

Vurdering av fjellskråningsstabilitet og sikringstiltak i Dolstad

Assessment of rock slope stability and support methods in Dolstad

Trondheim Mai 2019

Navn studenter:

Erik Botnen

Lars Trygve Teigen Bekkeli

Intern veileder:

Thomas Uhlving

Ekstern veileder:

Jan Øystein Nilsen

Prosjektnr:

22 - 2019

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk

Problemdefinering/prosjektbeskrivelse og resultatmål:

- Entreprenør skal bygge terrassebolig i en rasutsatt skråning i byen Mosjøen i Vefsn kommune. Bygget, som er planlagt med fire etasjer, ligger på en tomt rett ved områder som er merket på Norges vassdrags- og energidirektoratets (NVE) aktsomhetskart for skredfare.
- Rapporten skal ta for seg følgende områder:
 - o Redegjør for teorien som ligger bak stabilitetsvurdering av fjellskråninger
 - o Vurder stabiliteten i gitt skråning
 - o Vurderer potensielle og praktisk gjennomførbare sikringstiltak
 - o Beskriv hvordan man kan utnytte sprengningsmassen
- Resultatmålet er å levere en rapport som besvarer overnevnte problemstillinger.

Stikkord fra prosjektet:

- Stabilitet
- Fjellskråning
- Fjellskjæring
- Sikkerhetstiltak
- Sprengning
- Utrasing
- Arbeidssikring
- Permanentsikring
- Bolt

Forord

Dette er en B.Sc-oppgave i faget TBYG3016 ved institutt ved Bygg og Miljø ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven ble utført i semesteret våren 2019.

Oppgave er blitt skrevet for Entreprenør i Mosjøen og er ment som en uavhengig vurdering av stabiliteten og skredfaren i en fjellskråning hvor det skal bygges terrasseboliger øst i Mosjøen. Det er av den grunn gitt minimal med informasjon til oss fra det innleide rådgivende firmaet Multiconsult.

Starten av oppgaveskrivingen ble litt forsinket da vi måtte bytte firma og oppgave. Dette byttet medførte at vi i januar 2019 måtte finne en ny problemstilling å skrive om. Vi kontaktet diverse firmaer vi så for oss det hadde vært givende å skrive for, dette var stort sett tidligere arbeidsgivere. Til slutt fant vi en oppgave vi synes virket spennende og utfordrende. Dette var hos en av Eriks tidligere arbeidsgivere.

Vi vil takke Entreprenør som har gjort det mulig å gjennomføre oppgaven vår. Vi vil gjerne også takke intern veileder, Thomas Uhlving, for også ha gjort det mulig å skrive om gitt problemstilling - takk for bidrag gjennom både lærerike, interessante og morsomme samtaler!

Erik Botnen

Lars Trygve Teigen Bekkeli

Abstract

This report starts with a comprehensive review of the theory conserving rock slope stability. This theory will form the foundation for the assessment of the rock slope stability behind a future building in east Mosjøen. The site was poorly documented with very little information from previous studies online. Two field surveys were carried out to assess the slope and identify parameters needed to calculate the risk for rock falls. This report fully documents these findings.

The preliminary investigation shows that the slope should consist of calcite marble. The consequences if there should be a rock fall in the future would be huge as there will be a terrace estate in the middle of the rock fall path. This report concludes that the risk for a rock fall should be decreased through implementation of tensioned rock bolts.

To calculate the risk for rock falls and rock slides several simulations have been performed using the geotechnical software Geo5 – Rock Stability. This report deals with the axis where the biggest change in slope geometry will occur. Through several simulations, the need for rock bolts is well supported and documented. To determine the sensitivity of the analysis all simulations have been performed several times using small subtle differences in the input parameters. The findings show that Rock Stability is very sensitive to the water level in the tension cracks. A downside to the program is that it does not take the same seismic parameters into consideration as the one used for hand-based calculations. A calculation with pen and paper has been performed to confirm the quality of the program and its findings.

