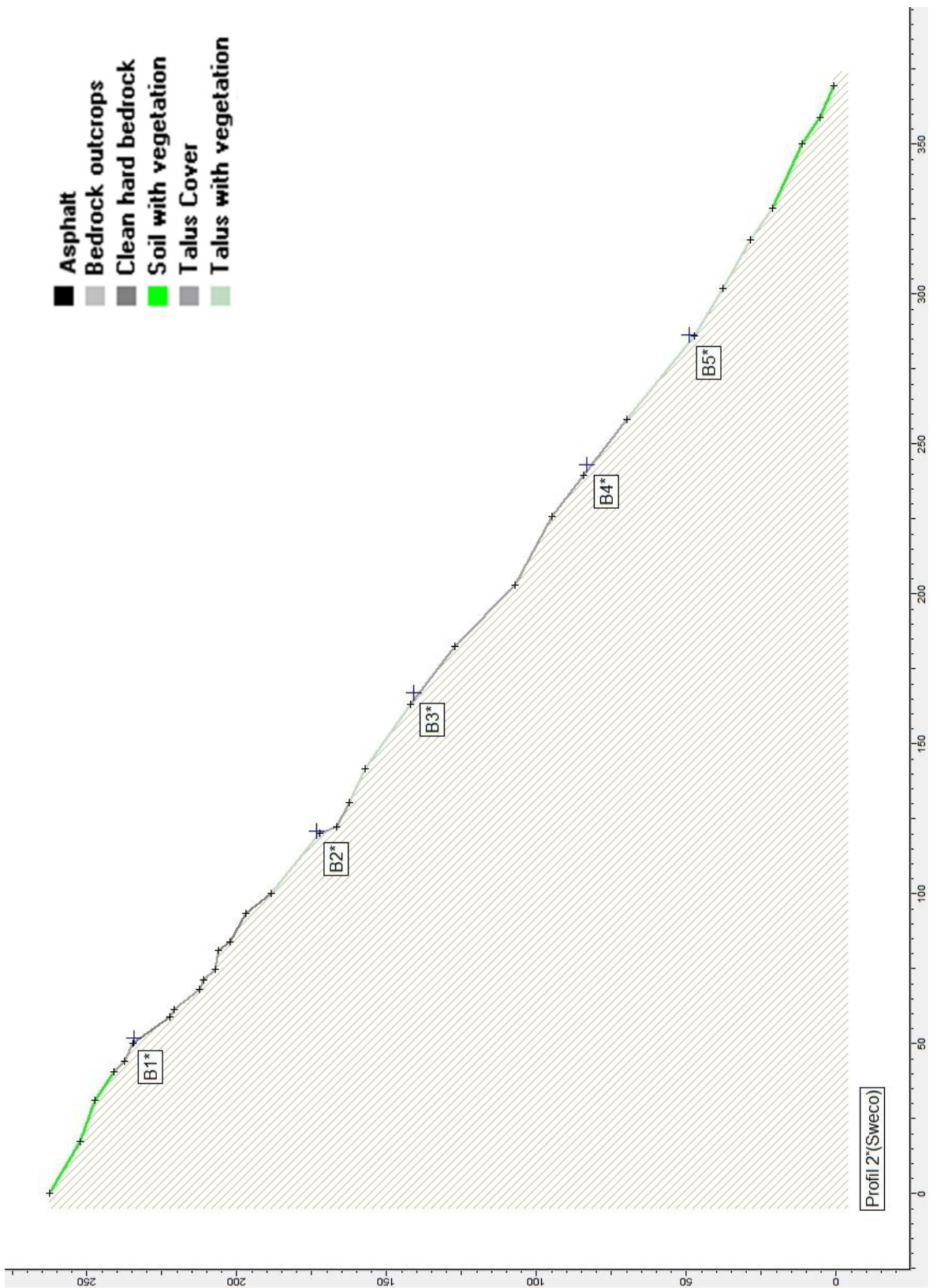
Profil 2

- Asphalt
- Bedrock outcrops
- Clean hard bedrock
- Soil with vegetation
- Talus Cover
- Talus with vegetation

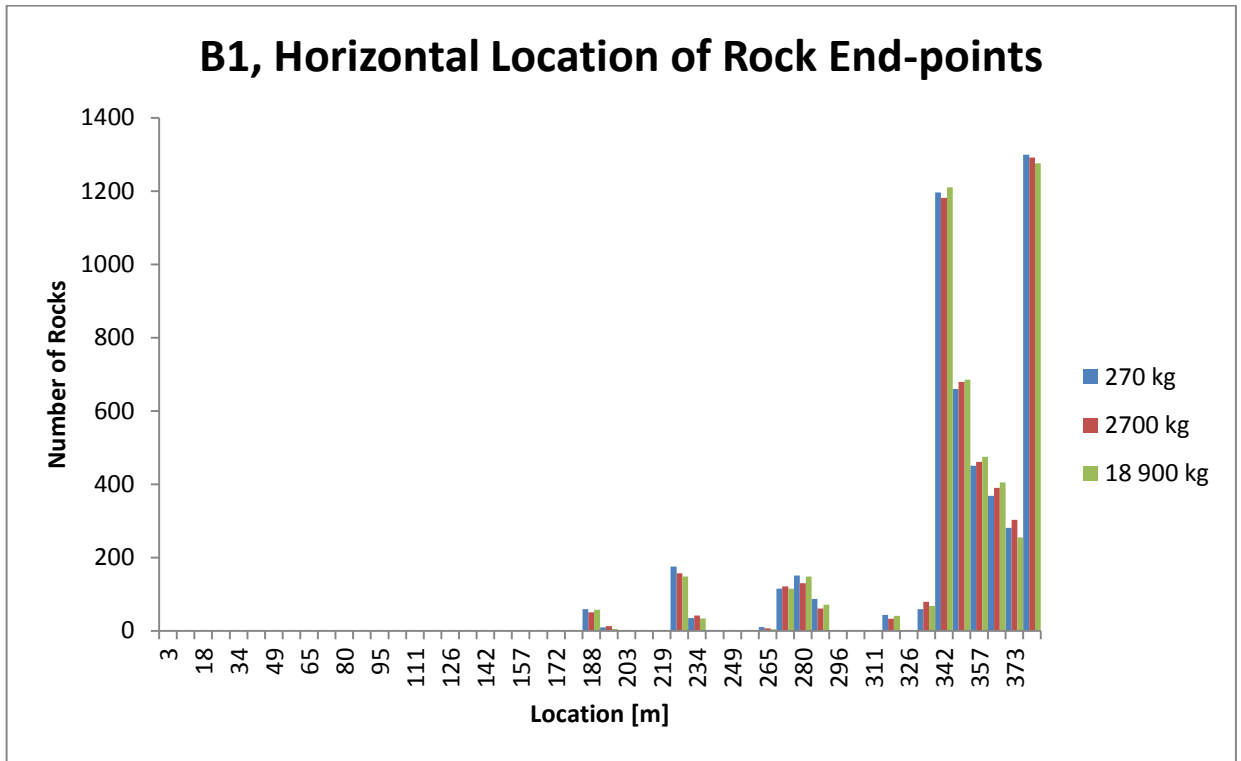


Figur 65

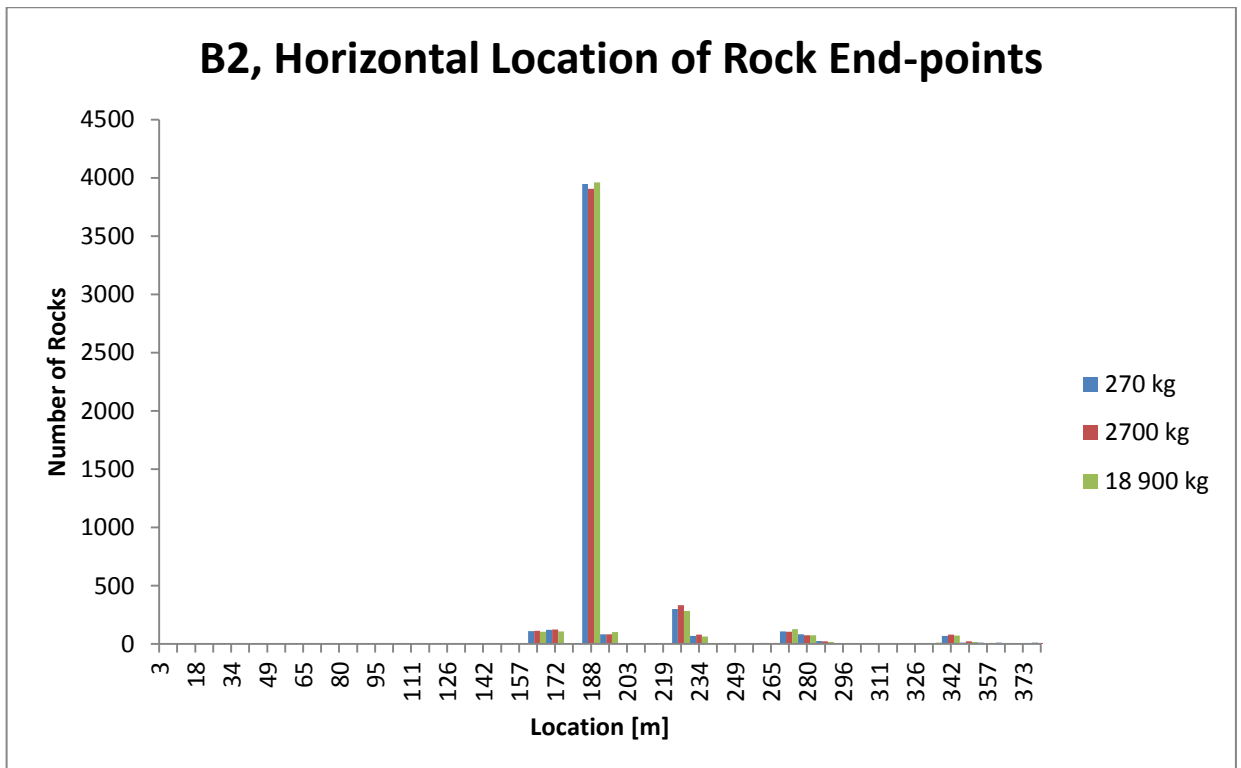
- Asphalt
- Bedrock outcrops
- Clean hard bedrock
- Soil with vegetation
- Talus Cover
- Talus with vegetation



Figur 66

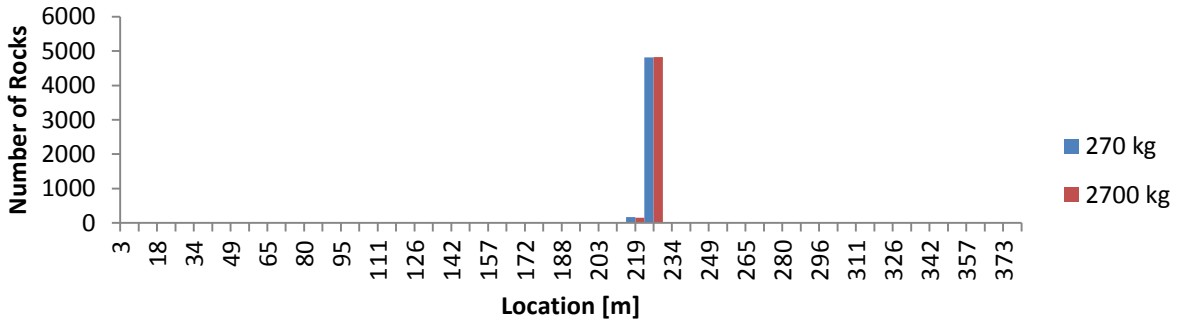


Figur 67



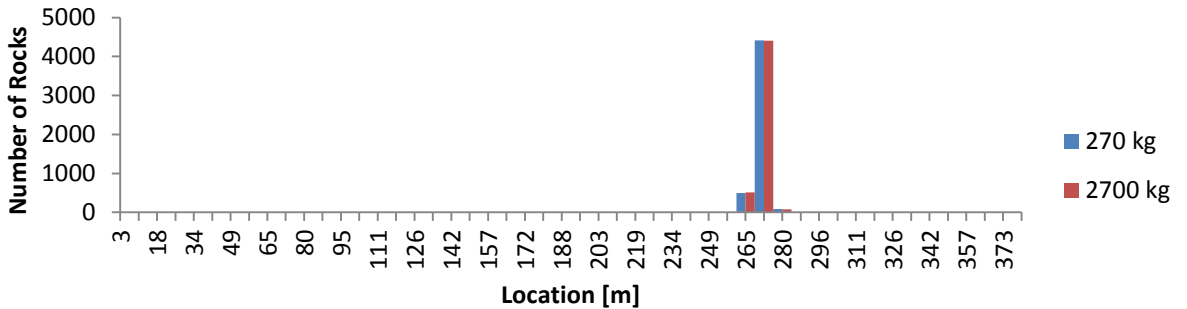
Figur 68

B3, Horizontal Location of Rock End-points



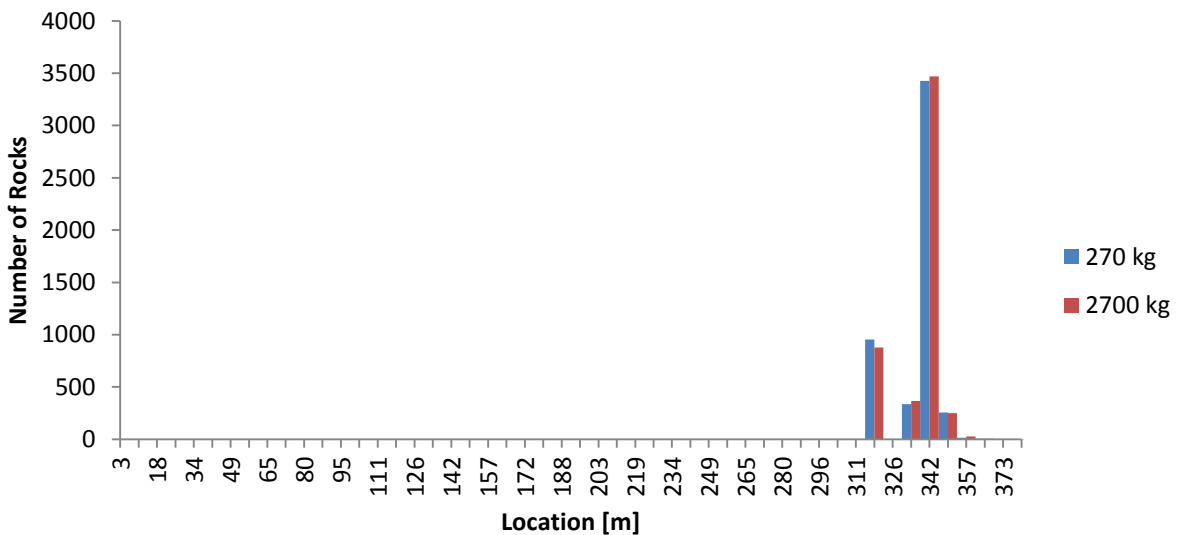
Figur 69

B4, Horizontal Location of Rock End-points



Figur 70

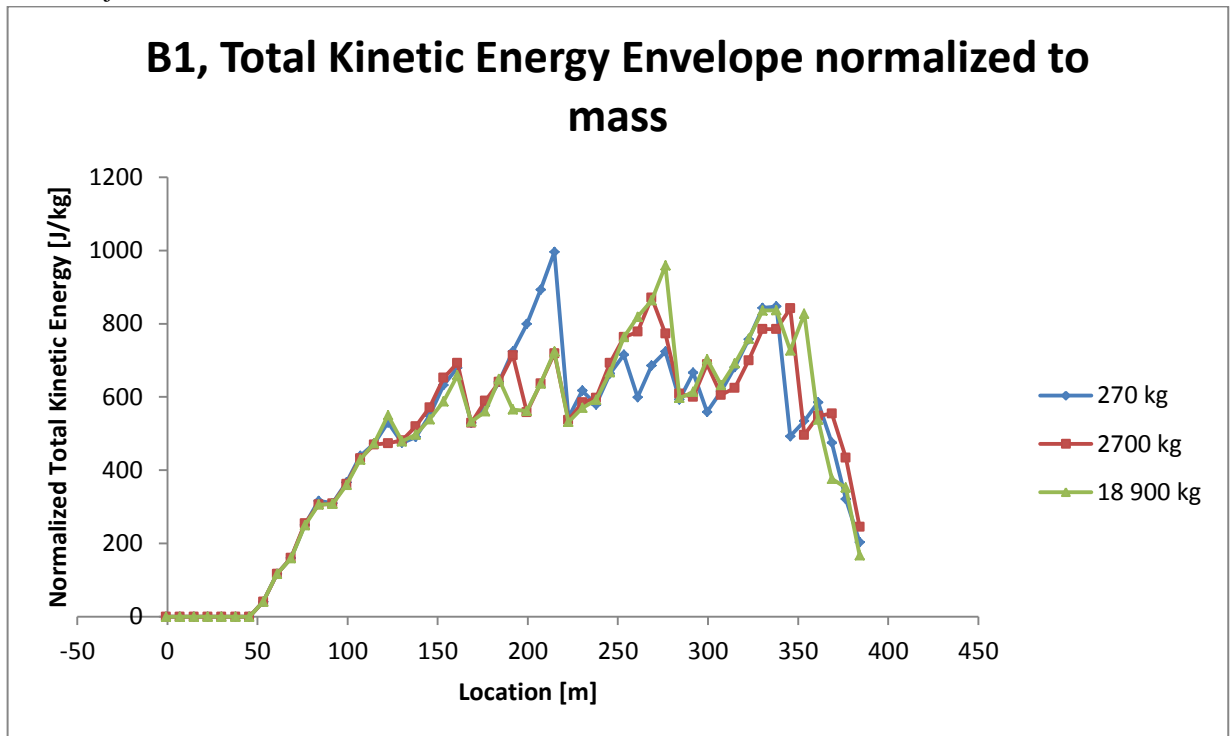
B5, Horizontal Location of Rock End-points



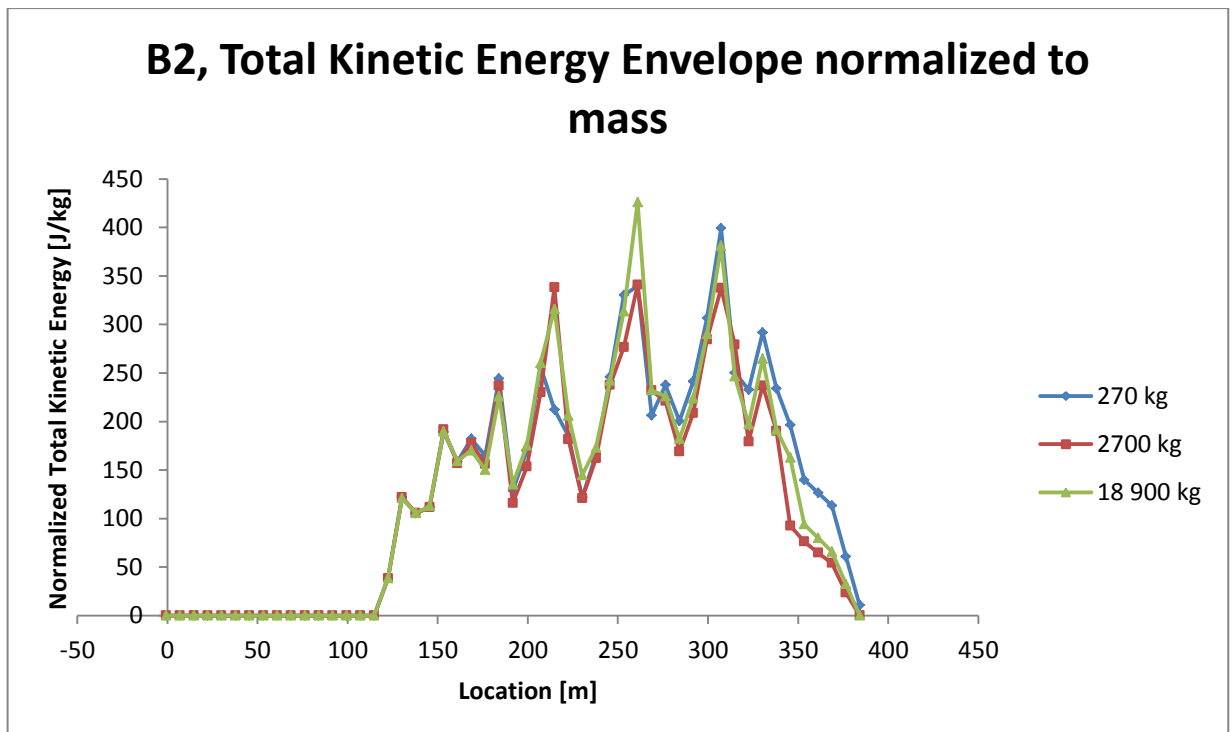
Figur 71

Normalisert kinetisk energi, B

Kun diagram med relevans for tomta er tatt med. Fordi steinar frå B3 og B4 stagnerer før dei kjem til tomta, er desse ikkje vist.

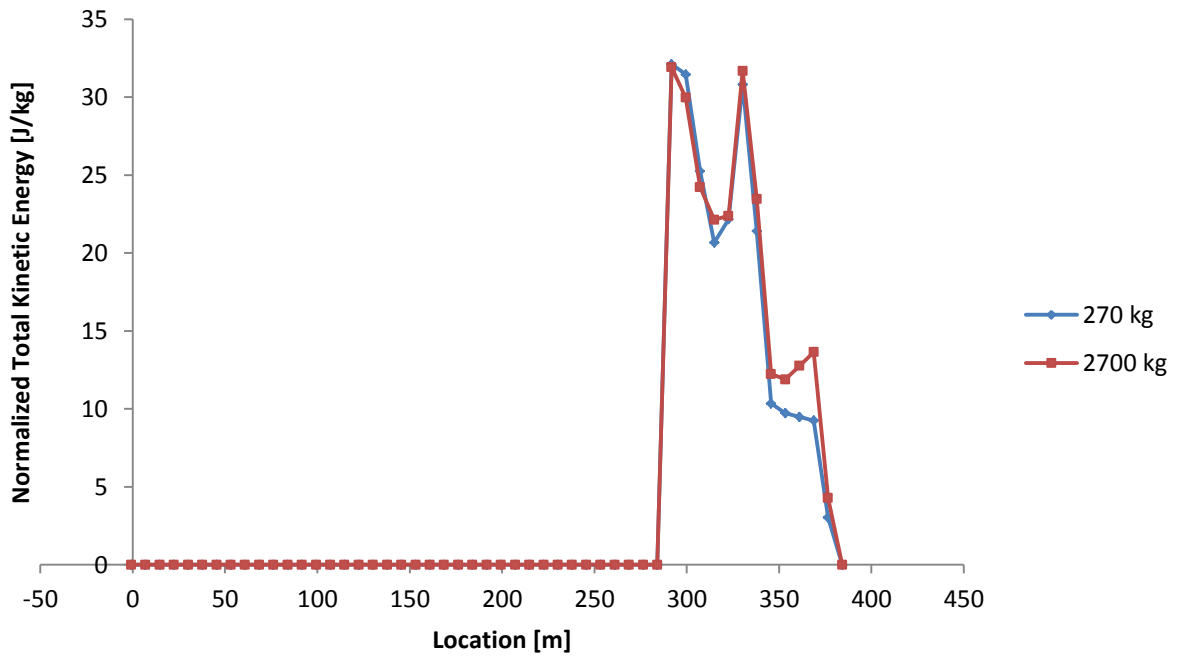


Figur 72



Figur 73

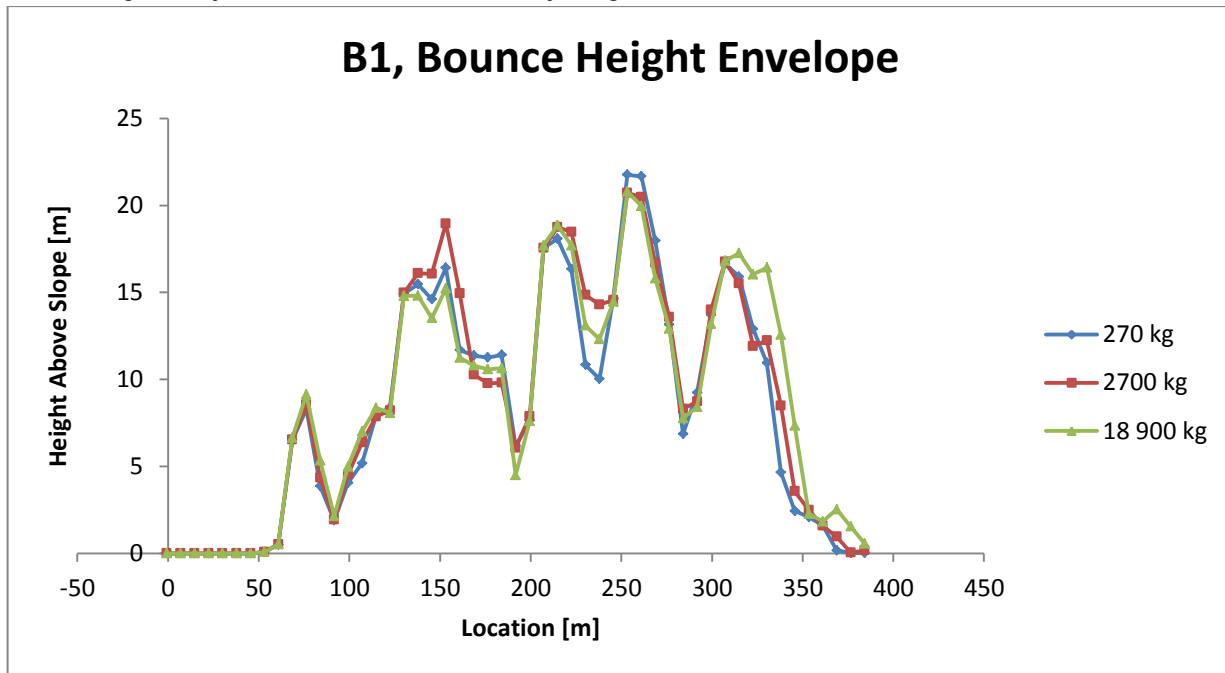
B5, Total Kinetic Energy Envelope normalized to mass



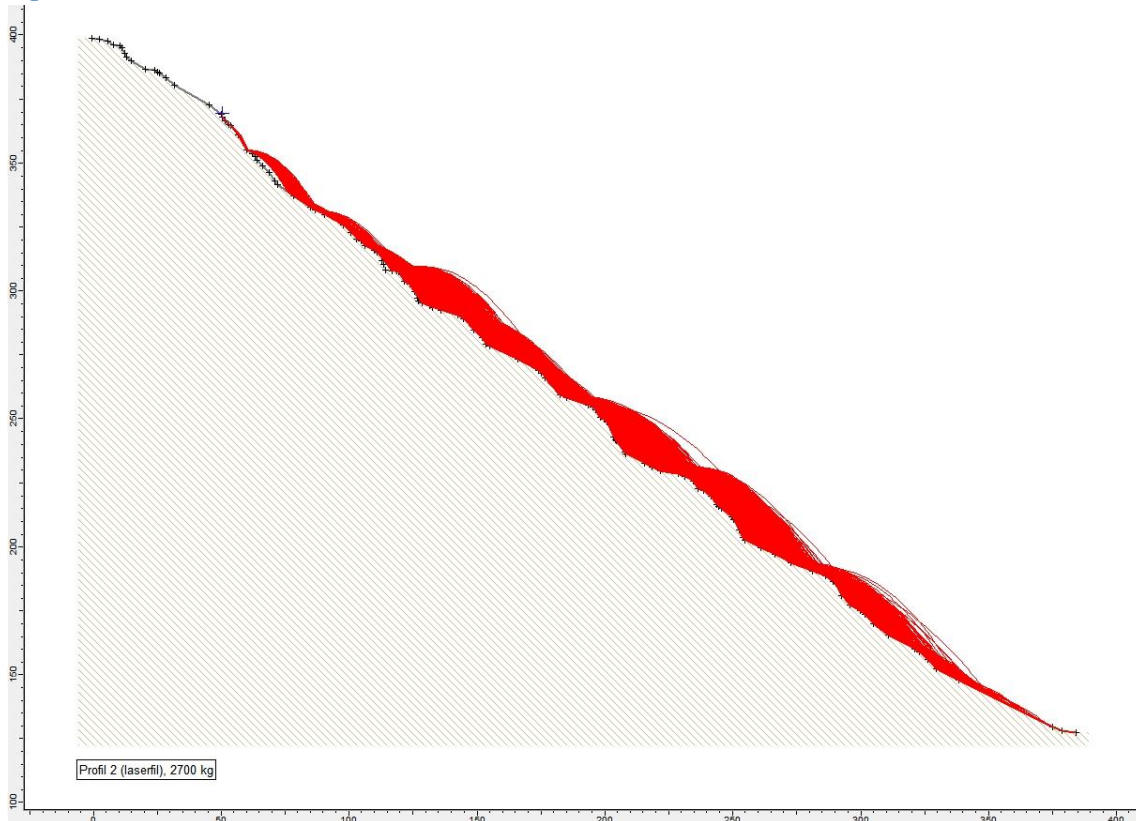
Figur 74

Spranghøgd, B

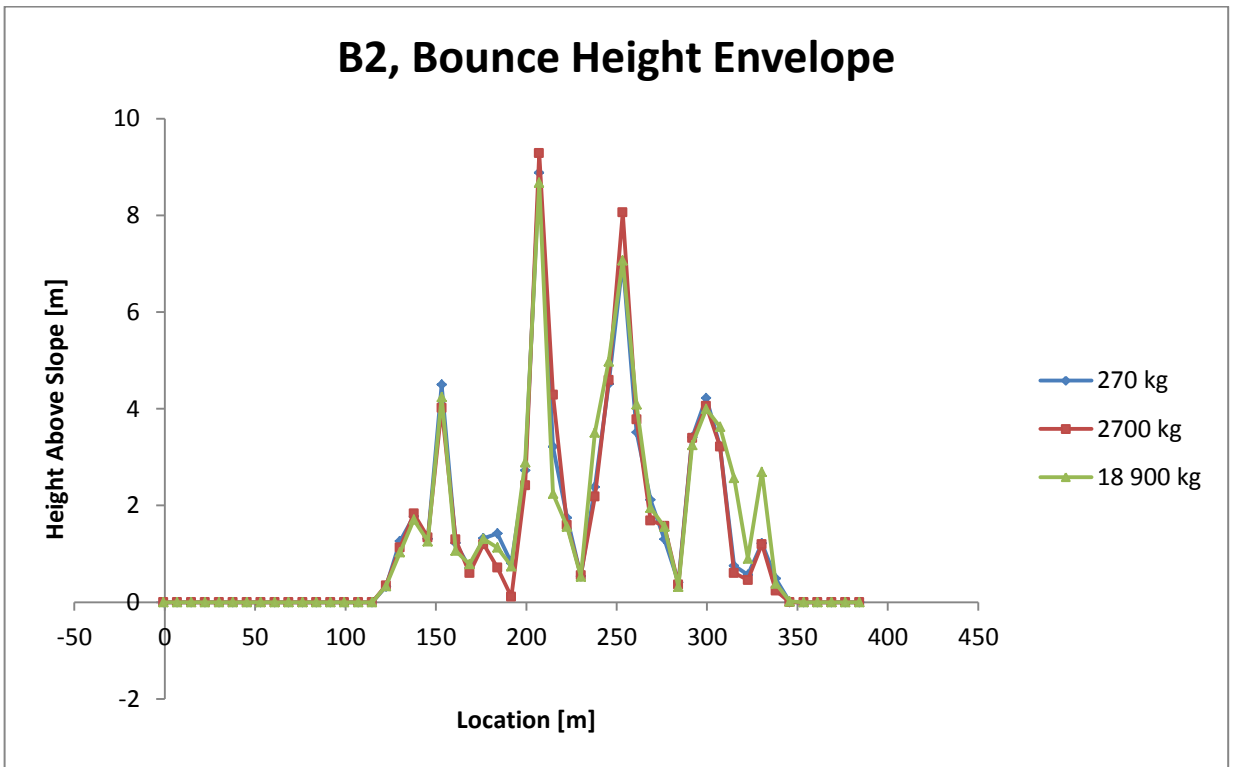
Fordi B3 og B4 ikkje har relevans for tomta, er ikkje diagramma vist.