The calculations in this report shows that blown and fractured rocks can be used to stabilize the mountain side before the pre tensioned bolts are installed. The calculations also show that the use of bolts with capacity up to 400kN will ensure that the slope meets the governmental standard of a potential risk for rock fall under 0,1% per year.

This report and all its calculations have been performed according to:

- Byggeteknisk forskrift (from now on called TEK17)
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 (from now on called EC.7)
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 (from now on called EC.8)

Innholdsfortegnelse

Forord.....	1
Abstract.....	2
Innholdsfortegnelse.....	4
Figurliste.....	5
Tabelliste.....	6
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn for oppgaven.....	1
1.2 Tomt.....	2
2 Teori.....	3
2.1 Skråningsstabilitet.....	3
2.2 Stabilitet og mekanismer som utløser ras og skred.....	6
2.3 Fjellegenskaper.....	9
2.4 Parametere ved stabilitetsanalyse.....	11
2.5 Testmetoder.....	14
2.6 Stabilitetsanalyse.....	15
2.7 Sikringsmetoder.....	19
3 Forundersøkelser.....	28
3.1 Prosjektstadier.....	28
3.2 Forhold som kartlegges i felt.....	29
3.3 Utsatte forundersøkelser.....	30
4 Undersøkelse av skråning.....	31
4.1 Gjennomførbarhetsstudie.....	31
4.2 Detaljundersøkelse.....	35
4.3 Farevurdering av tomte.....	39
5 Resultater.....	41
5.1 Vurdering av mulige sikringstiltak.....	41
5.2 Bakgrunn for resultater.....	43
5.3 Før inngrep.....	46
5.4 Bruk av arbeidssikring.....	47
5.5 Permanentsikring.....	49
5.6 Kvalitetssikring ved håndberegning.....	52
5.7 Forsiktig sprengning.....	53
6 Diskusjon.....	55
7 Konklusjon.....	58
8 Fremtidig løsning.....	59
Kildeliste.....	61
Kildeliste – bilder.....	62
Vedleggsliste.....	63

Figurliste

Figur 1: Illustrasjonsbilde av terrasseblokken. Figur: Entrepretor.	1
Figur 2: Bilde av tomtens plassering i Mosjøen. Figur: Norgeskart.no.....	2
Figur 3: Eksempel på inngrep i fjellet. Figur: Entrepretor.....	2
Figur 4: Inndeling av skredområdet. Figur: Byggforsk.	4
Figur 5: Eksempel på bevegelse til raset. Figur: Vegvesenet.	4
Figur 6: Ustabile fjellpartier i Norge. Figur: NGU.	5
Figur 7: Utrasingstyper. Figur: Byggforsk.....	8
Figur 8: Antatt vanntrykk. Figur: modifisert fra Vegvesen 2011.	11
Figur 9: Detaljoppsprekking og blokkinnndeling. Figur: Nilsen 2016.....	13
Figur 10: Determisk analyse av skråning. Figur: modifisert fra Vegvesenet 2011.	15
Figur 11: Hovedtyper av bolter til fjellsikring.	21
Figur 12: Bolt som stabiliserende tiltak der T er boltkraft. Figur: modifisert fra Rock slope Engineering 2004.	23
Figur 13: Avstand fra prosjektets tomt til skredhendelsen i 2012. Figur: skrednett.no.....	31
Figur 14: Værdata for september 2012 (14). Figur: eKlima.no.....	32
Figur 15: Berggrunskart overt Mosjøen. Figur: NGU.	33
Figur 16: Infiltrasjonsevnekart. Figur: NGU.	34
Figur 17: Værdata for februar 2019. Figur: eKlima.no.....	36
Figur 18: Løsmassekart. Figur: NGU.....	37
Figur 19: Sprekke-systemer. System 1 vil bli brukt videre.	38
Figur 20: Observasjon av rennende vann i skråning.....	38
Figur 21: Bruk av sprengt masse til å stabilisere skråning.	40
Figur 22: Eksempel på problemområde hvor det er behov for rensk.	42
Figur 23: Eksempel på blokk som har falt ned.	42
Figur 24: Sprengningsplan i akse 4-1. Stiplet linje indikerer opprinnelig terreng.....	46
Figur 25: Glideplan i verst mulig situasjon før inngrep i skråning.....	47
Figur 26: Øverste glideplan i verst mulig situasjon rett etter sprengning.....	48
Figur 27: Skråning holdt stabil ved hjelp av sprengtstein.....	49
Figur 28: Antatte glideplan.....	50
Figur 29: Glideplan nr. 2 i verst mulig situasjon med permanentsikring.	50
Figur 30: Glideplan nr. 3 i verst mulig situasjon med permanentsikring.	51
Figur 31: Glideplan nr. 4 i verst mulig situasjon med permanentsikring.	51
Figur 32: Eksempelfigur for sammenligning mellom GEO5 og håndberegning.....	52
Figur 33: Eksempel bruk av injeksjon i fjellskråning. Figur: Coastal Drilling.	59