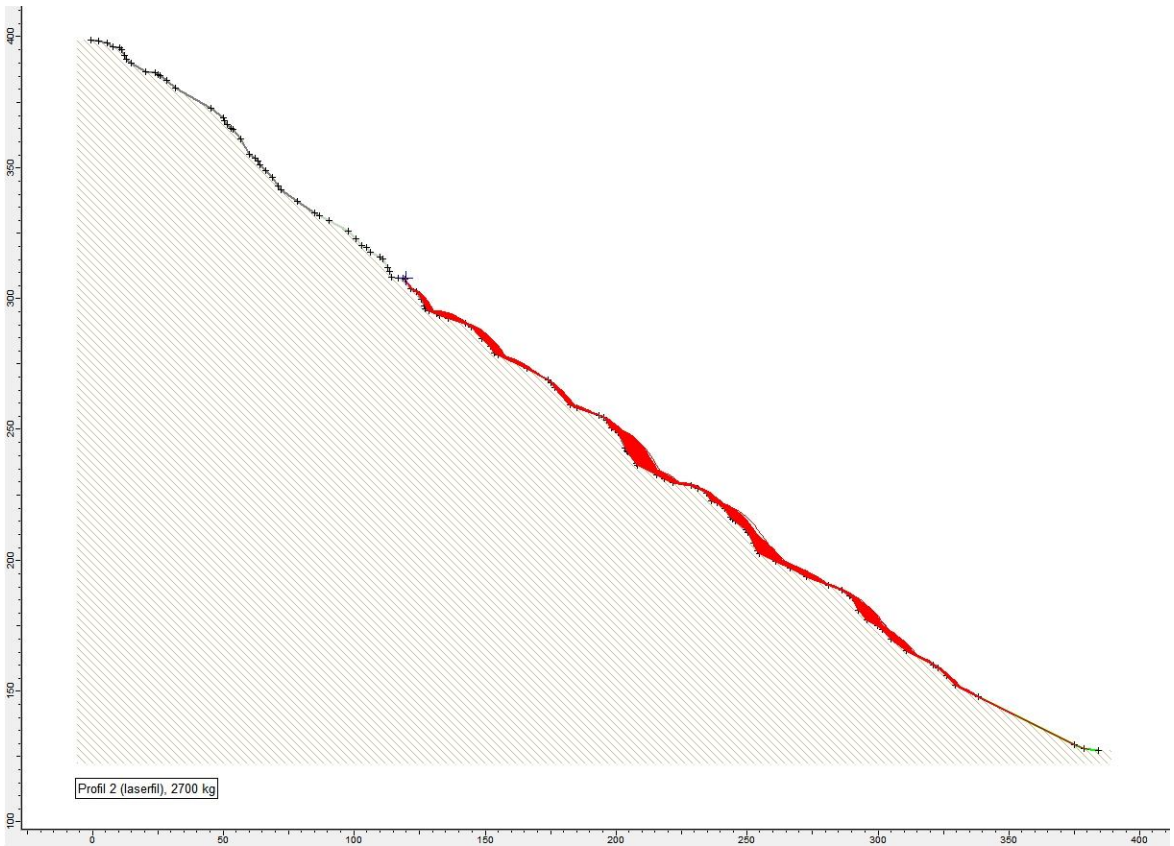
Figur 75



Figur 76

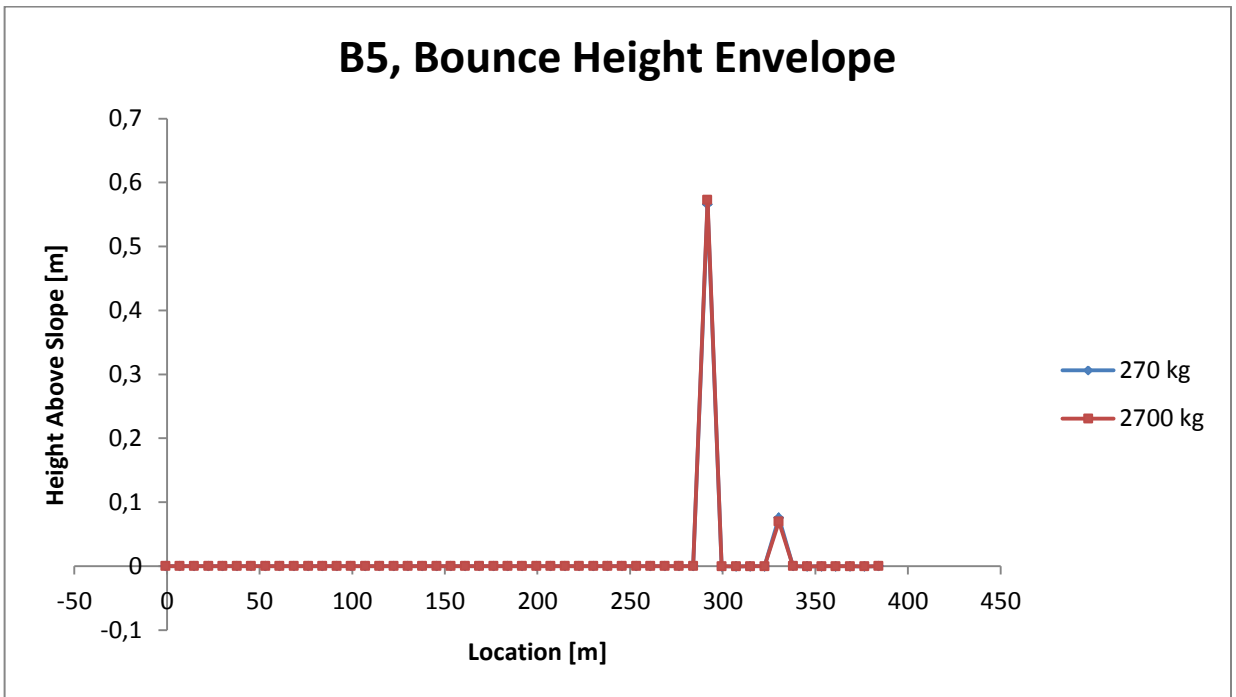


Figur 77

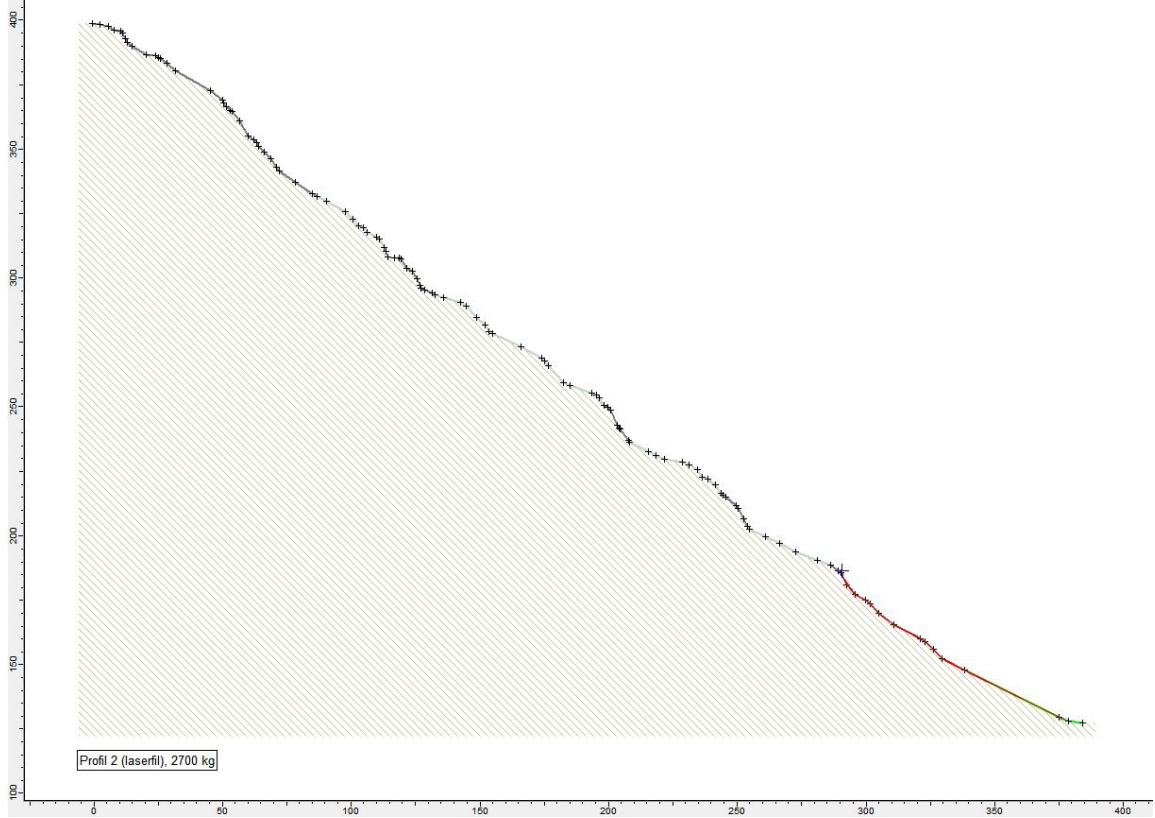


Figur 78

B5, Bounce Height Envelope

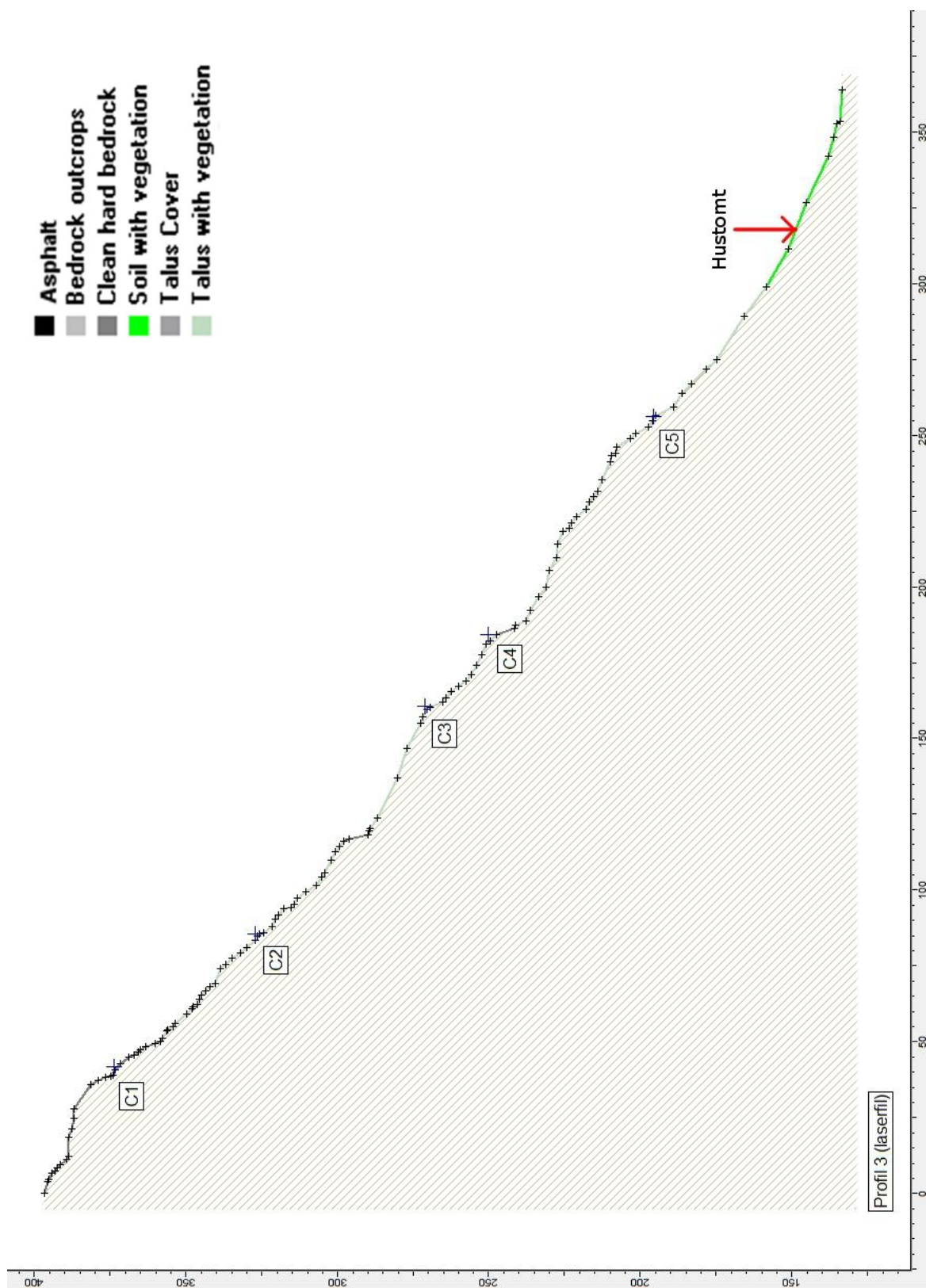


Figur 79

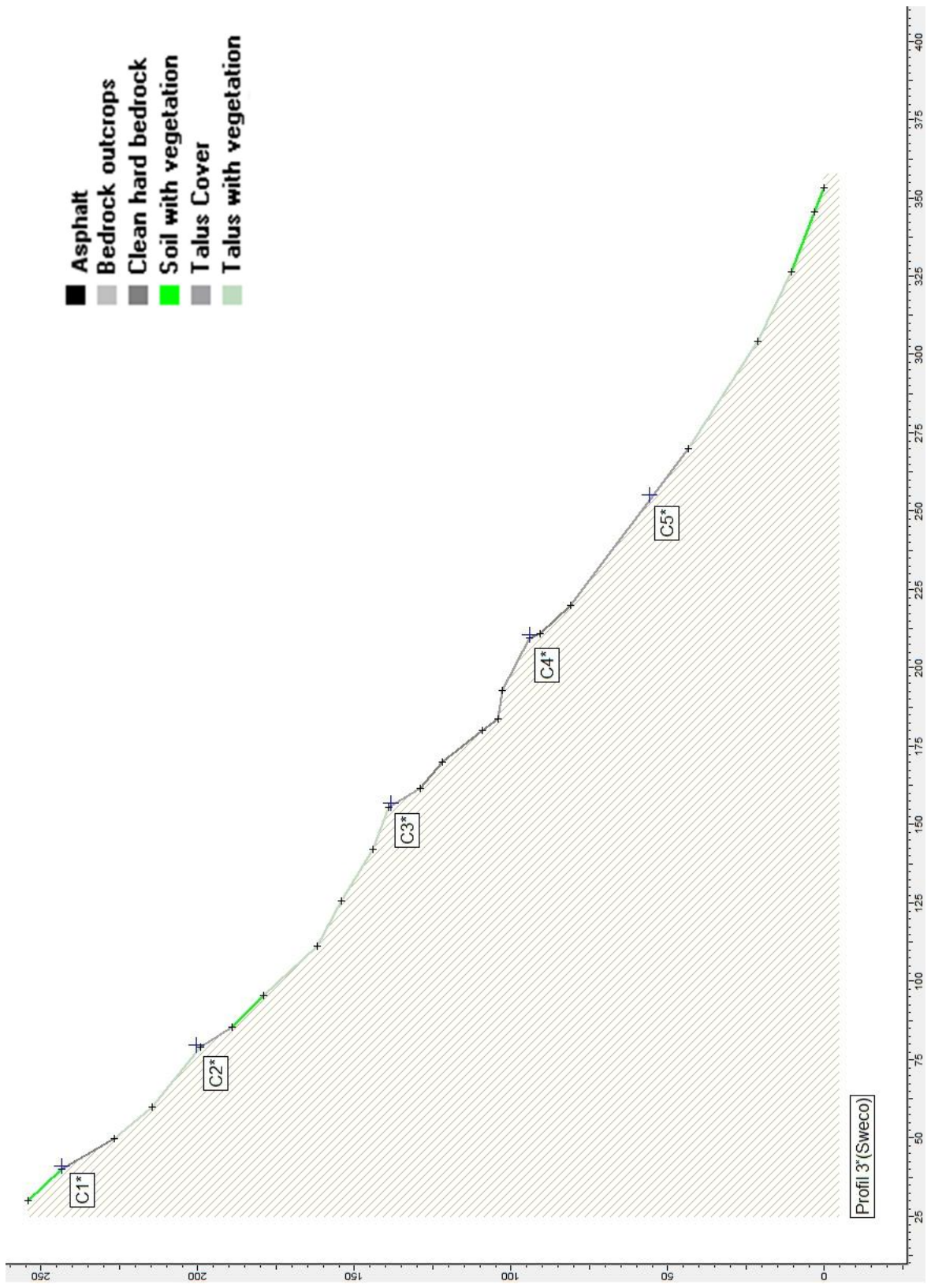


Figur 80

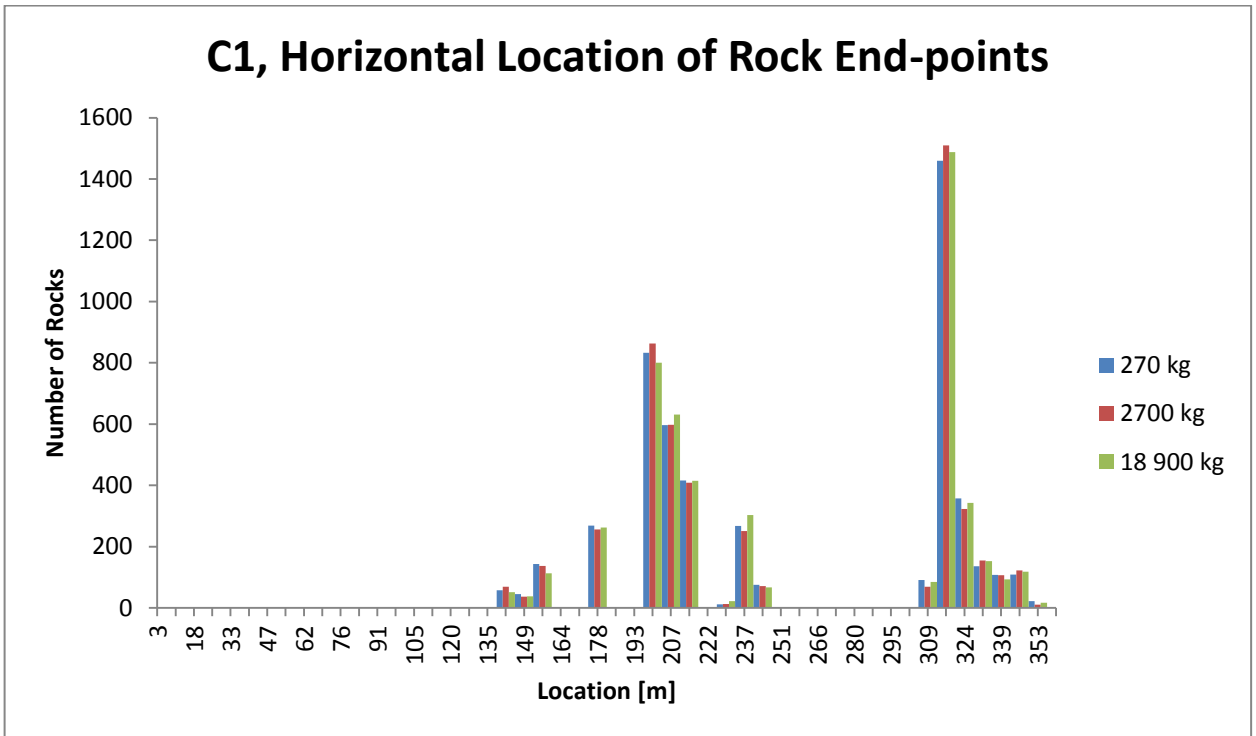
Profil 3



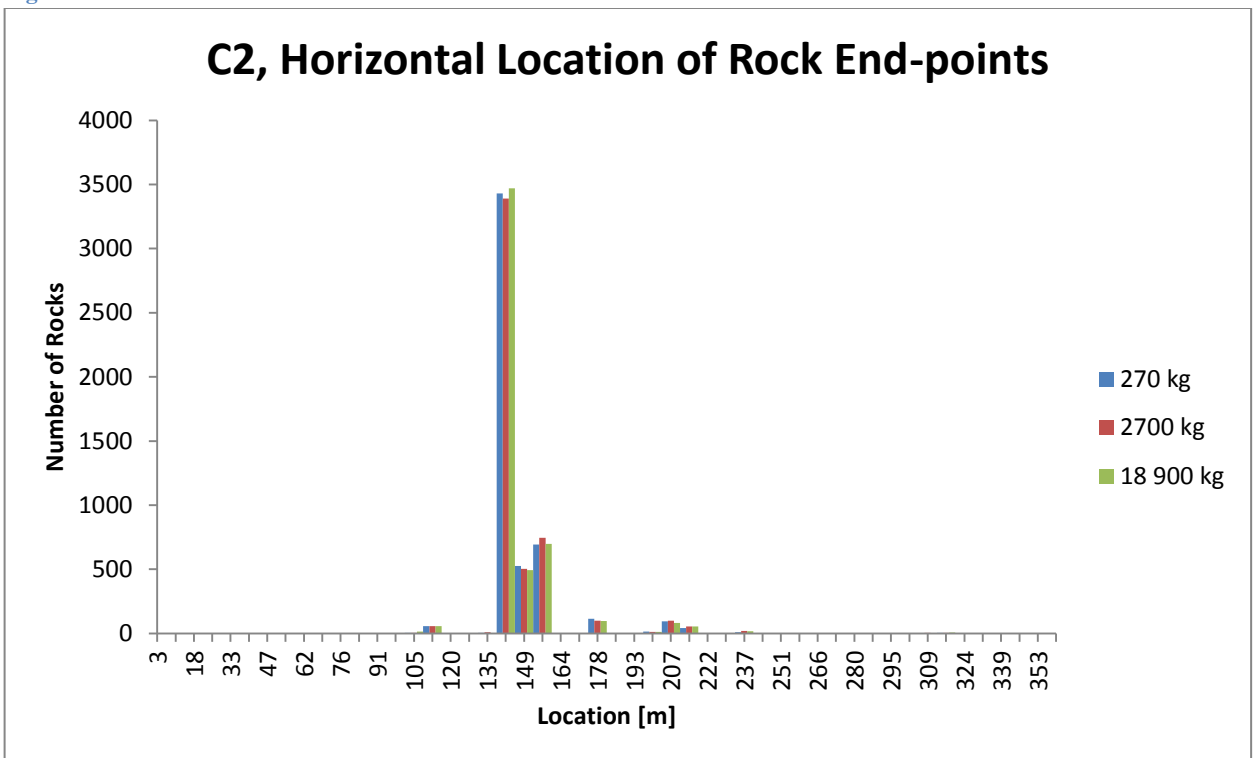
Figur 81



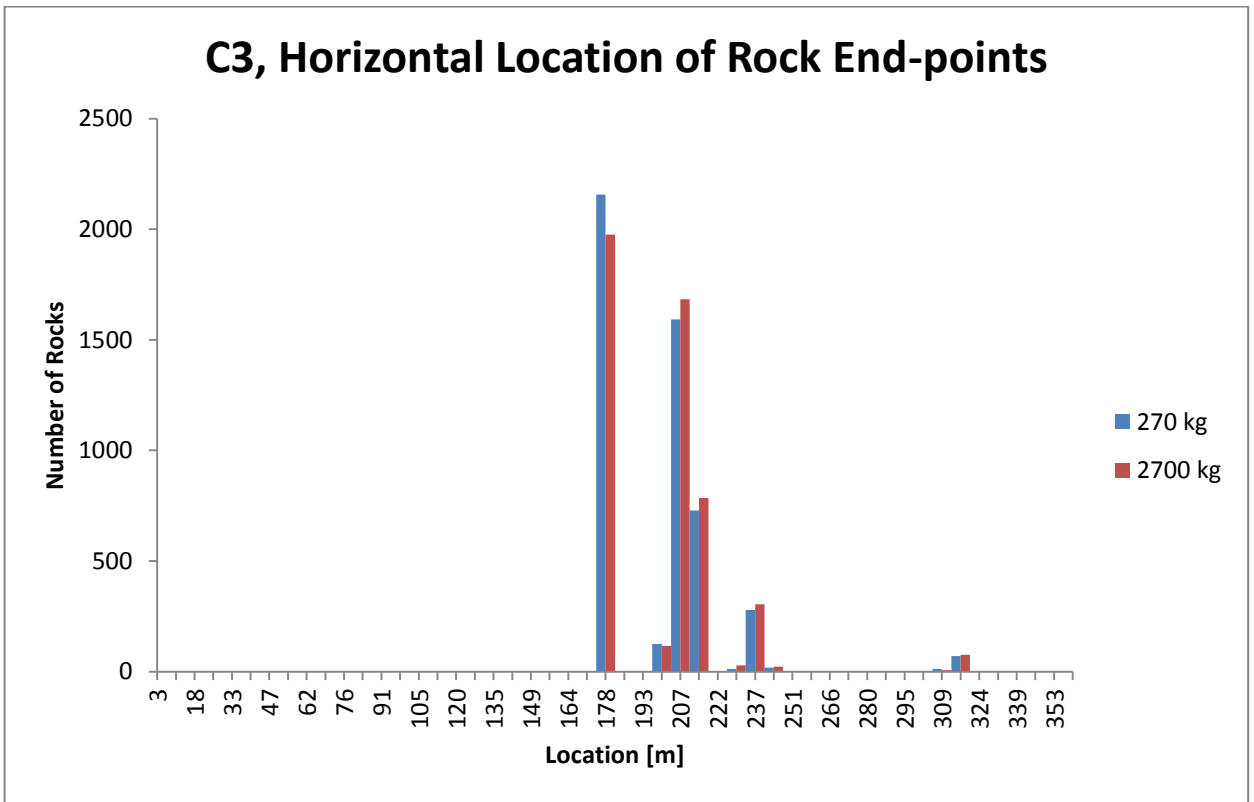
Figur 82



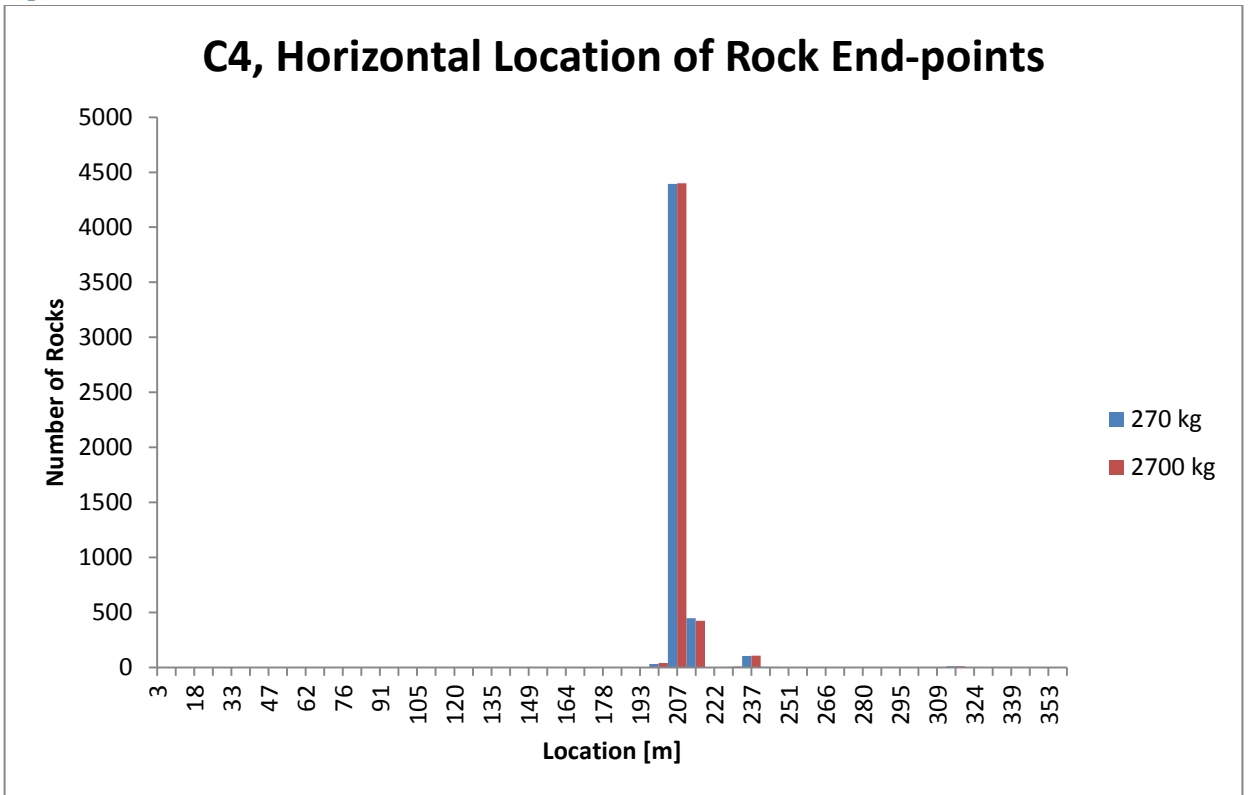
Figur 83



Figur 84

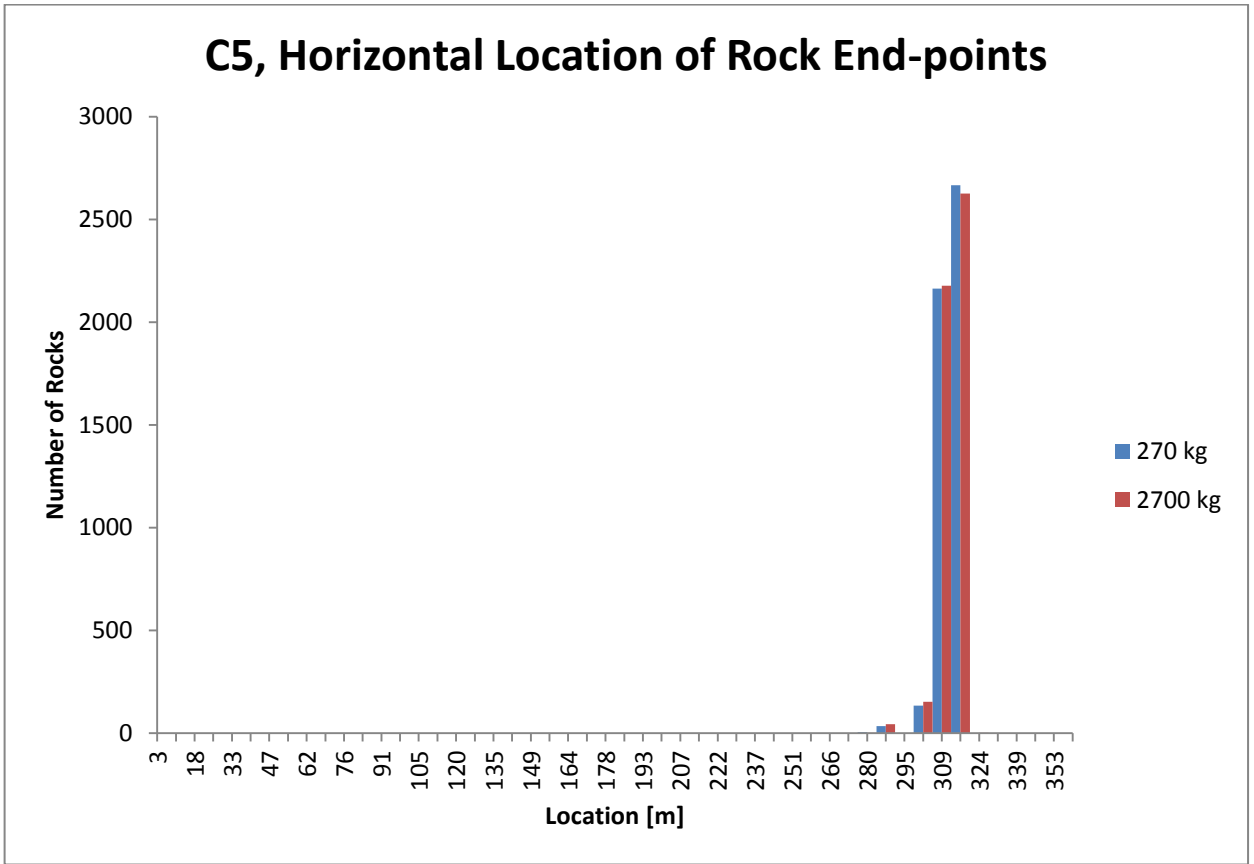


Figur 85

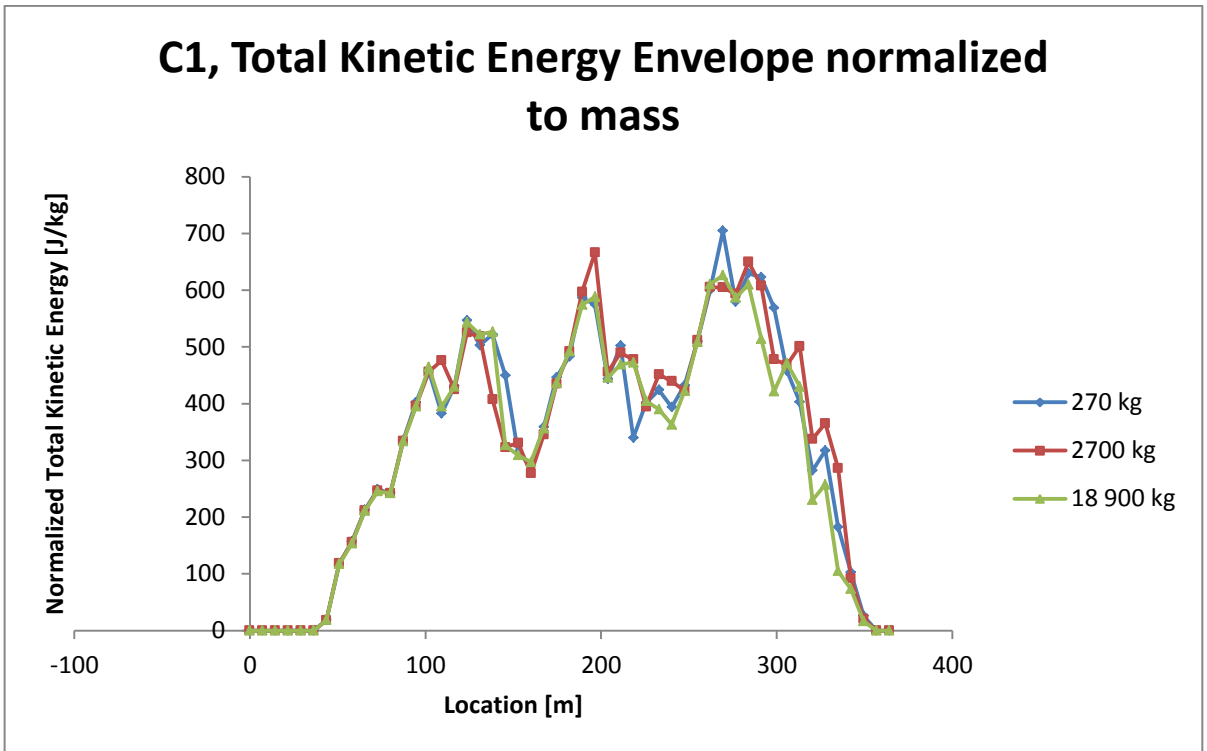


Figur 86

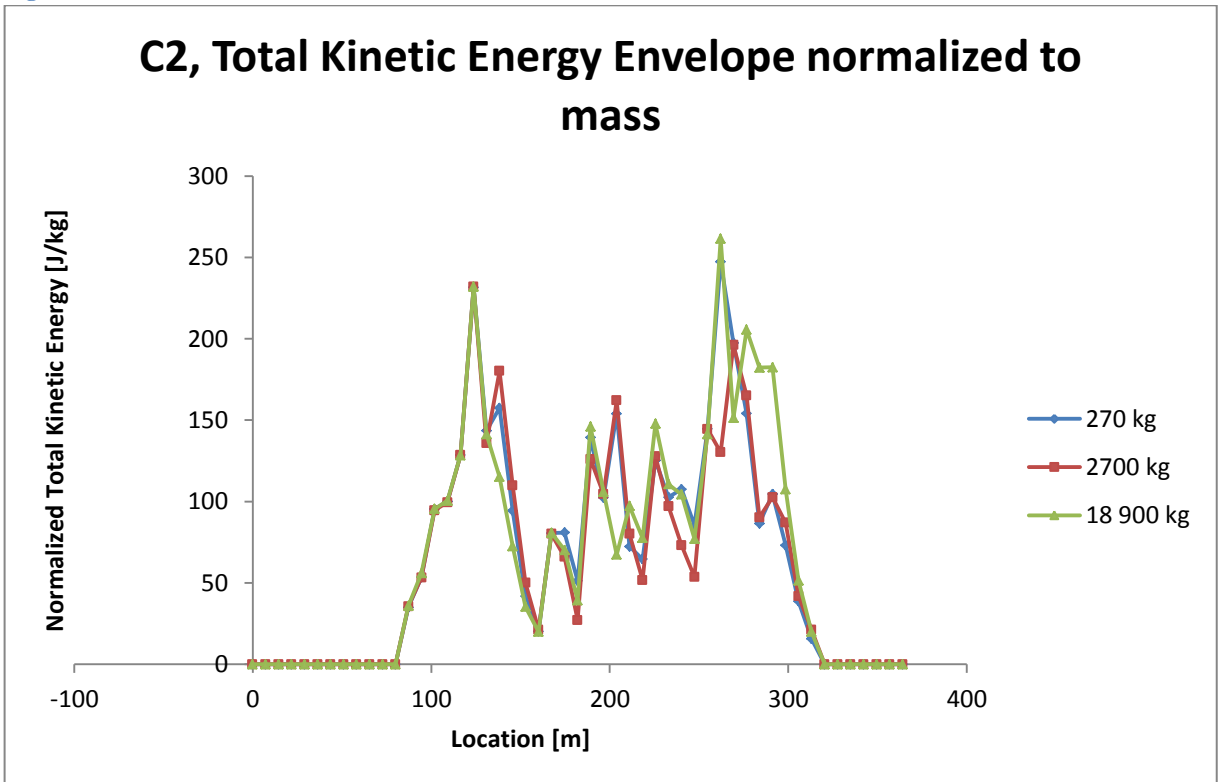
C5, Horizontal Location of Rock End-points



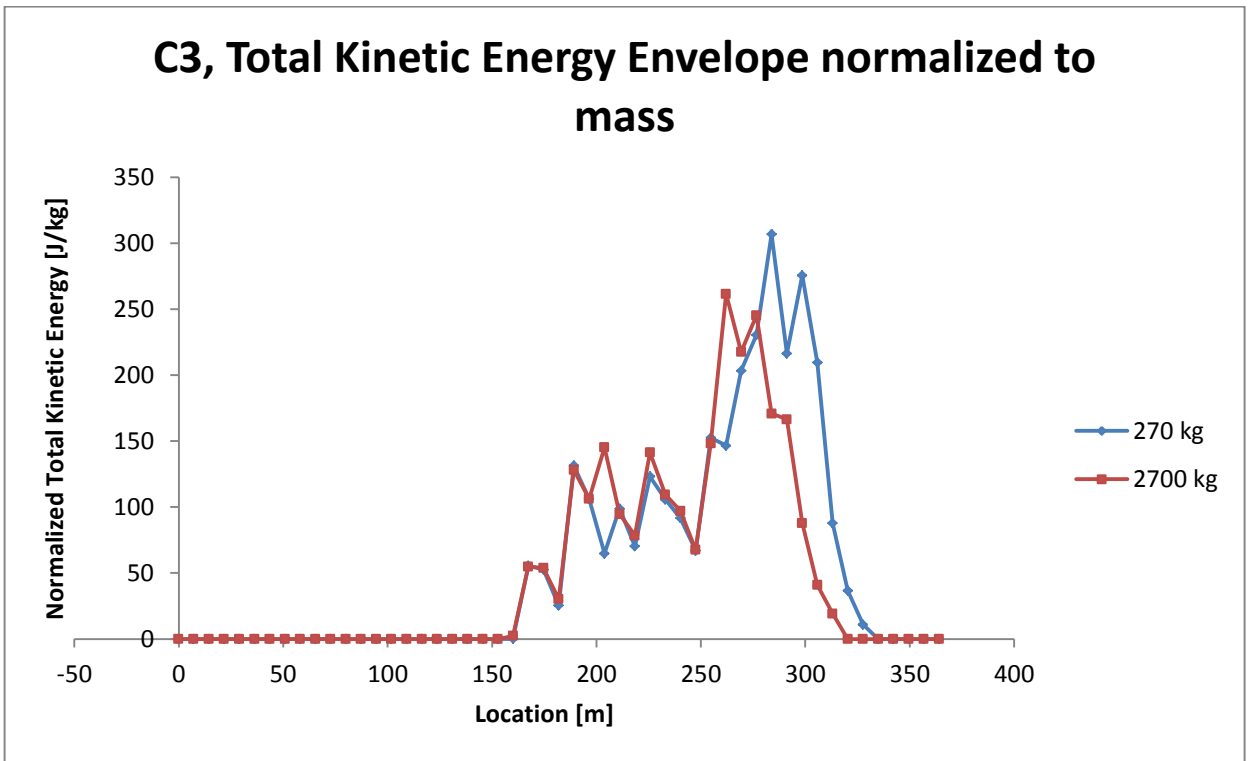
Figur 87



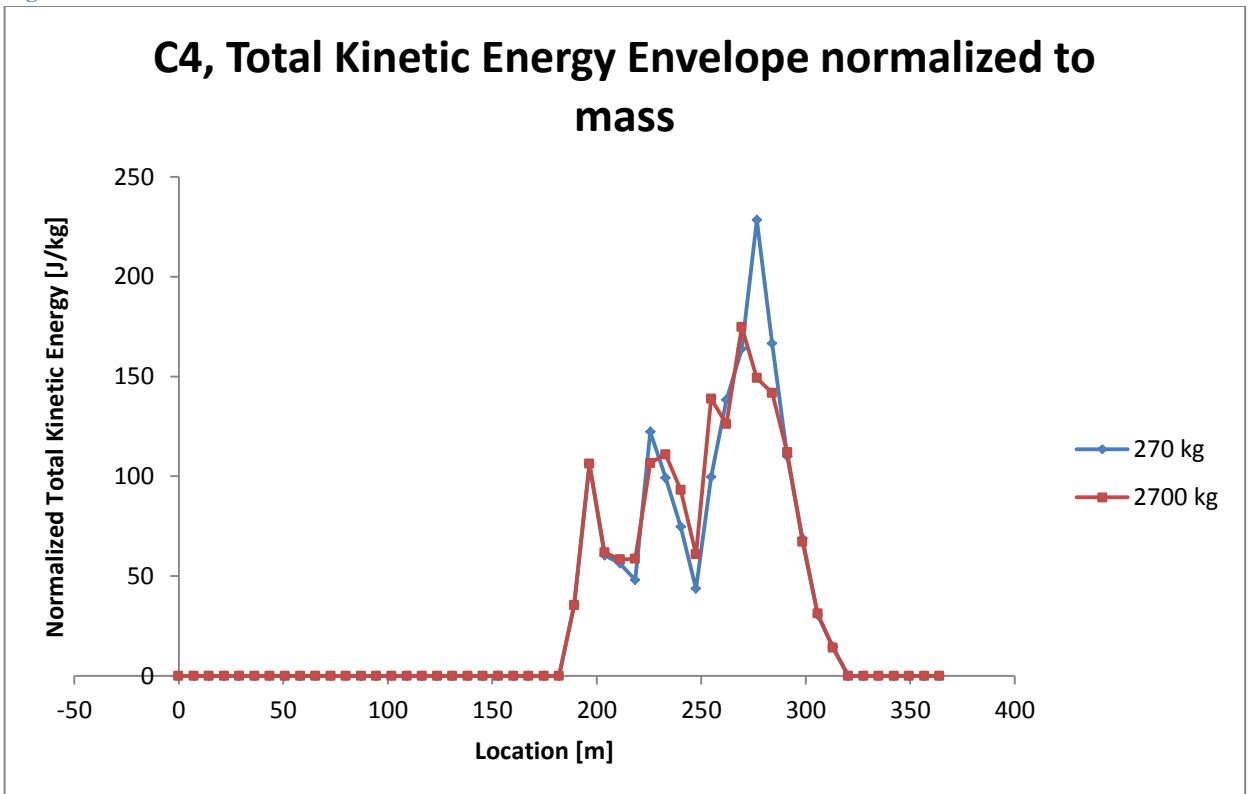
Figur 88



Figur 89

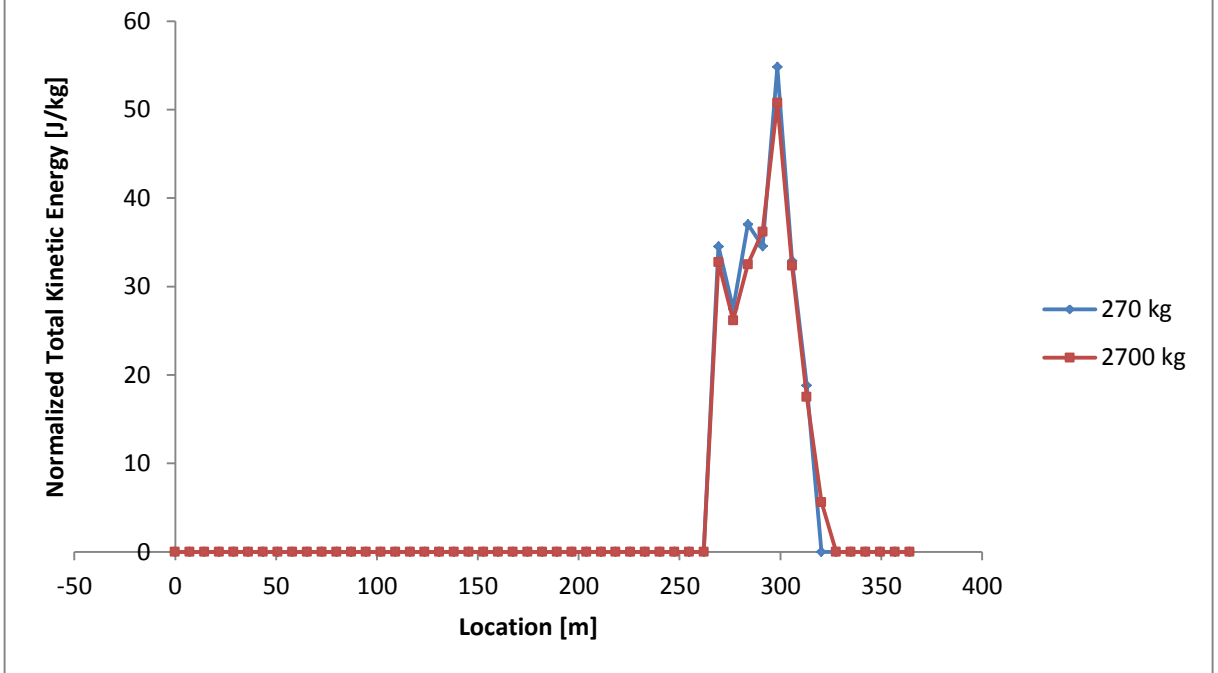


Figur 90



Figur 91

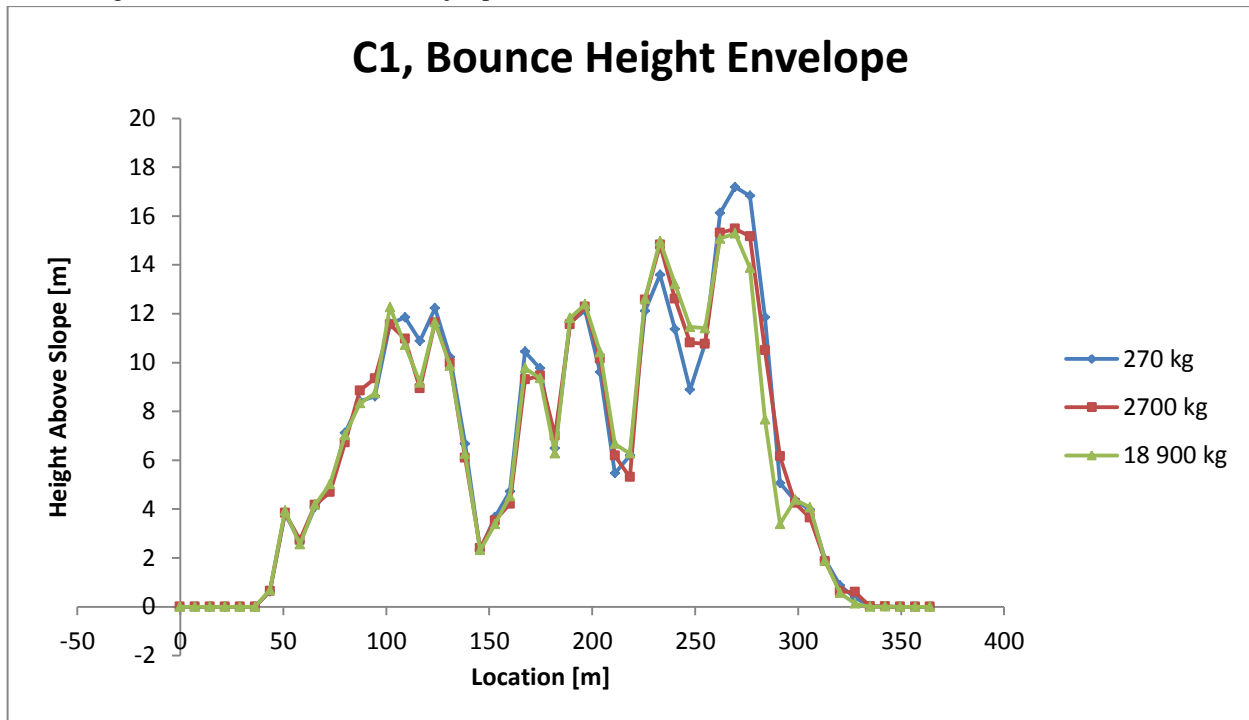
C5, Total Kinetic Energy Envelope normalized to mass



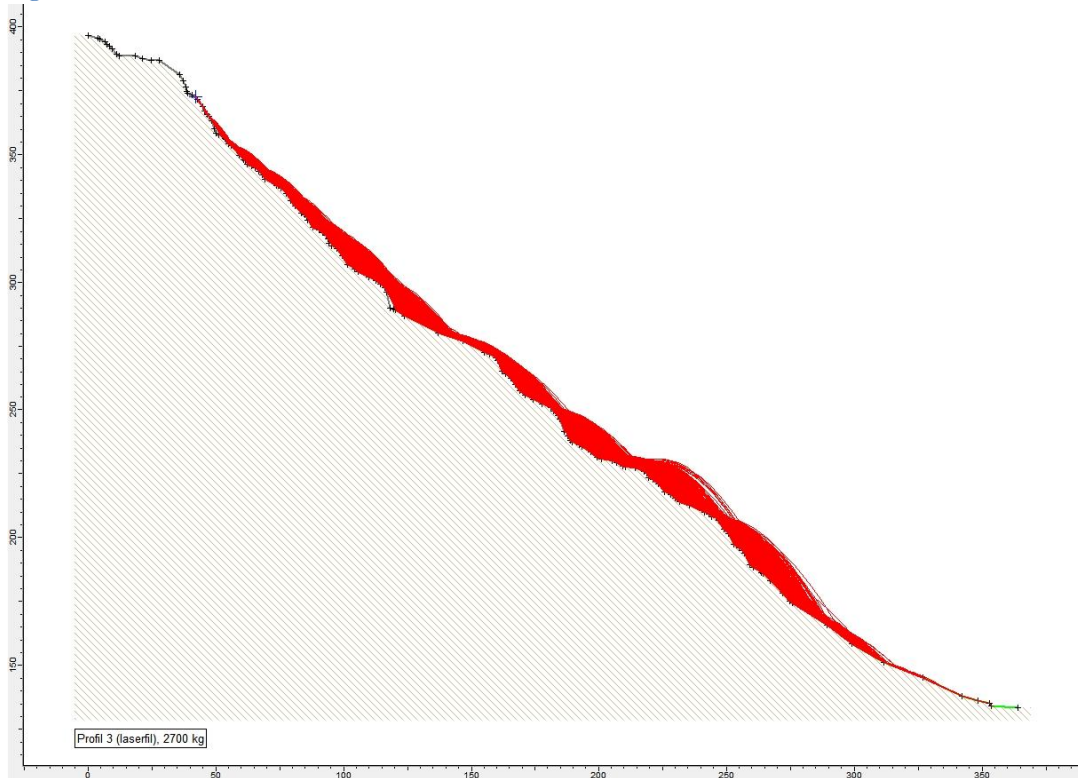
Figur 92

Spranghøgd, C

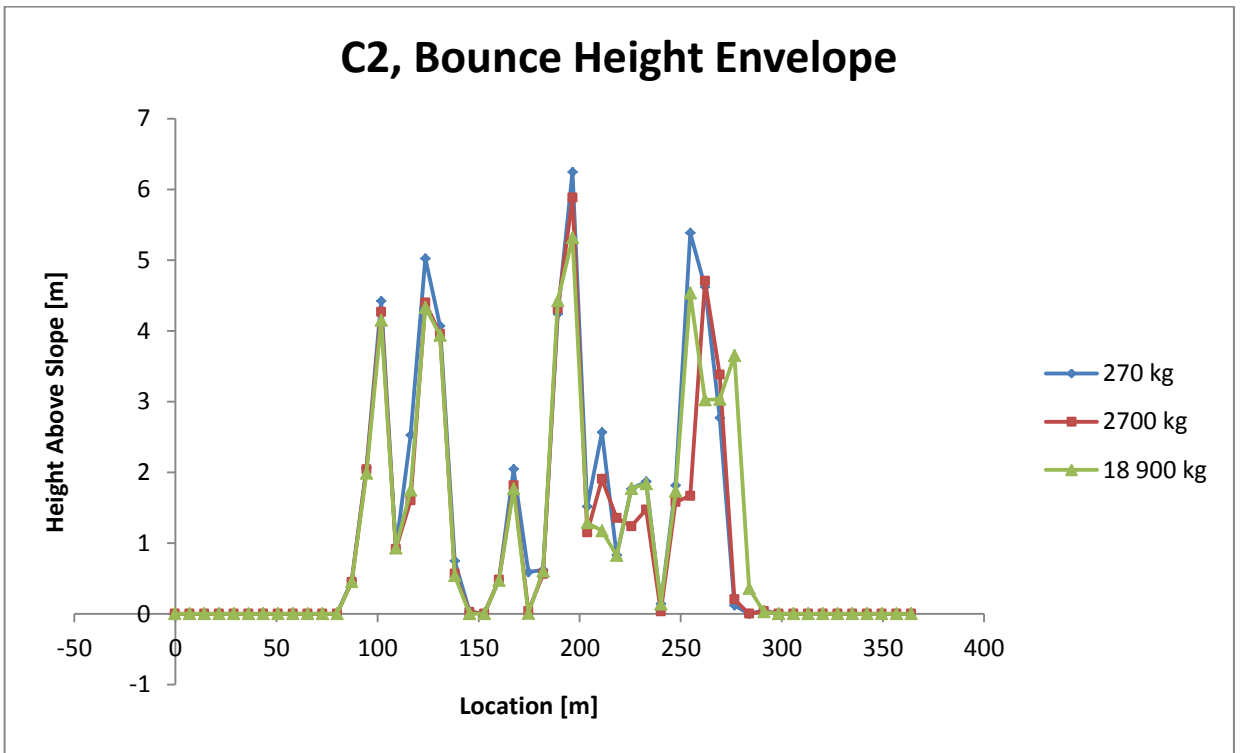
Simuleringane viser at steinar frå C5, ikkje sprett.