Tabelliste

Tabell 1: Inndeling av skred etter størrelse. (2).	3
Tabell 2: Registrerte steinsprang 1981-2018 mot middeltemperatur I Norge	7
Tabell 3: Partialfaktor for påvirkninger.	17
Tabell 4: Partialfaktor for jordparametere.	17
Tabell 5: Registrert nedbør i Mosjøen i 2018 mot normalen. Data er hentet fra eKlima.no. ..	33
Tabell 6: Nødvendig boltekraft per meter berg.....	52
Tabell 7: Sammenligning mellom håndberegning og Rock Stability.....	53

1 Innledning

1.1 Bakgrunn for oppgaven

Entreprenør har et pågående prosjekt som går ut på å bygge et 5-etasjes høyt terrassert boligkompleks med 8 leiligheter i Mosjøen. Bygget vil ha en gesimshøyde på nesten 16 meter, og leilighetene vil være mellom 90 og 120 kvadratmeter store.

For å minimere blokkens framtrødelse og dominans er det ønskelig å trekke den så langt inn i skråningen som mulig. Dette vil medføre en kraftig endring av skråningsgeometrien. Nabotomtene og -husene setter begrensninger på hvor hardt man kan sprengne for å unngå for store svingninger i bakken. Utfordringene i dette prosjektet er knyttet til stabiliteten i fjellet bak blokken. Problematikken rundt stabilitet er knyttet til fare for utrasing av blokker og steiner. Her må det vernes tilstrekkelig slik at Plan- og bygningslovens krav til sikkerhet i § 29-5 første ledd blir ivaretatt etter ferdigstillelse.



Figur 1: Illustrasjonsbilde av terrasseblokken. Figur: Entreprenør.