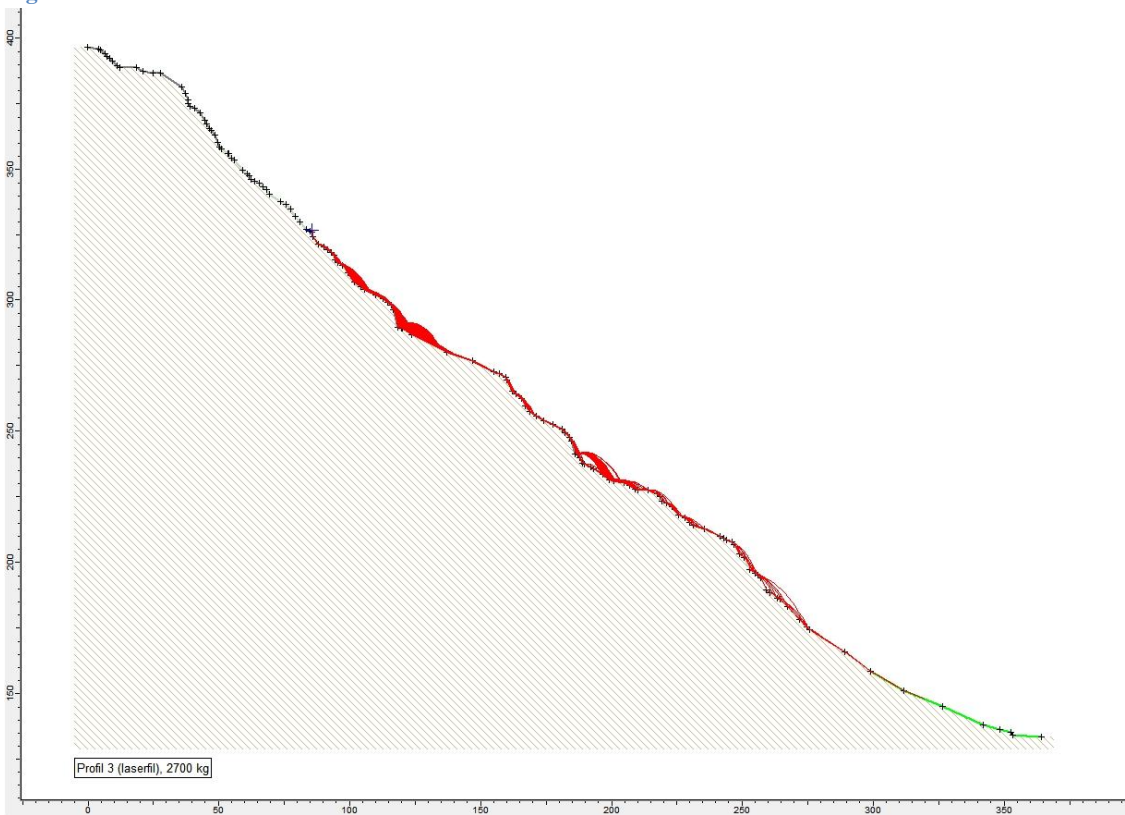
Figur 93



Figur 94

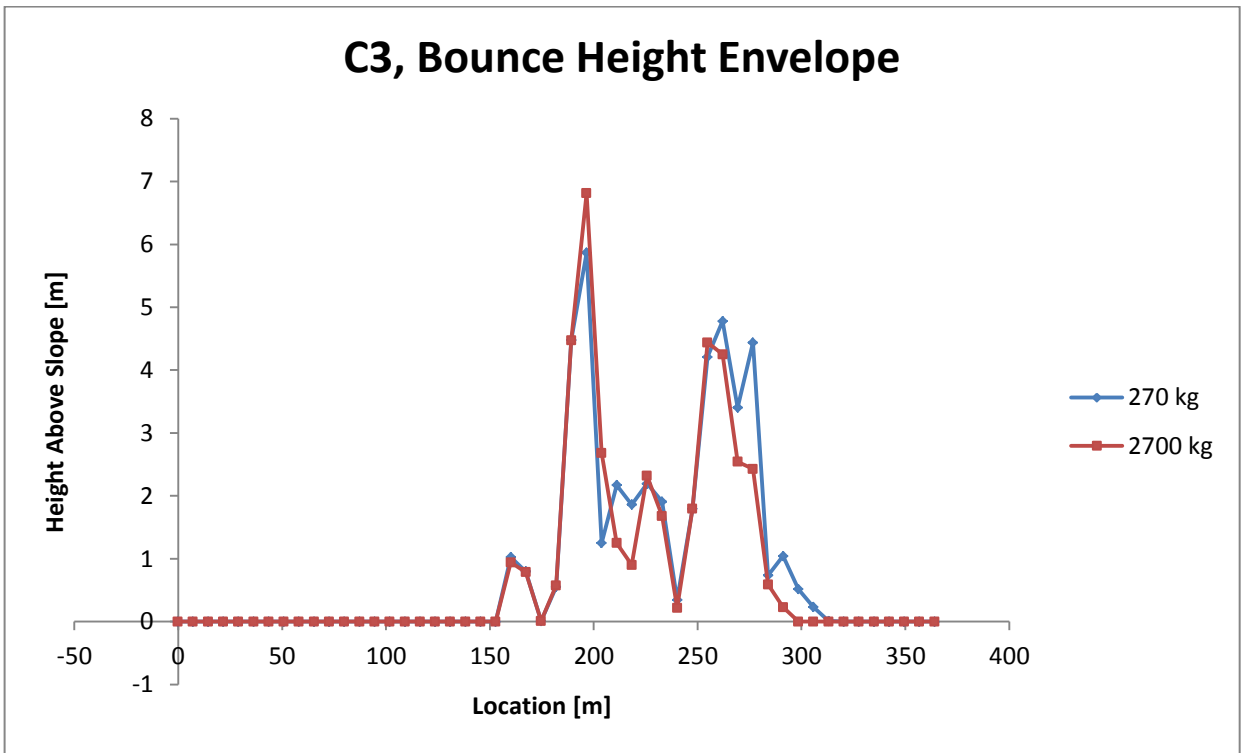


Figur 95

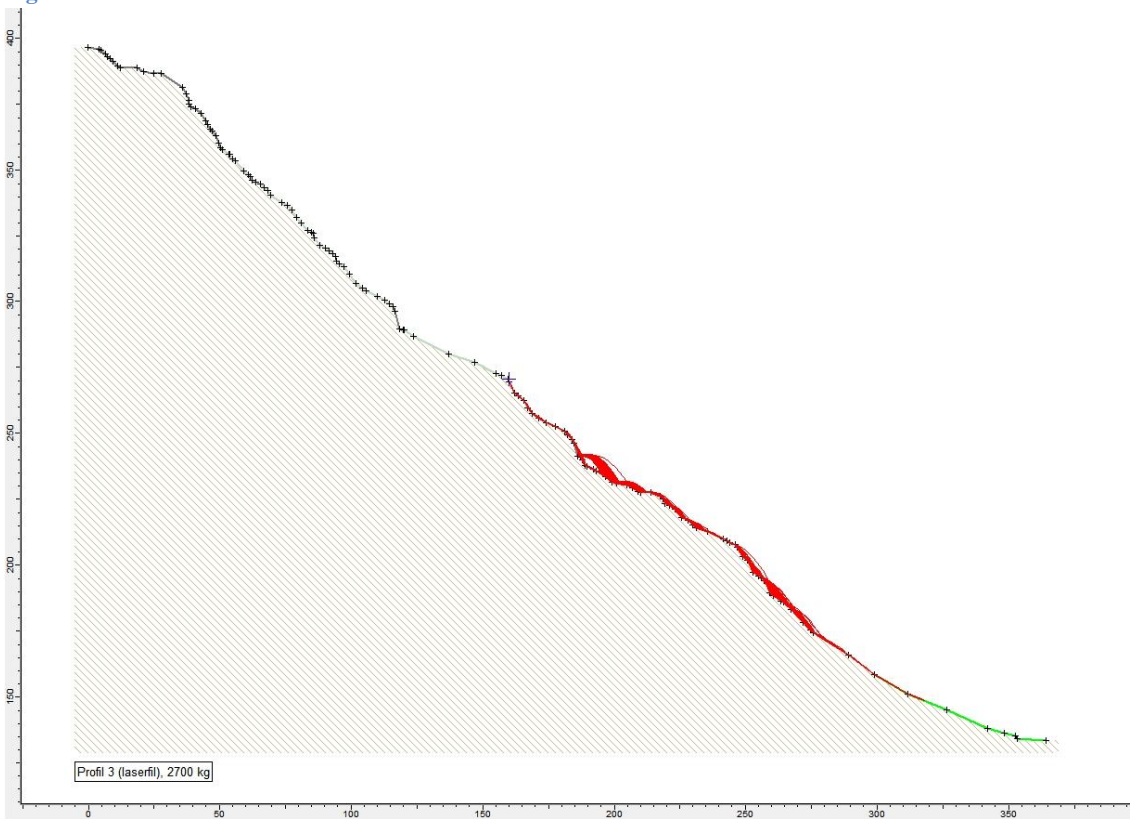


Figur 96

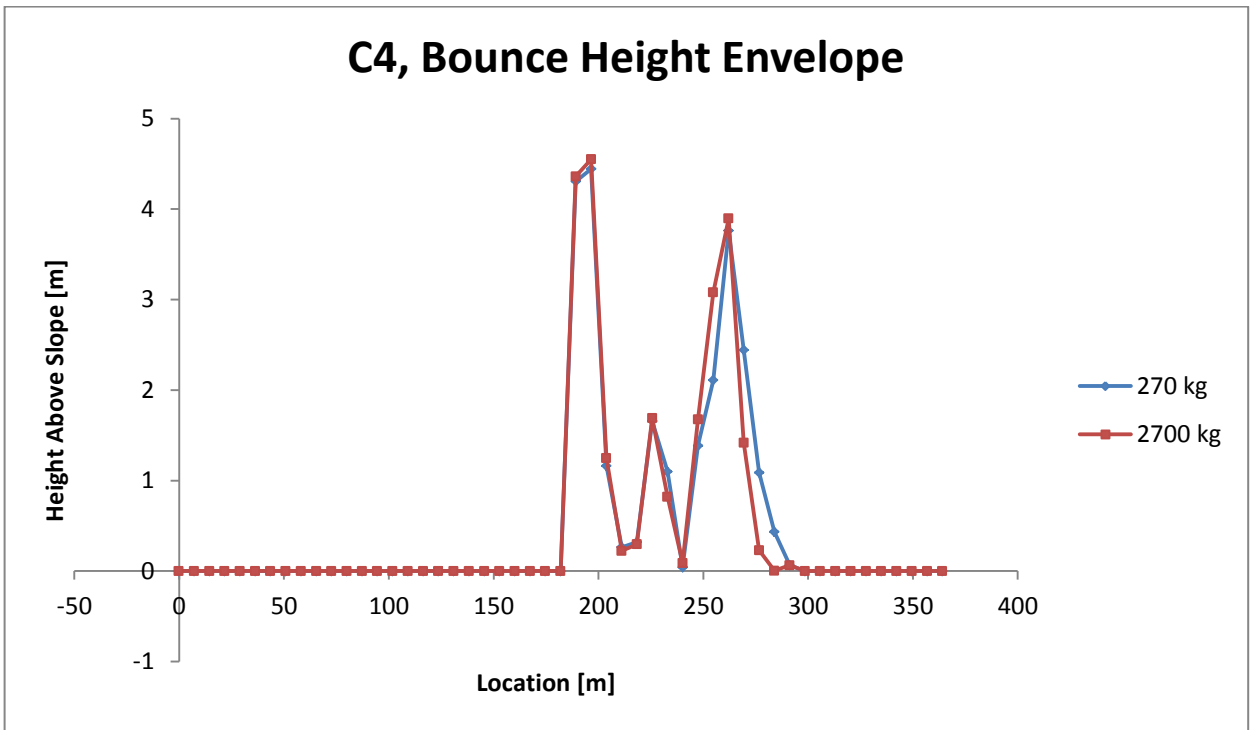
C3, Bounce Height Envelope



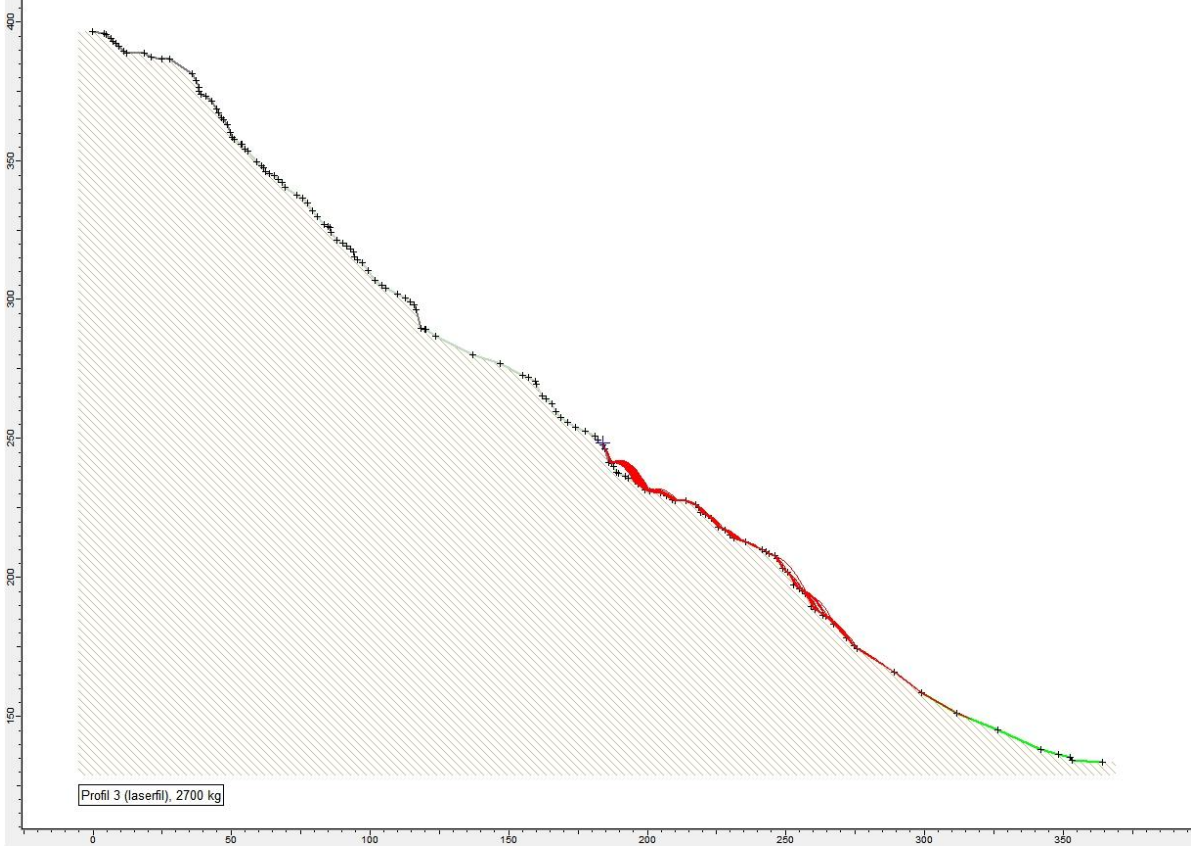
Figur 97



Figur 98

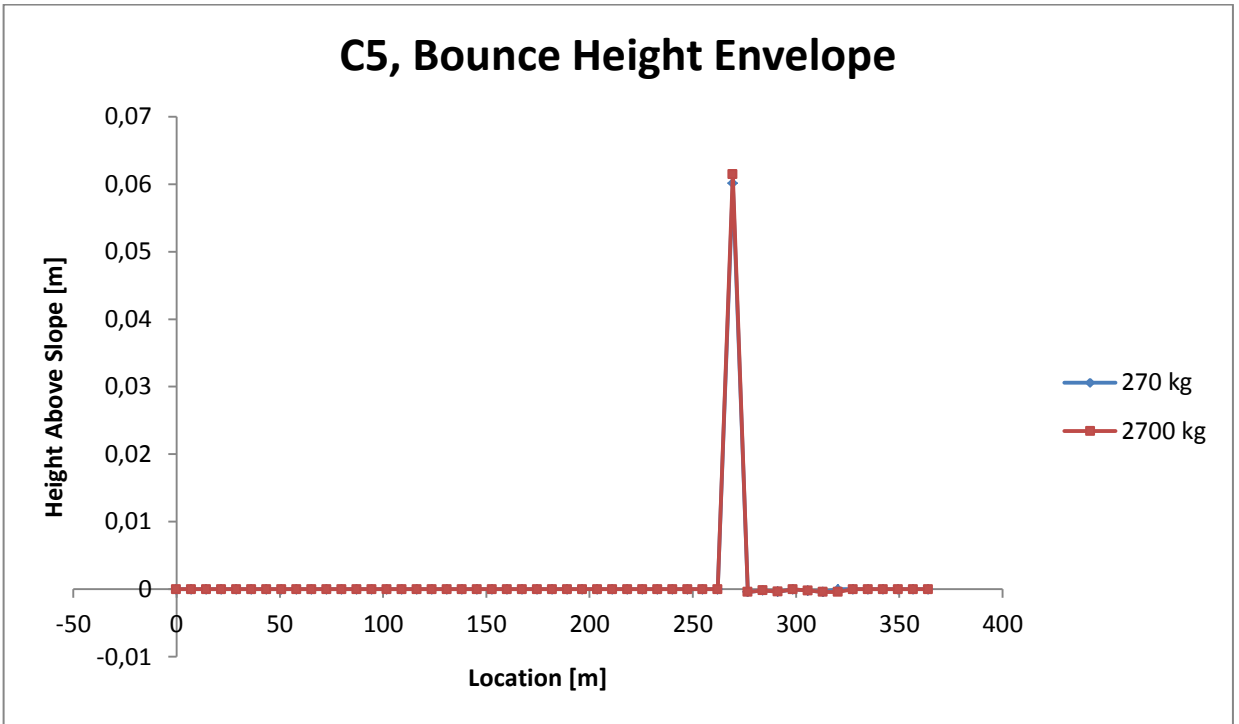


Figur 99

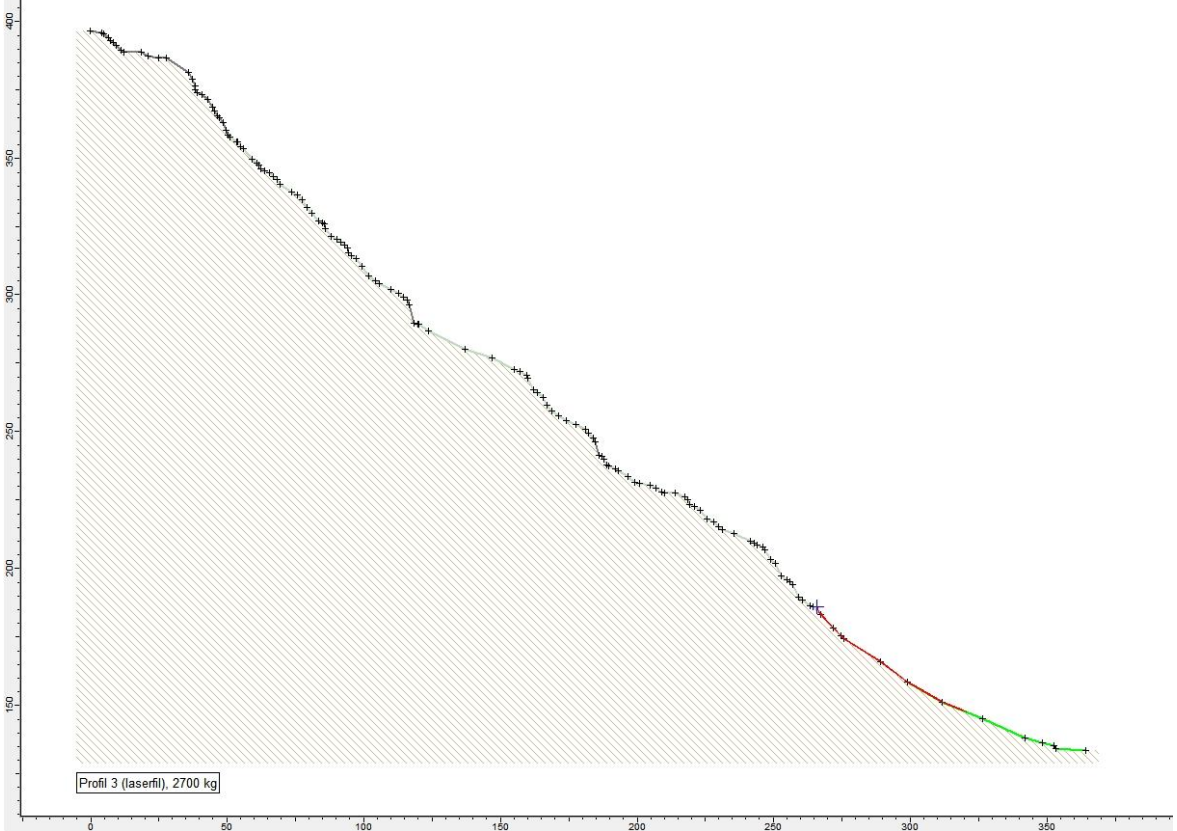


Figur 100

C5, Bounce Height Envelope



Figur 101

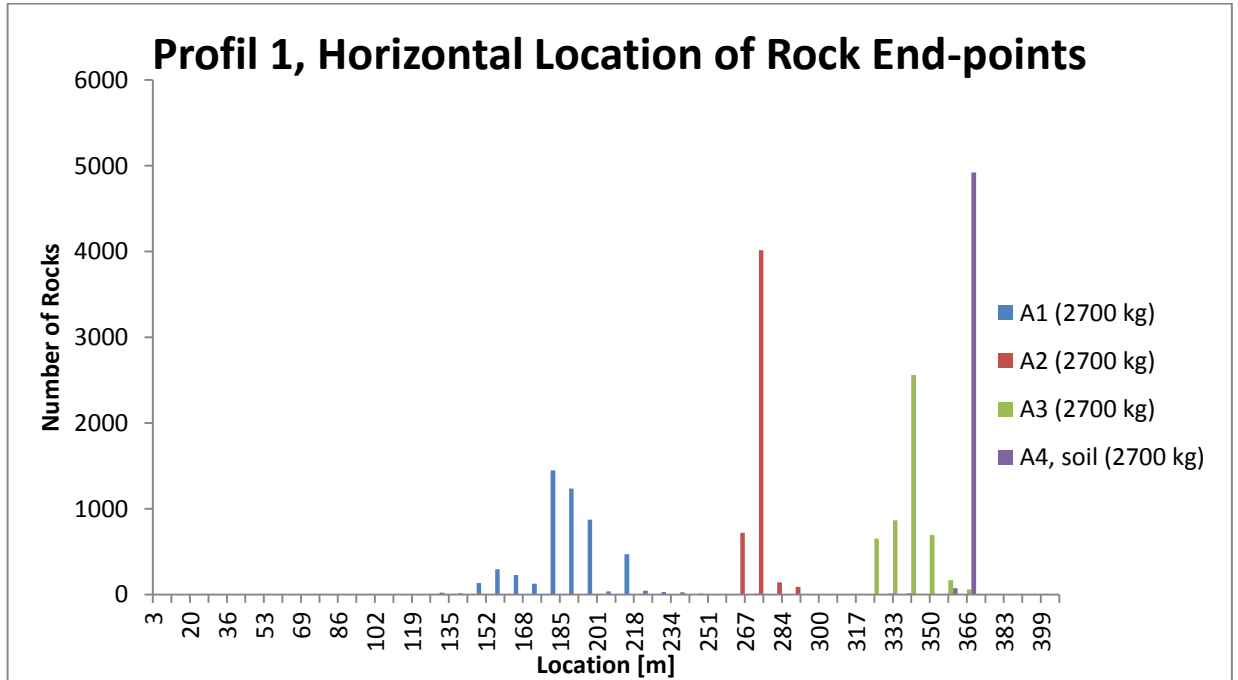


Figur 102

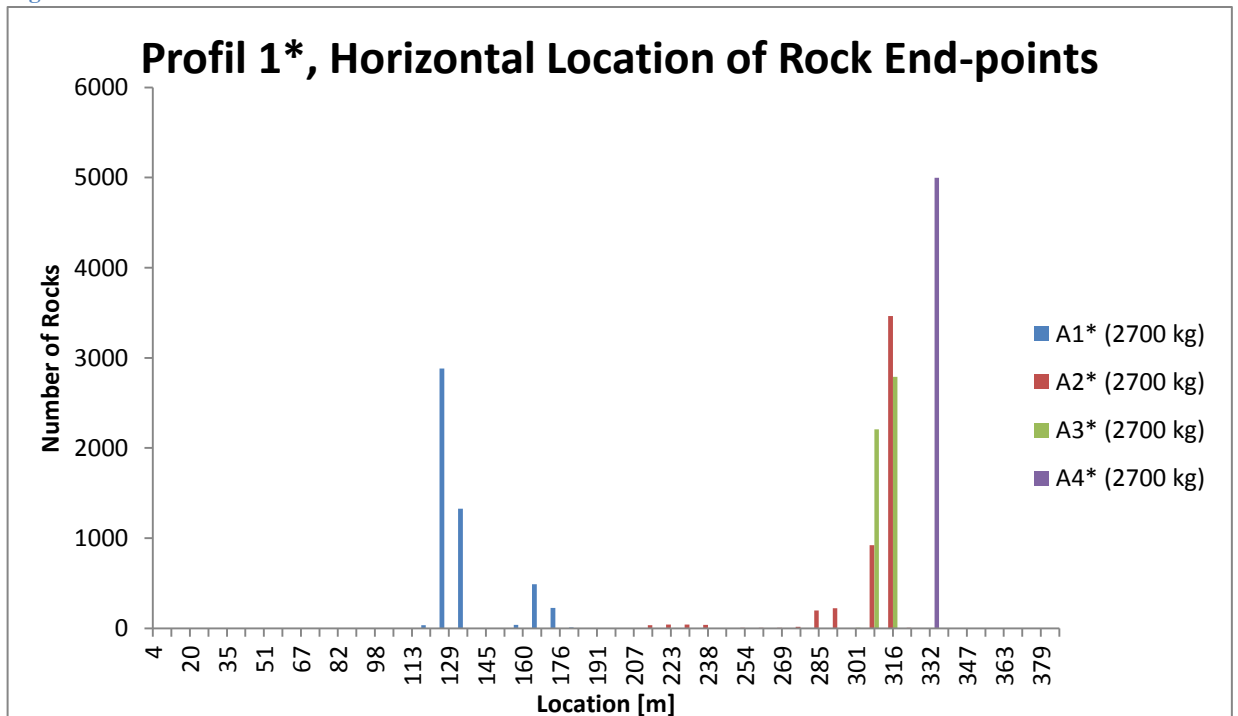
Figurar til samanlikning av profil x og x*

OBS: Nullpunktet til profil x og profil x* er ulikt. I tillegg er det små variasjonar til plasseringa til utløysingsområda, som i hovudsak er lagt slik at skredmaterialet får størst energi. Sjå bilete av profila for nøyaktig informasjon.

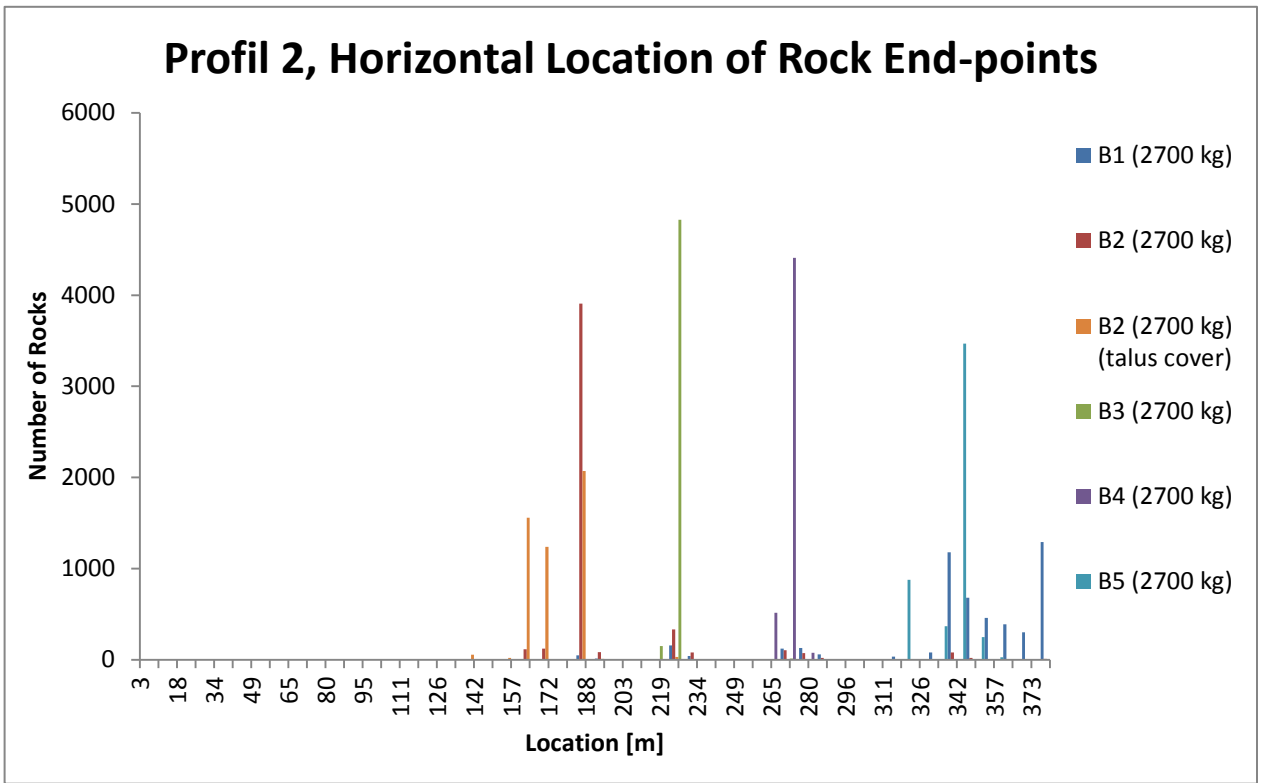
Endepunkt, profil 1-3



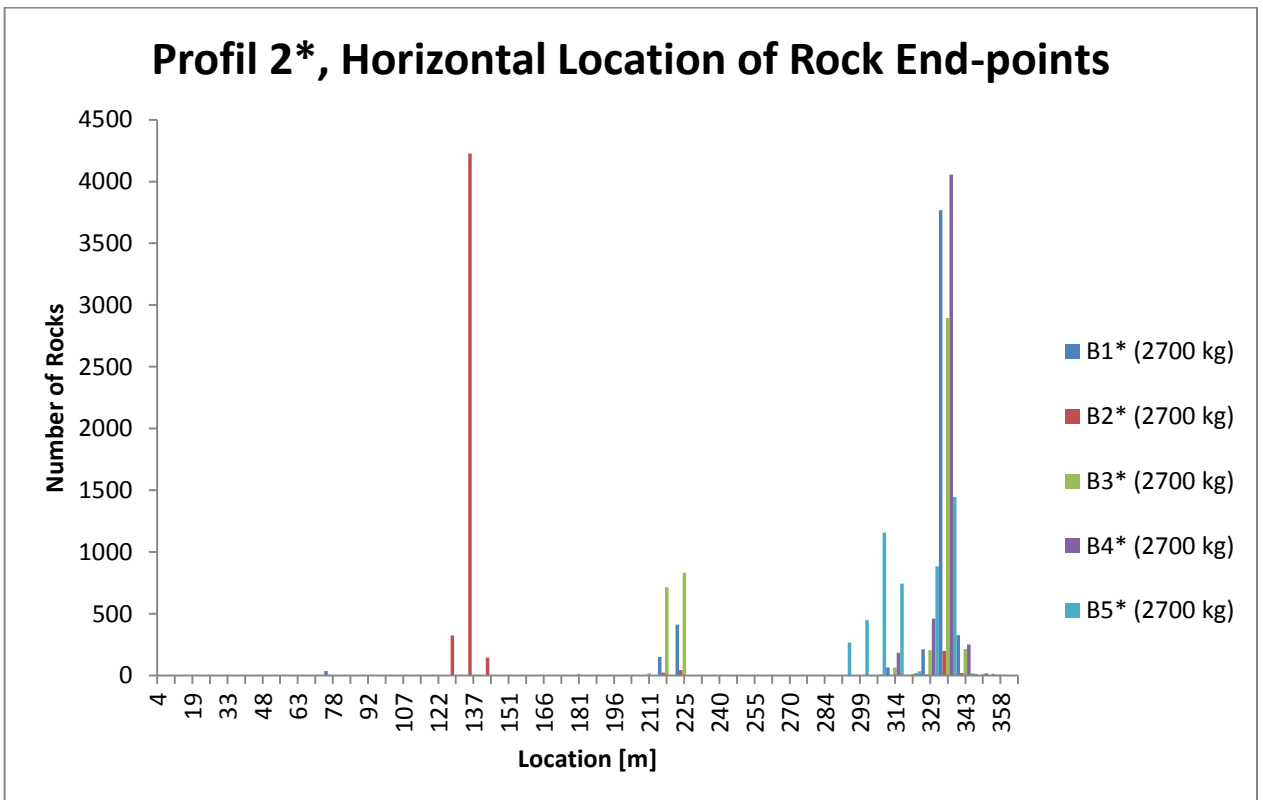
Figur 103



Figur 104

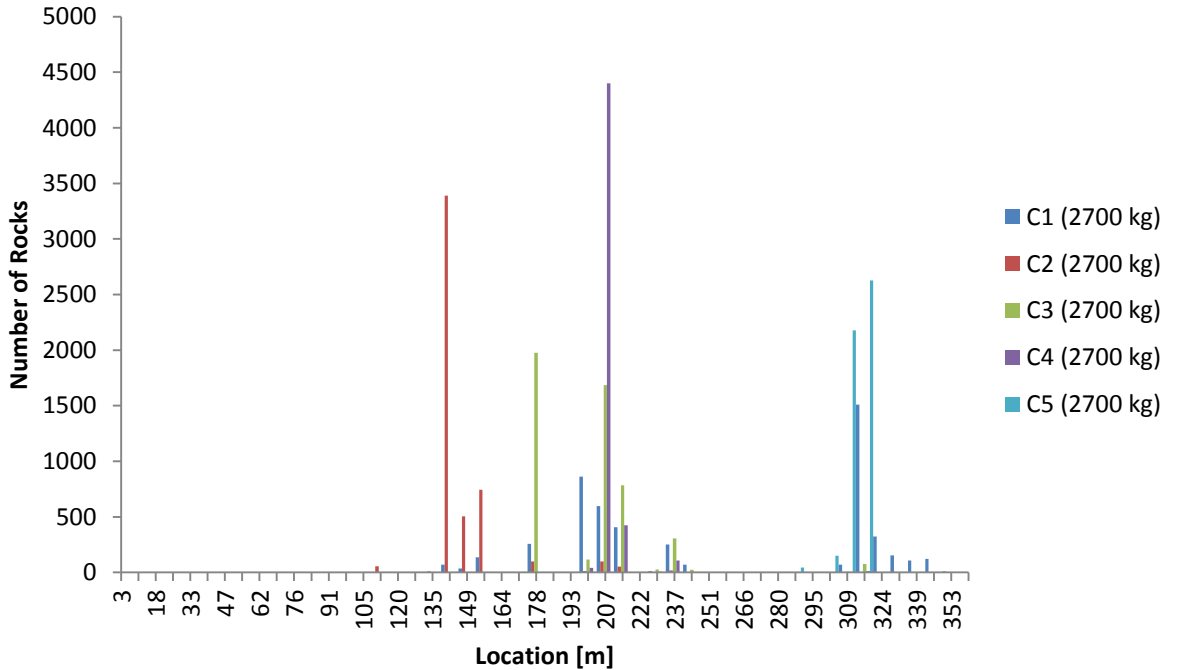


Figur 105



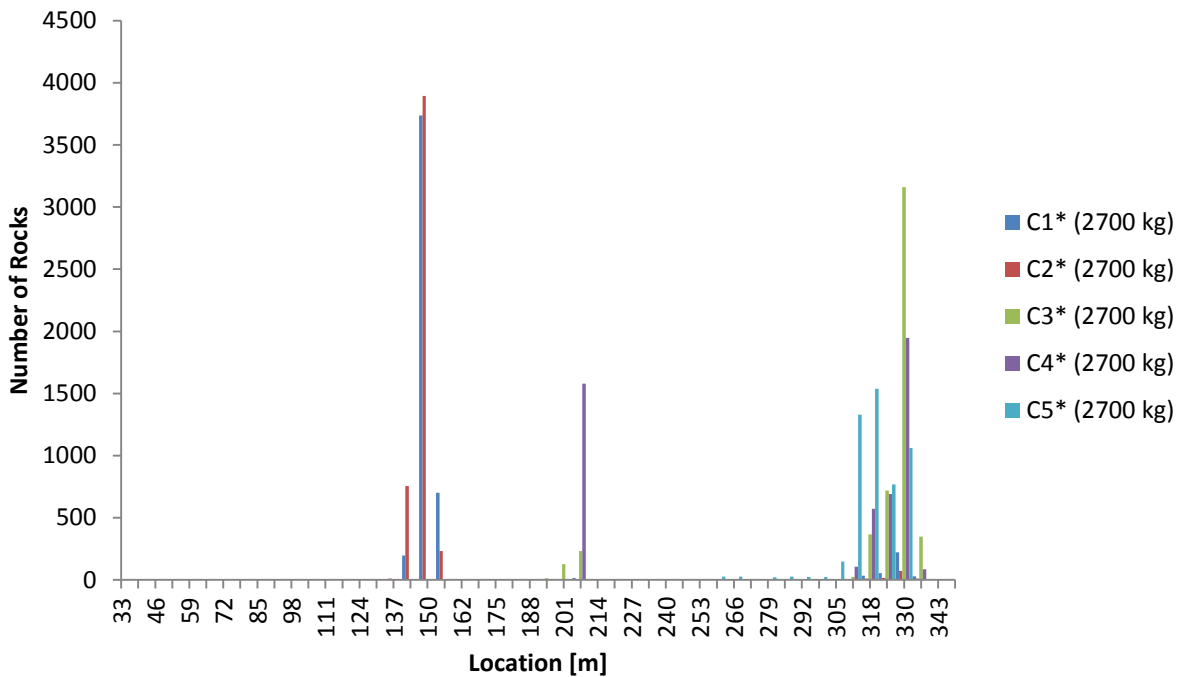
Figur 106

Profil 3, Horizontal Location of Rock End-points

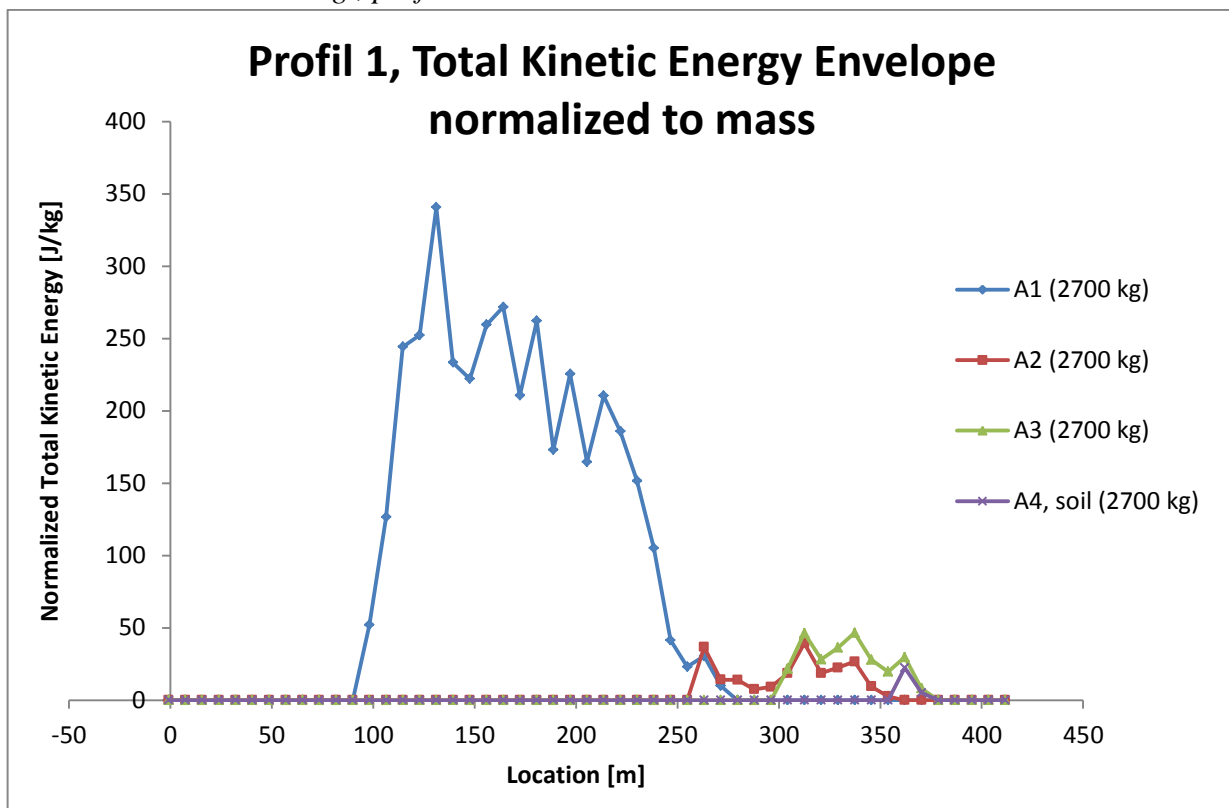


Figur 107

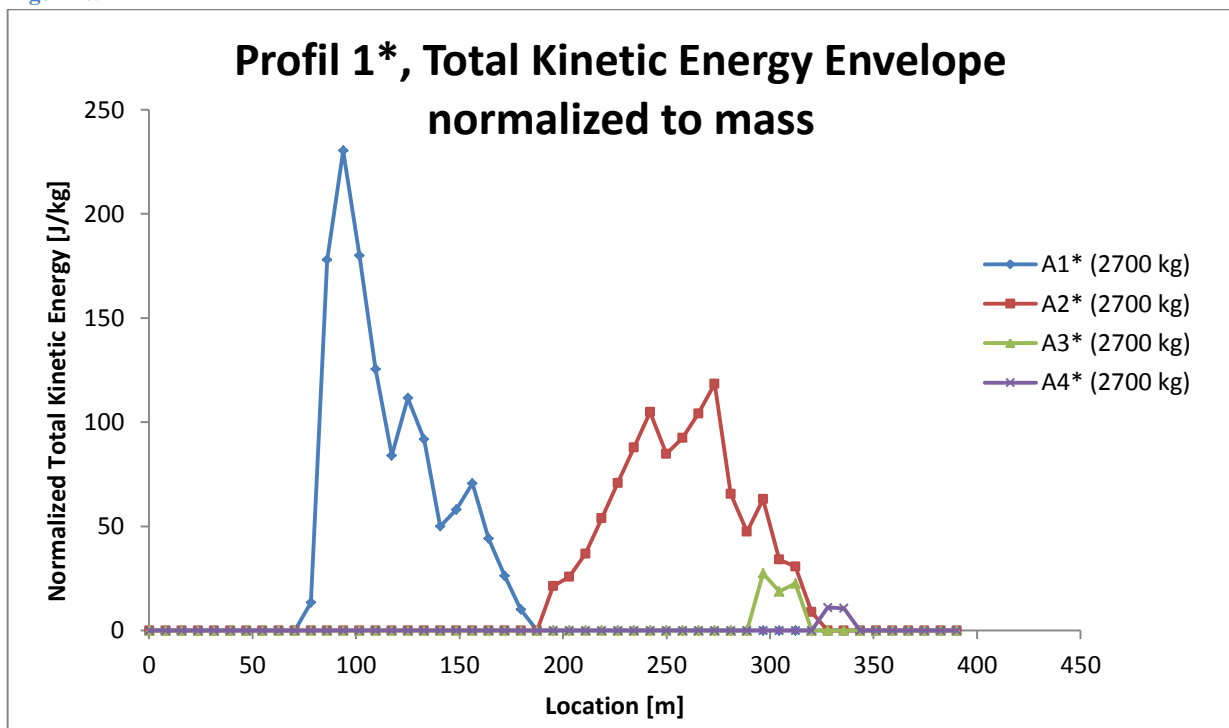
Profil 3*, Horizontal Location of Rock End-points