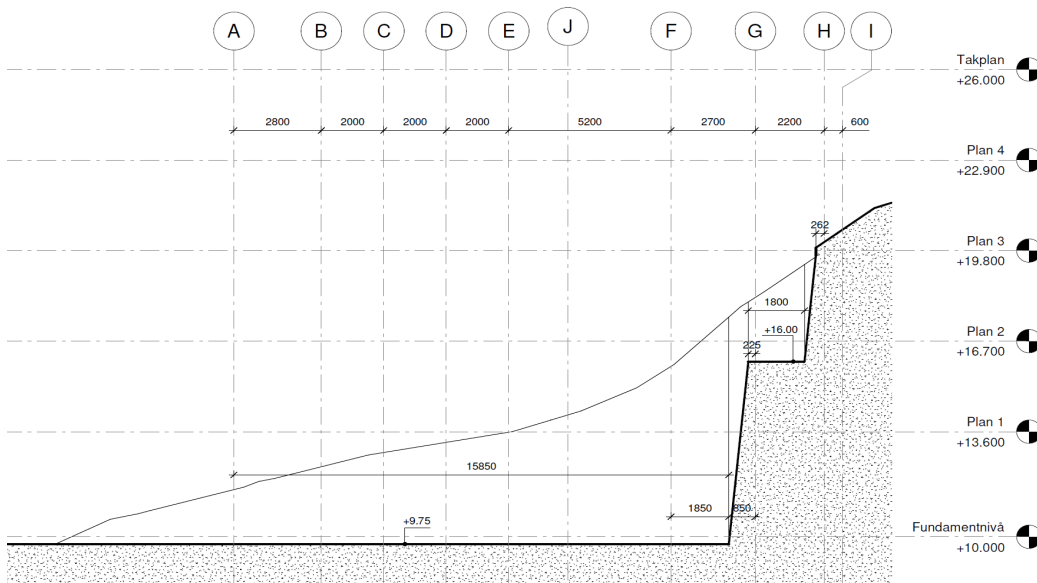
1.2 Tomt

Tomten der det skal bygges har adressen Austerbygdvegen 11A og ligger i den østlige delen av Mosjøen. Mosjøen kan sies å ligge på en flat bunn av mellom to fjellformasjoner.



Figur 2: Bilde av tomtens plassering i Mosjøen. Figur: Norgeskart.no

Før det kan bygges må tomten klargjøres. Det må fjernes vegetasjon og sprenges bort masser. I tillegg må skråningen stabiliseres. Hvordan dette kan løses er beskrevet i påfølgende kapitler.



Figur 3: Eksempel på inngrep i fjellet. Figur: Entreprenør.

2 Teori

2.1 Skråningsstabilitet

2.1.1 Definisjon

Skråningsstabilitet er en betegnelse som beskriver en skrånings evne til å beholde sin opprinnelige form. Med skråningsstabilitet menes stabiliteten i både fjellskråning og jordskråning. Vurdering av skråningsstabiliteten er i henhold til EC.7 lovpålagt ved alle typer arbeid som kan igangsette skred.

Skred, også kjent som ras, er et fellesbegrep på prosesser der ulike typer masser blir flyttet raskt nedover skråninger med hjelp av gravitasjonen, for eksempel flytting av stein, jord, leire eller snø. Steinskred er den skredtypen som oftest forekommer i Norge (1). Skred utløses etter at tre gitte vilkår er oppfylt: tilstedeværelse av materiale, stor nok helning på bakken, samt en utløsende årsak.

I Norge har vi tre forskjellige steinskredtyper: steinsprang, steinskred og bergskred. Vi deler de forskjellige steinskredtyper ut ifra hvor stort volum det er på skredet.

Fast fjell
Steinsprang (<100m ³)
Steinskred (100 m ³ – 10.000 m ³)
Bergskred (>10.000 m ³)

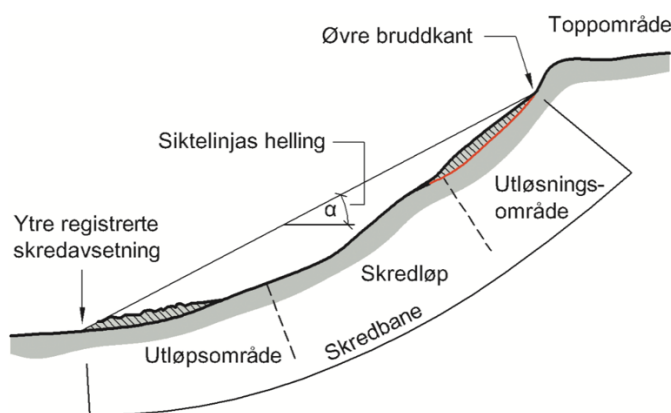
Tabell 1: Inndeling av skred etter størrelse. (2).