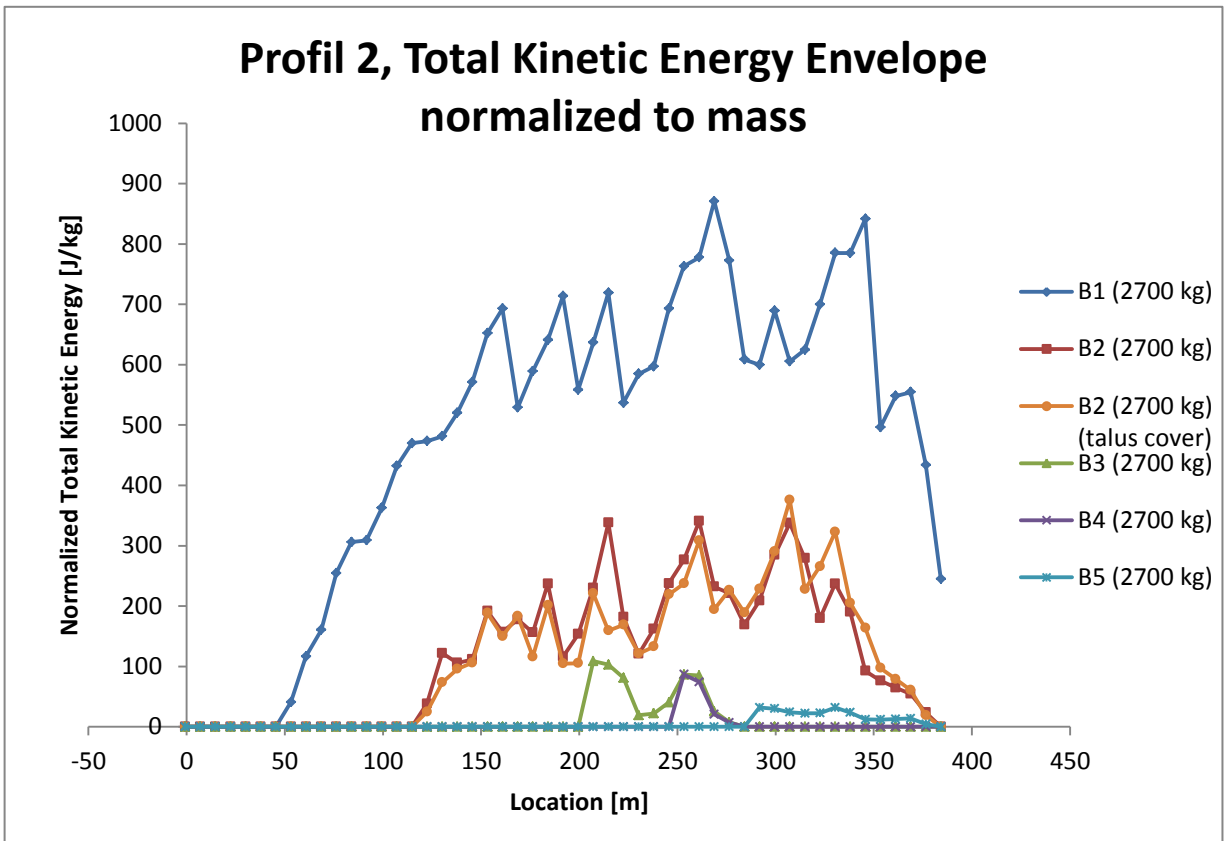
Figur 108



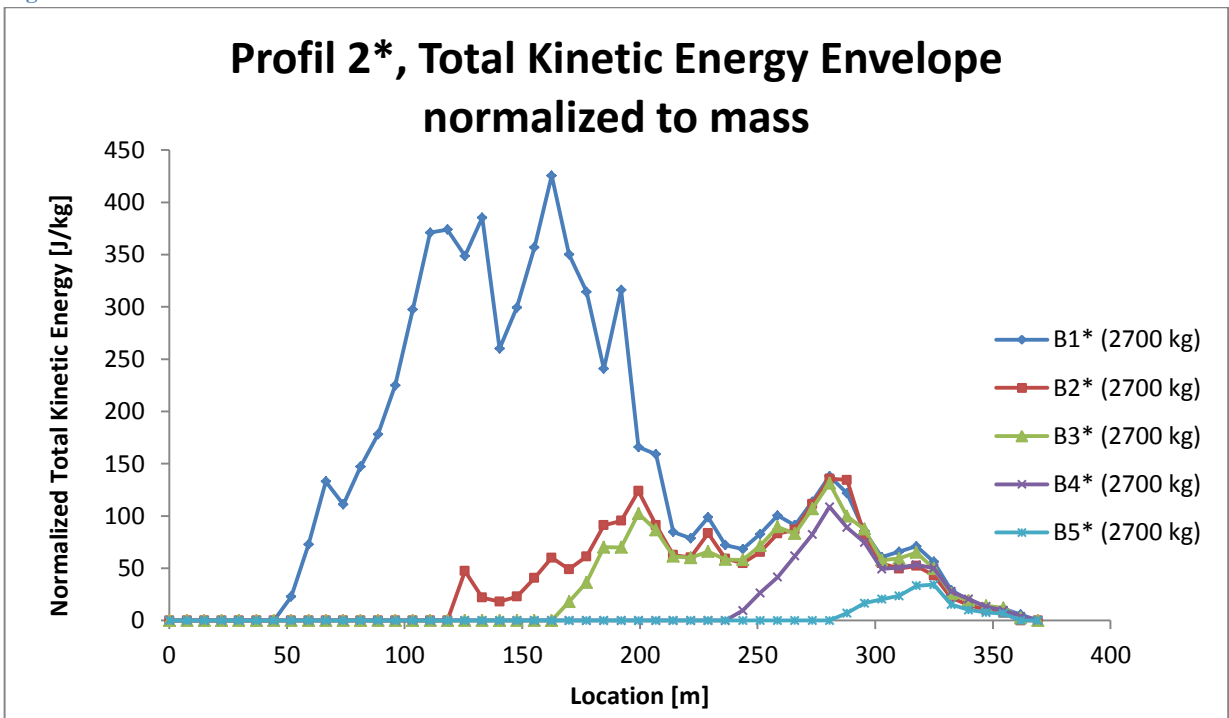
Figur 109



Figur 110

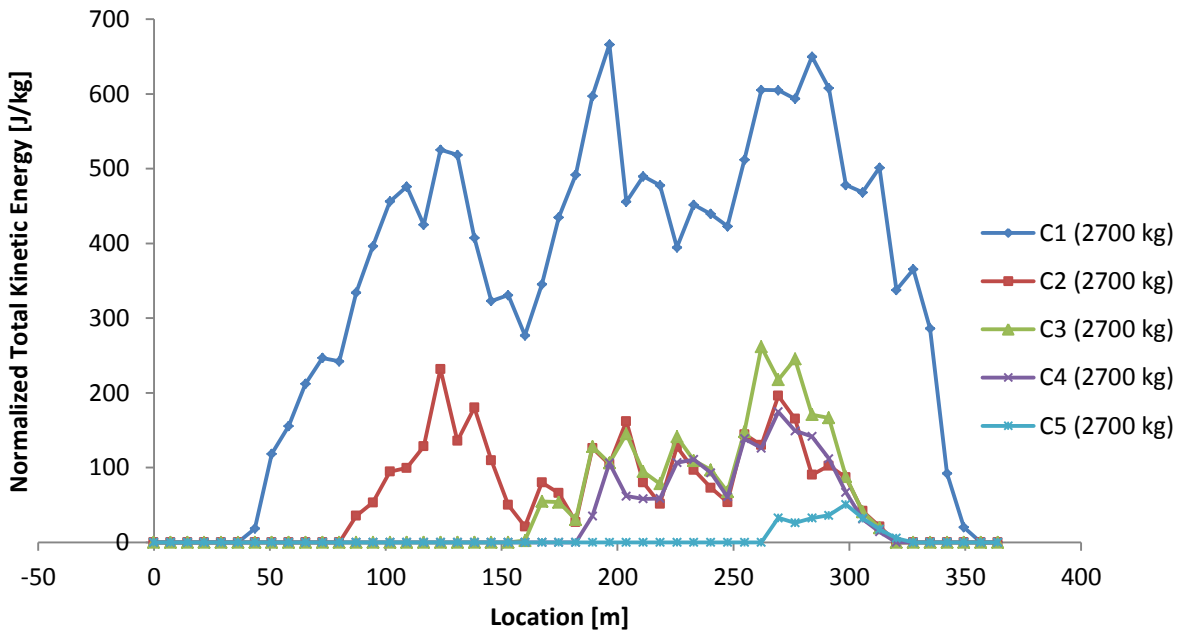


Figur 111



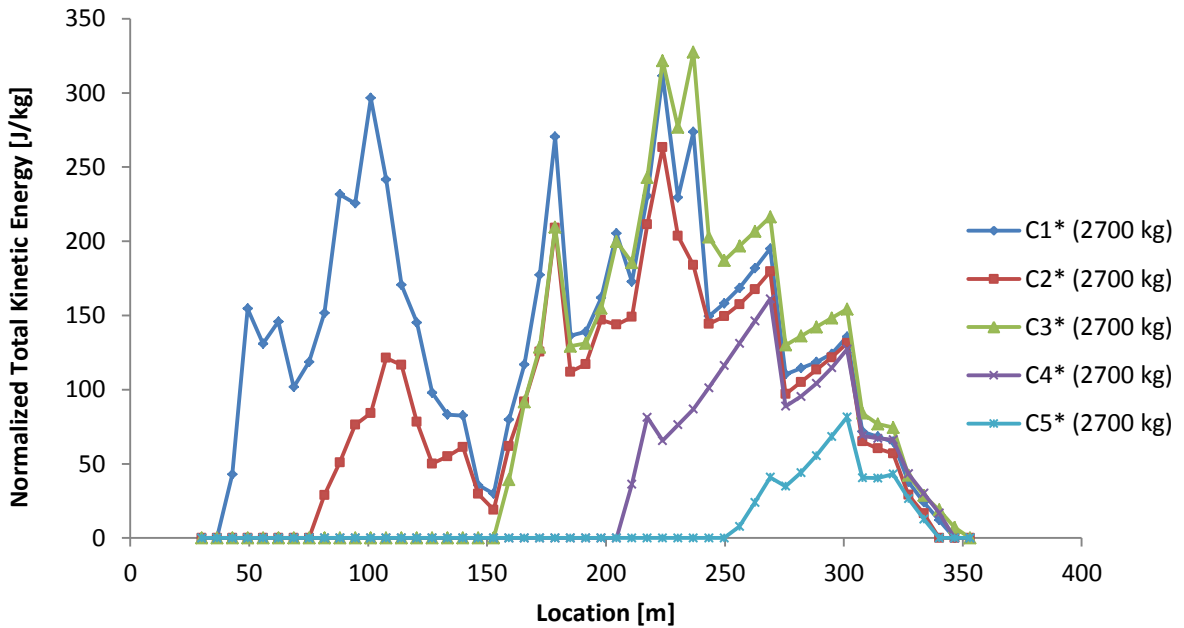
Figur 112

Profil 3, Total Kinetic Energy Envelope normalized to mass

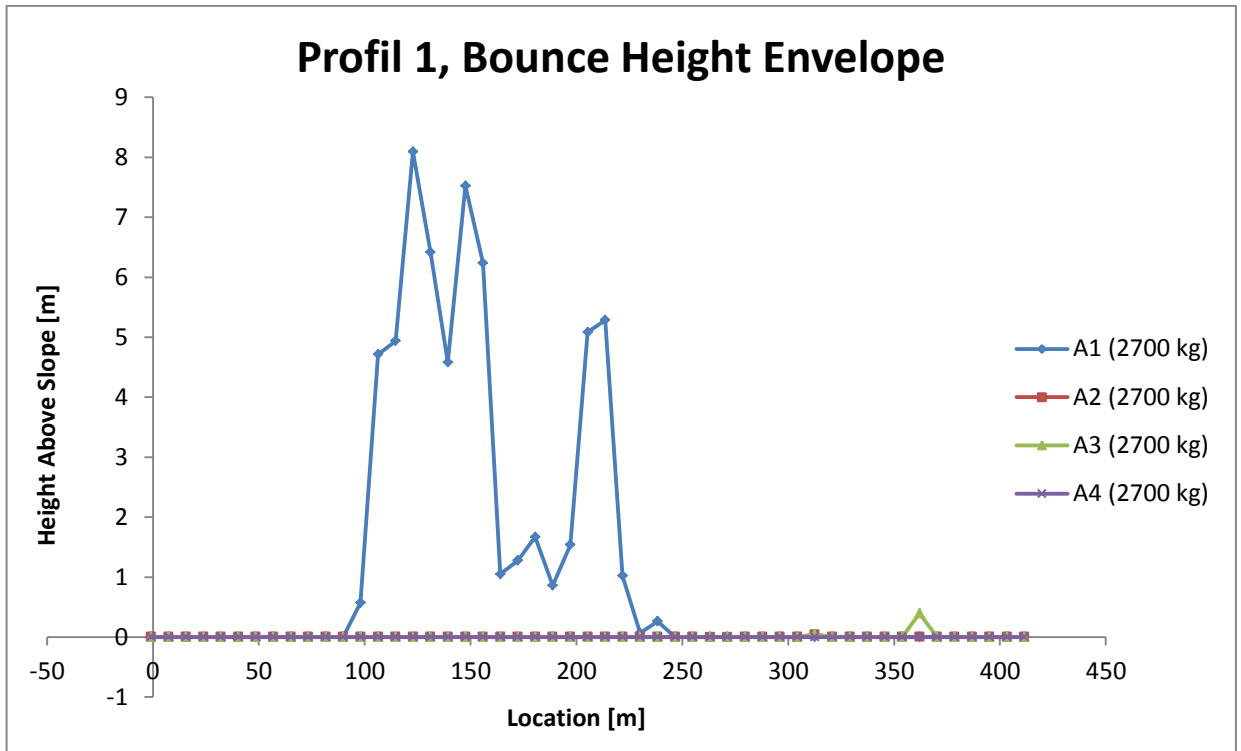


Figur 113

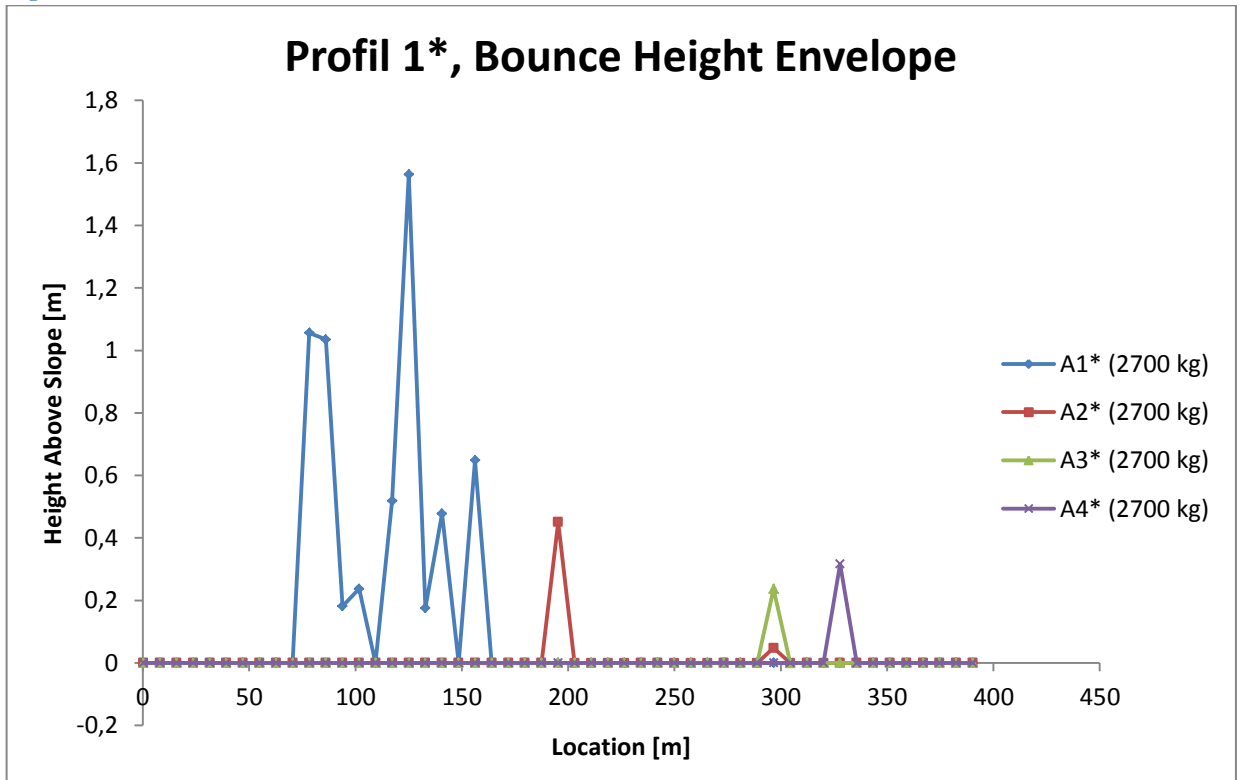
Profil 3*, Total Kinetic Energy Envelope normalized to mass



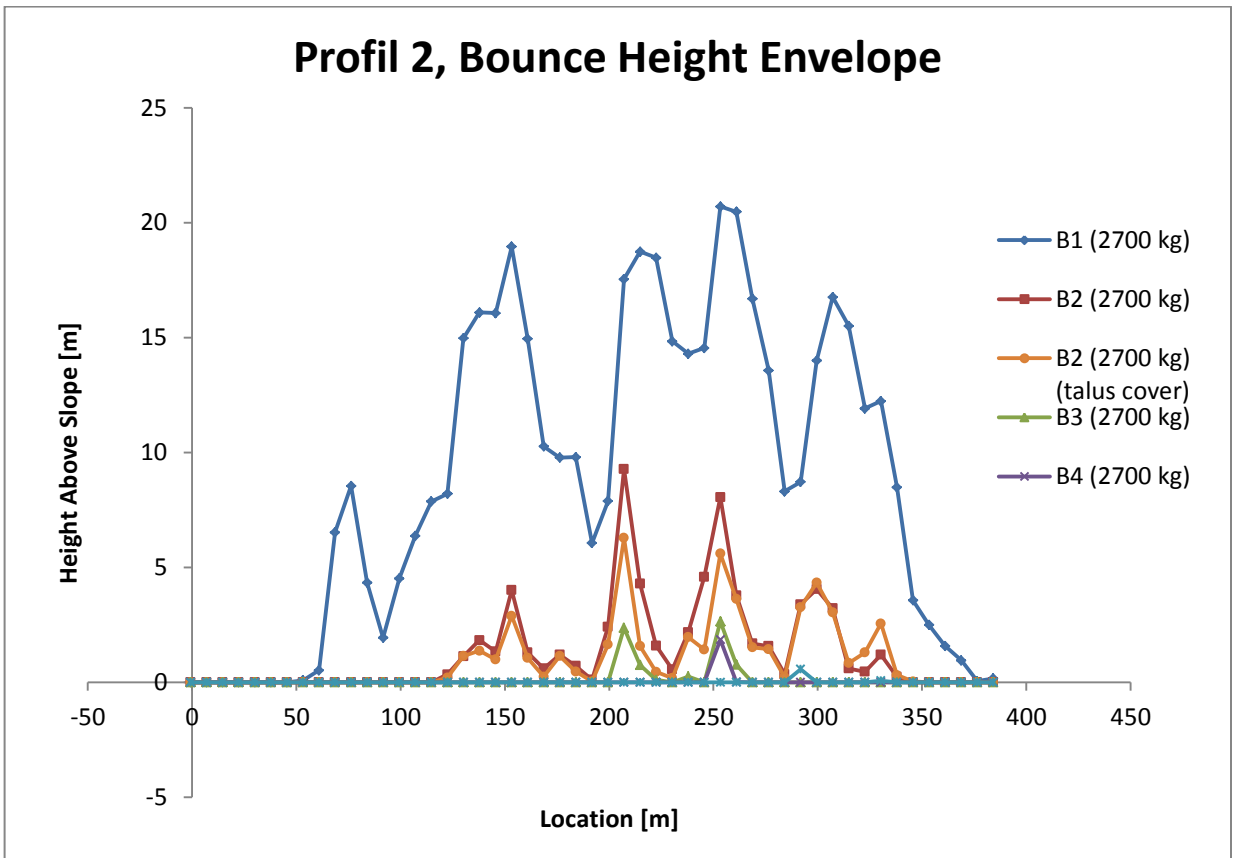
Figur 114



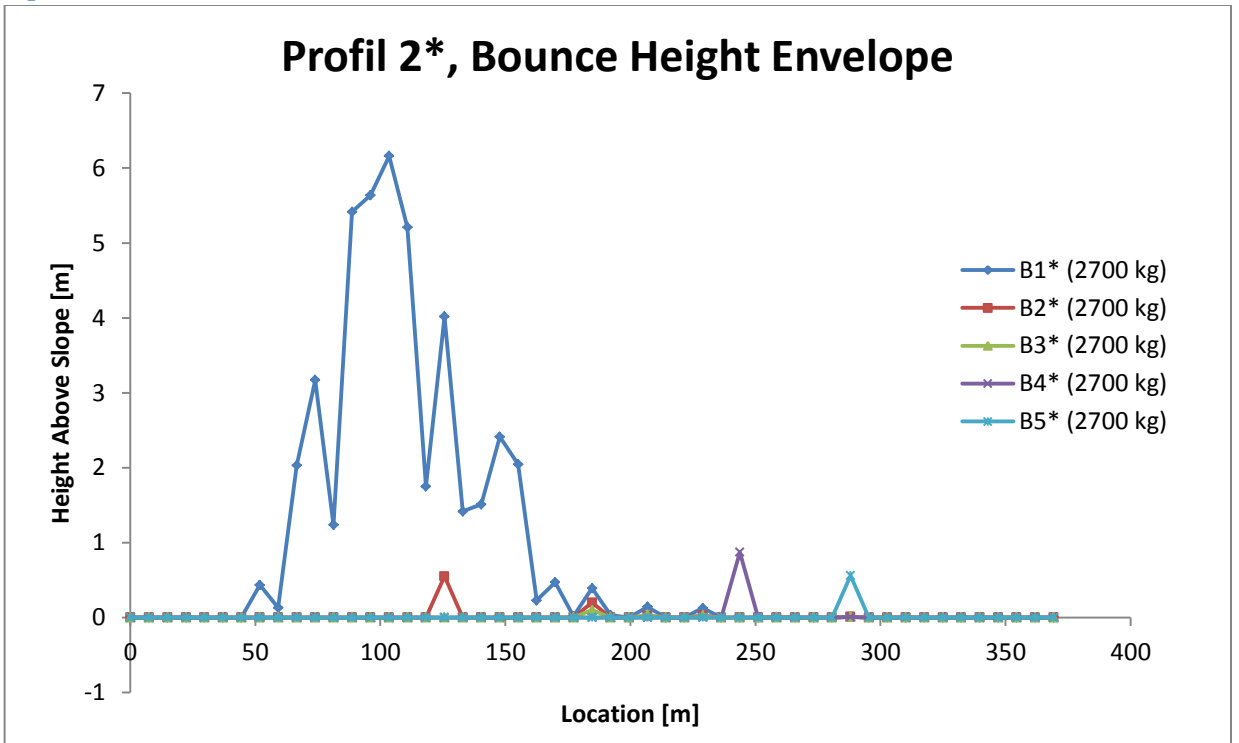
Figur 115



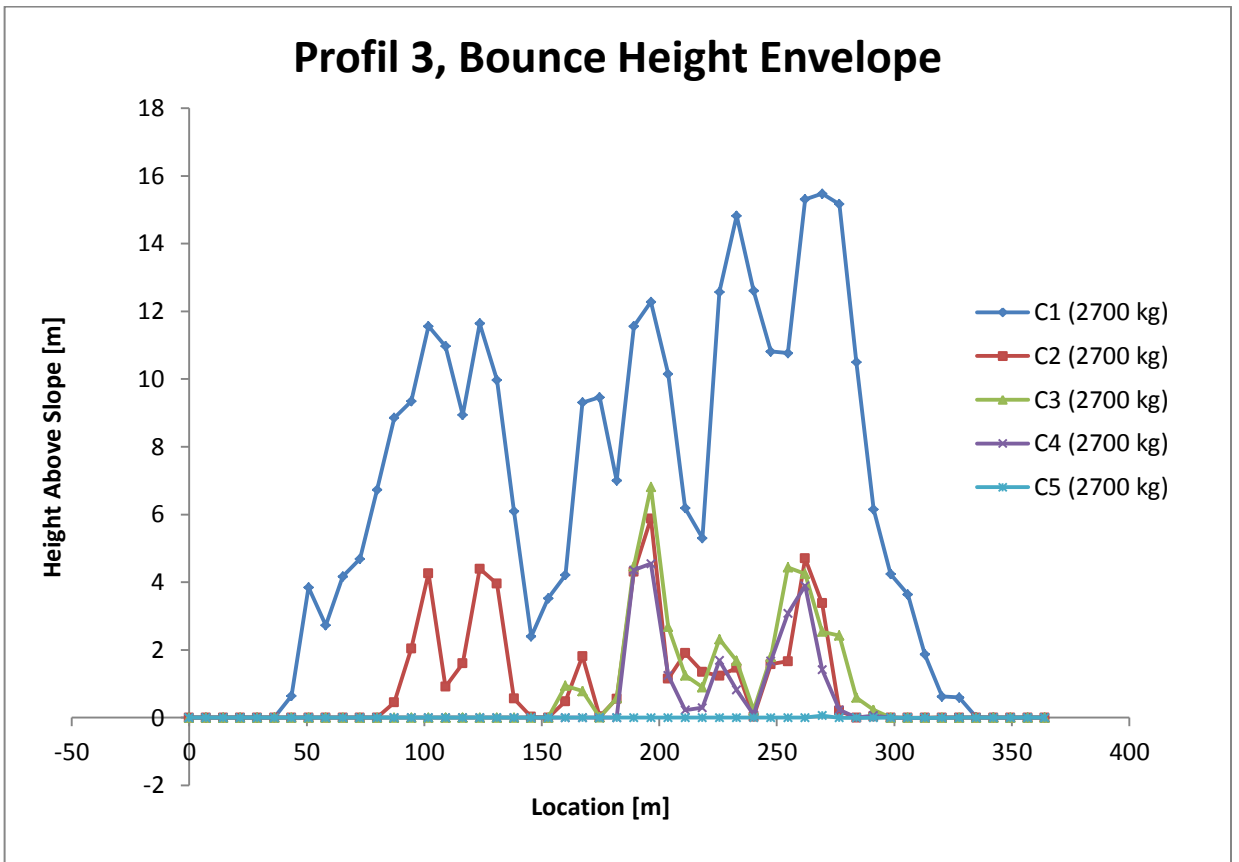
Figur 116



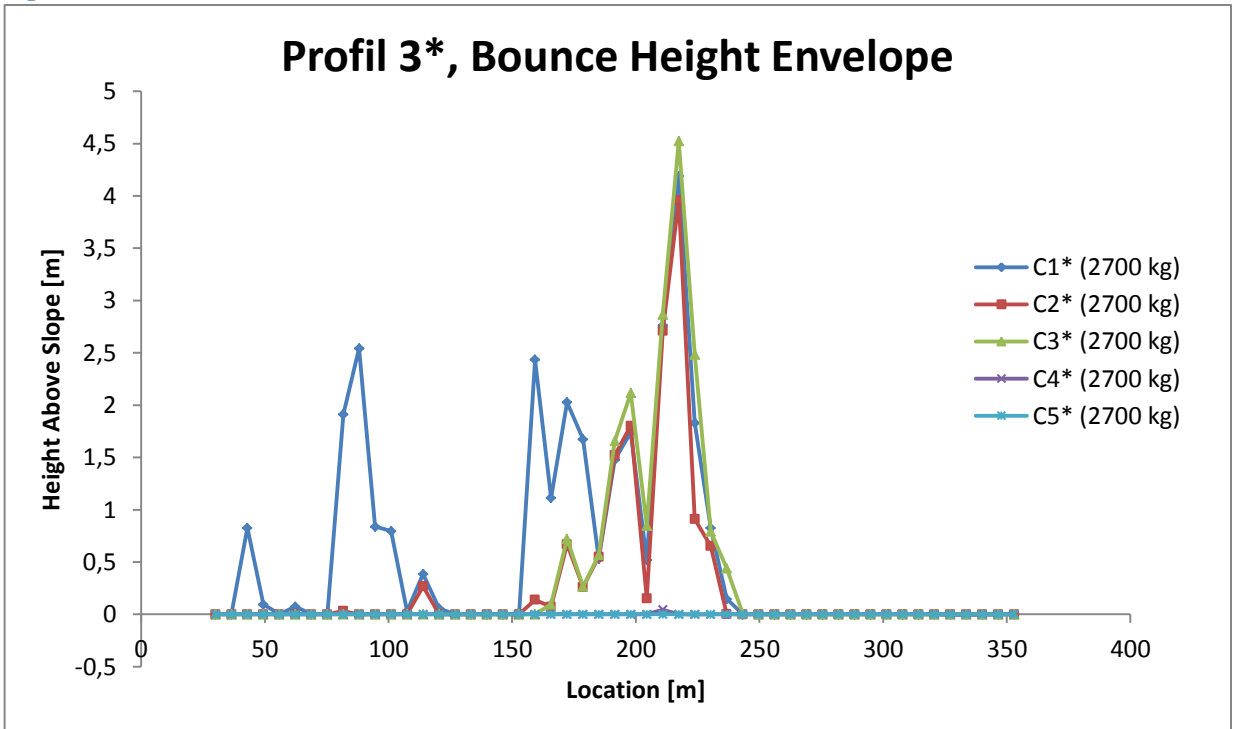
Figur 117



Figur 118



Figur 119

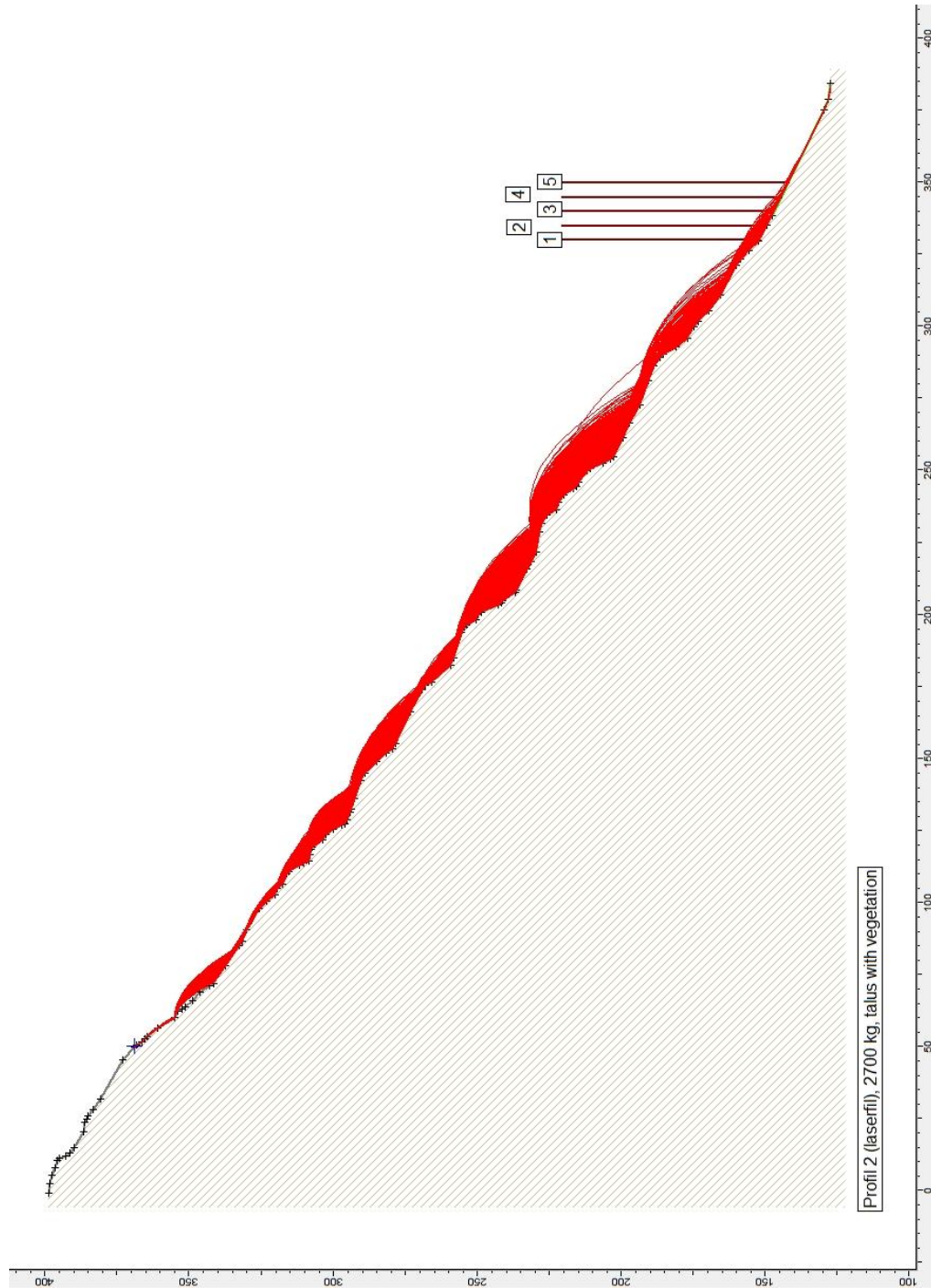


Figur 120

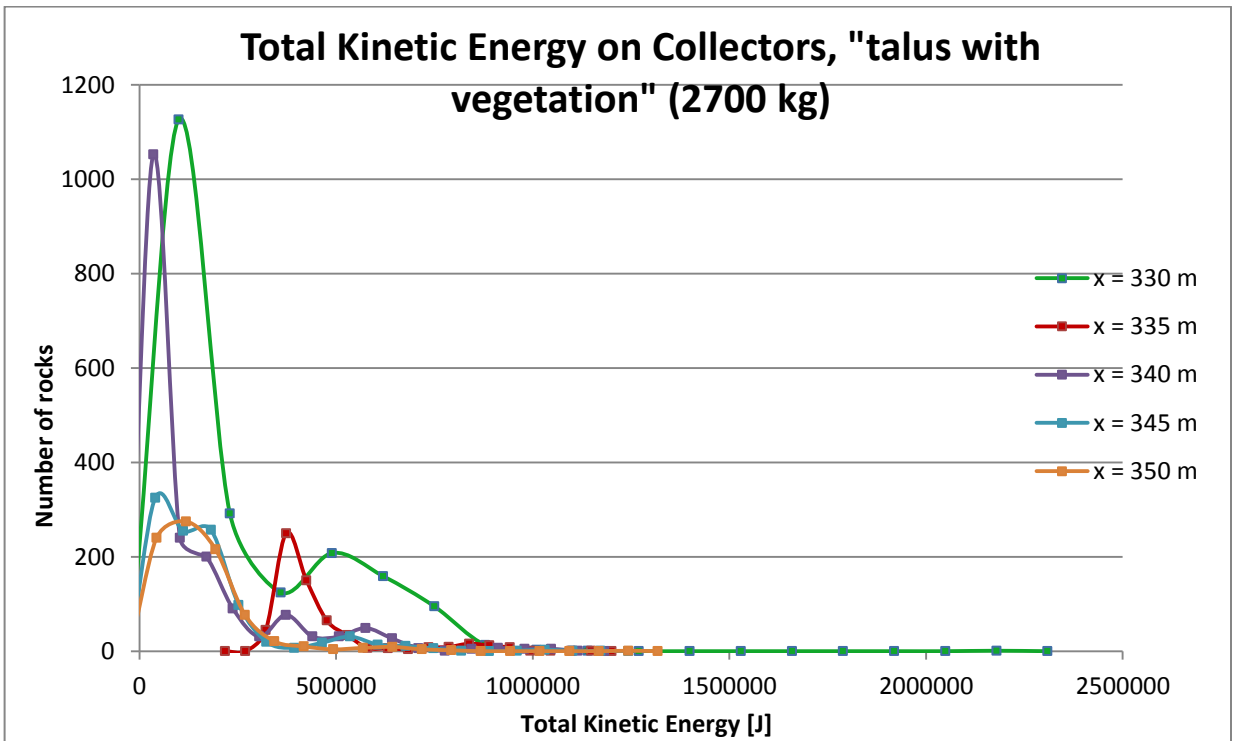
Data for dimensjonering av sikringstiltak

Datainnsamling ved fem horisontale lokaliteter i profil 2: x = 330 m (1), x = 335 m (2), x = 340 m (3), x = 345 m (4), x = 350 m (5). Innsamling både med "talus med vegetasjon" og "talusdekke". Resultat i denne delen er frå nye simuleringar og dermed varierer resultata med simuleringane på side A-3 til A-42.

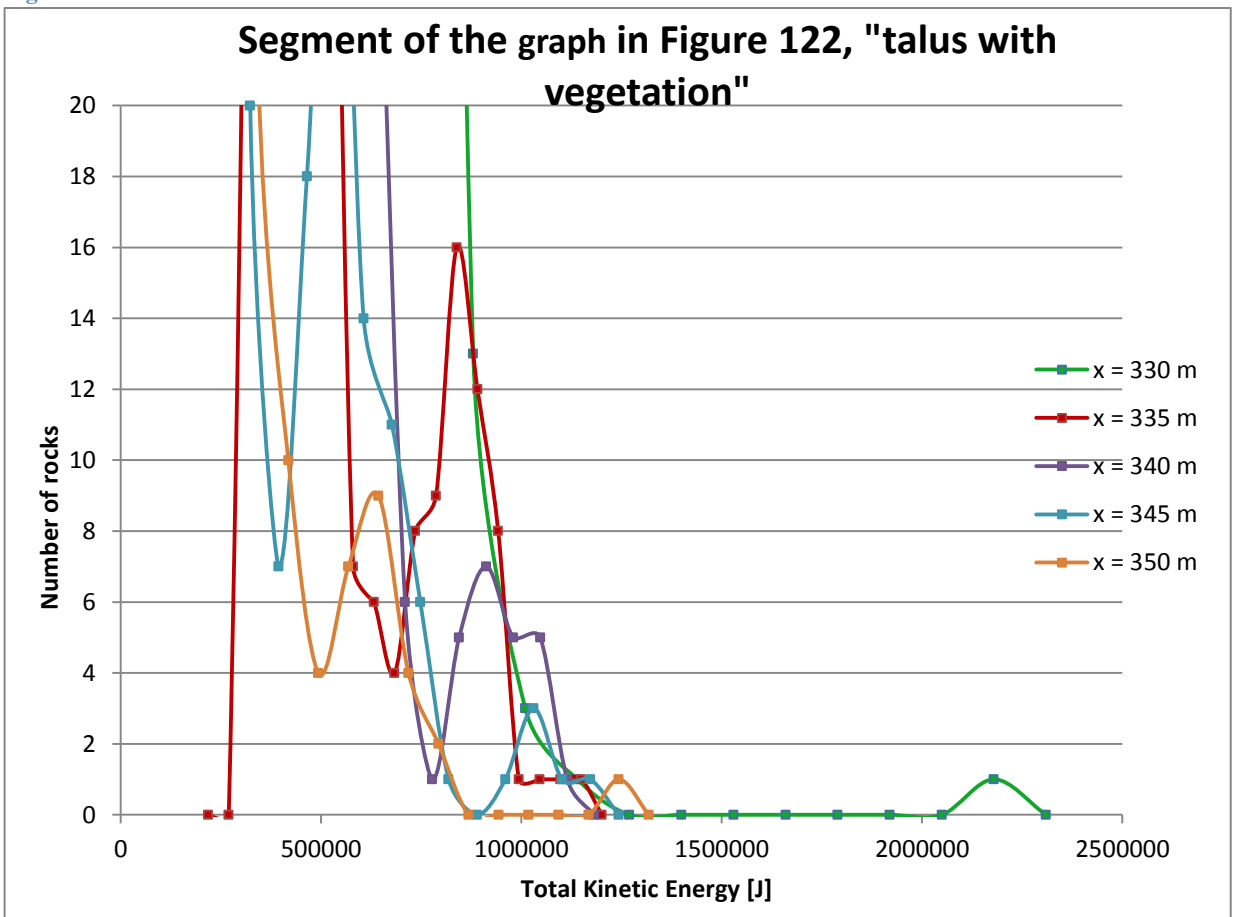
Resultat profil 2, "talus med vegetasjon"



Figur 121



Figur 122

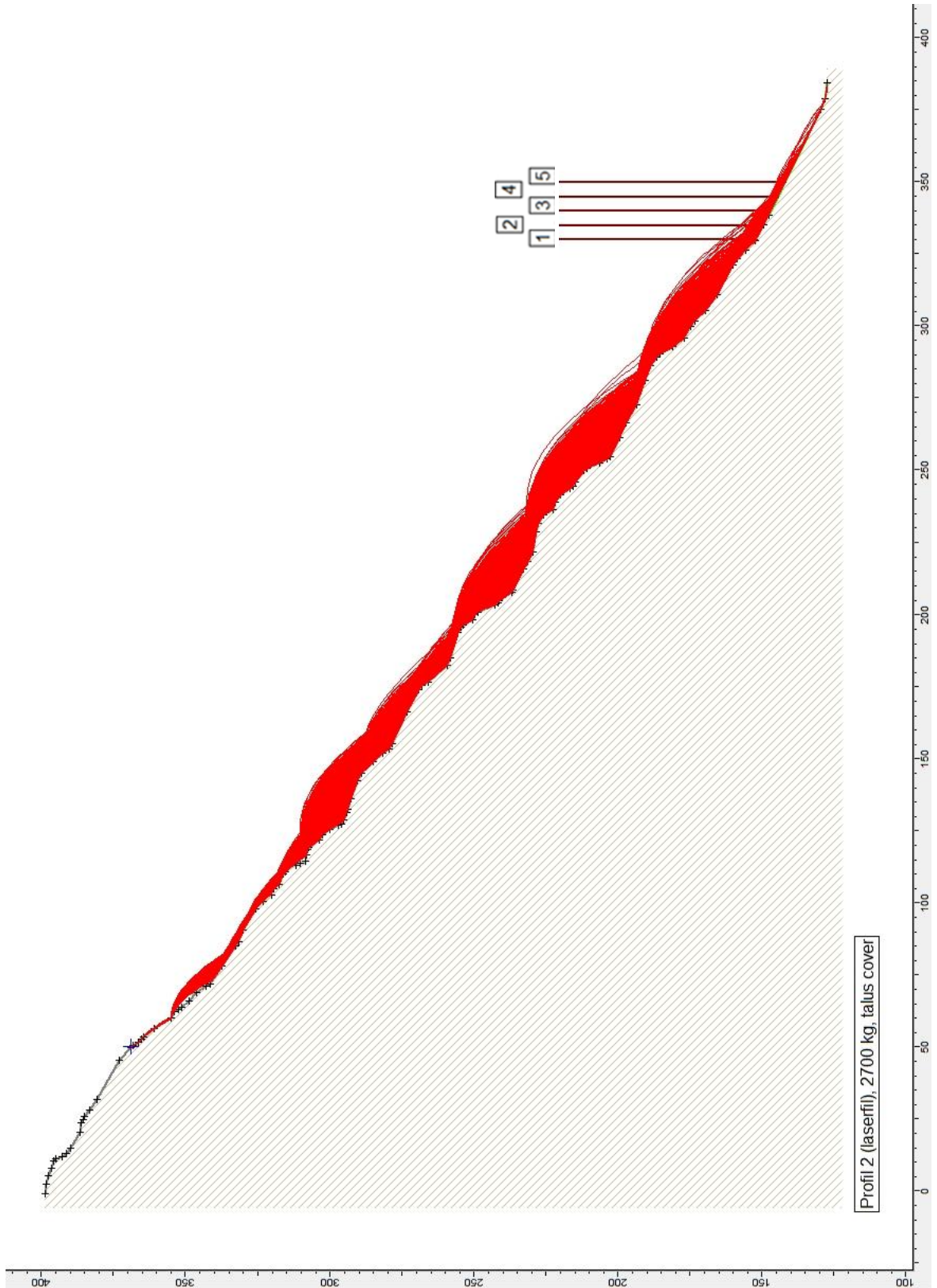


Figur 123

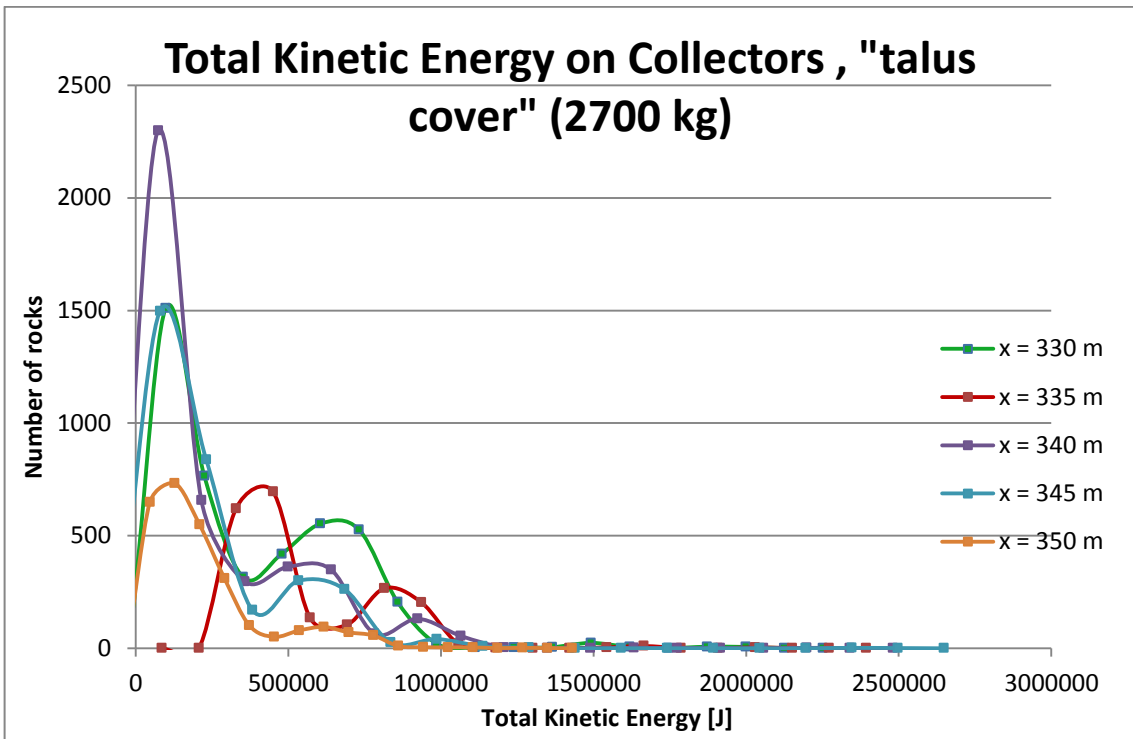
Spranghøgda ved datainnsamlar, "talus with vegetation" (2700 kg)									
x = 330 m		x = 335 m		x = 340 m		x = 345 m		x = 350 m	
Tal på steinar	Høgð [m]	Tal på steinar	Høgð [m]	Tal på steinar	Høgð [m]	Tal på steinar	Høgð [m]	Tal på steinar	Høgð [m]
0	-0,4	0	-0,4	0	-0,3	0	-0,2	0	-0,2
0	-0,1	0	-0,1	0	-0,1	0	-0,2	0	-0,1
1686	0,2	379	0,1	1760	0,1	1002	-0,1	849	0,0
93	0,5	185	0,4	56	0,3	9	0,0	3	0,1
75	0,8	9	0,7	28	0,5	7	0,1	4	0,1
37	1,2	9	1,0	5	0,7	10	0,2	2	0,2
33	1,5	6	1,2	2	0,9	12	0,3	4	0,3
18	1,8	3	1,5	2	1,1	3	0,4	2	0,4
10	2,1	3	1,8	0	1,3	2	0,5	1	0,5
13	2,4	2	2,1	0	1,5	1	0,6	0	0,6
7	2,8	5	2,3	0	1,7	0	0,7	0	0,7
19	3,1	4	2,6	0	2,0	1	0,8	0	0,7
5	3,4	6	2,9	1	2,2	0	0,9	0	0,8
7	3,7	1	3,2	1	2,4	0	1,0	0	0,9
9	4,1	0	3,4	0	2,6	0	1,1	0	1,0
5	4,4	1	3,7	0	2,8	0	1,2	0	1,1
3	4,7	1	4,0	3	3,0	0	1,3	0	1,2
2	5,0	3	4,3	0	3,2	1	1,4	0	1,3
1	5,3	1	4,6	1	3,4	1	1,5	1	1,4
0	5,7	0	4,8	0	3,6	0	1,6	0	1,4

Figur 124

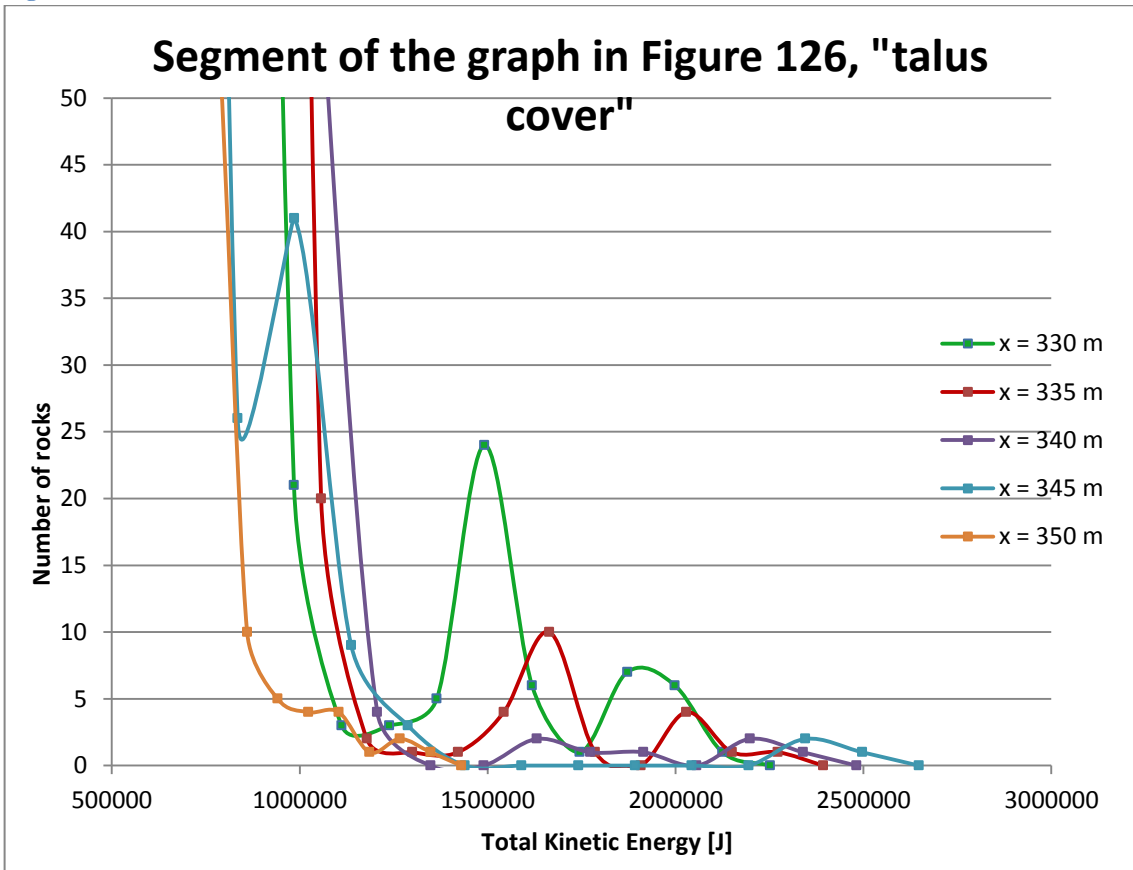
Resultat profil 2, "talusdekke"



Figur 125



Figur 126



Figur 127

Spranghøgda ved datainnsmalar, "taluscover" (2700 kg)									
x = 330 m		x = 335 m		x = 340 m		x = 345 m		x = 350 m	
Tal på steinar	Høgð [m]	Tal på steinar	Høgð [m]	Tal på steinar	Høgð [m]	Tal på steinar	Høgð [m]	Tal på steinar	Høgð [m]
0	-1,1	0	-0,8	0	-0,6	0	-0,4	0	-0,4
0	-0,3	0	-0,3	0	-0,2	0	-0,2	0	-0,2
3285	0,4	1518	0,2	3765	0,1	2745	0,0	2532	0,0
298	1,2	122	0,8	255	0,5	192	0,2	61	0,2
162	1,9	89	1,3	36	0,8	108	0,4	70	0,4
163	2,6	86	1,8	33	1,2	28	0,6	22	0,6
192	3,4	75	2,3	37	1,5	12	0,7	11	0,7
150	4,1	49	2,8	29	1,9	9	0,9	5	0,9
93	4,9	49	3,3	21	2,2	6	1,1	4	1,1
16	5,6	42	3,9	17	2,6	14	1,3	5	1,3
1	6,4	22	4,4	12	2,9	11	1,5	3	1,5
4	7,1	7	4,9	6	3,2	7	1,7	3	1,7
1	7,9	6	5,4	6	3,6	6	1,9	2	1,8
0	8,6	0	5,9	2	3,9	5	2,1	1	2,0
2	9,3	0	6,4	3	4,3	3	2,2	2	2,2
2	10,1	1	7,0	2	4,6	2	2,4	1	2,4
2	10,8	1	7,5	1	5,0	1	2,6	0	2,6
0	11,6	2	8,0	0	5,3	0	2,8	1	2,8
1	12,3	1	8,5	1	5,7	1	3,0	1	2,9
0	13,1	0	9,0	0	6,0	0	3,2	0	3,1

Figur 128