2.1.2 Steinskredtyper

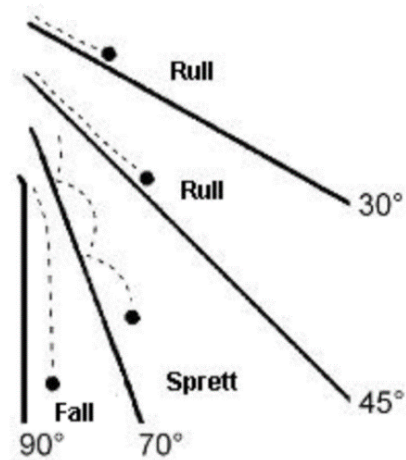
Steinsprang og -skred

Steinsprang og steinskred er en eller flere enkeltblokker som løsner fra en fjellskråning. Selv om begrepene ofte benyttes om hverandre forekommer steinsprang relativt hyppig og har lite volum, mindre enn 100m^3 . Steinskred forekommer mye sjeldnere, men har et betydelig større volum. Begge skredtypene kjennetegnes ved at de ofte løsner i bratt terreng med helningsvinkel på over 40 grader (1). Det kan være vanskelig å varsle skred på forhånd, steinsprang kan allikevel være et varsel på kommende steinskred (2).

I figur 4 kan man se hvordan man oftest deler inn en skredbane. Når et sprang eller skred først har gått, vil massene falle, rulle, ake eller sprette nedover fjellsiden. Hvordan massen beveger på seg er sterkt avhengig av vinkelen til skråningen, geometrien og skråningsmaterialet. Sprang og skred som når lengst i utløpsområde forekommer der massene spretter på harde underlag, for eksempel på bart berg eller på frossen grunn (3). Beregning av bevegelsene kan gjøres med hjelp av dataprogrammer som Rocfall, Rockyfor3D og CRSP.



Figur 4: Inndeling av skredområdet. Figur: Byggforsk.



Figur 5: Eksempel på bevegelse til raset. Figur: Vegvesenet.

Ofte vil sprett og spranghøyden være dimensjonerende for fangvoller og murer. Det er utgangsvinkelen til steinen som bestemmer spranghøyden til materialet. I praksis være tilnærmet lik inngangsvinkelen (4).

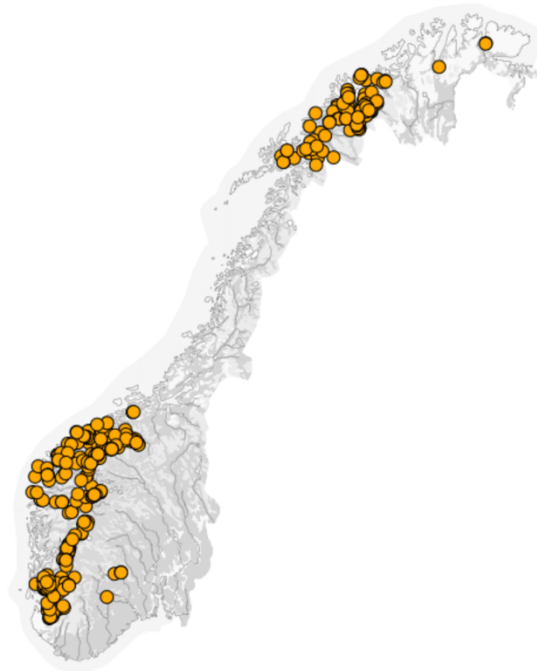
Bergskred

Bergskred, også kalt fjellskred, er større enn steinskred - alt over 10.000m^3 . Skredene i Norge som har forårsaket størst skade er fjellskred. Det mest kjente er kanskje Tafjordulykka i 1934, hvor 40 menneskeliv gikk tapt da mer enn 3 millioner m^3 med fjellmasser raste ut i havet. Når det er snakk om fjellskred, snakker man om hele fjellpartier som beveger på seg.

Bevegelsesmåtene på et fjellskred kan ofte beskrives enten som fall eller velting. Siden fjellskred har voldsomme konsekvenser brukes det i Norge store ressurser på å overvåke fjell. Ustabile fjellpartier beveger gjerne seg med en fart på alt fra $\text{mm}/\text{år}$ til $\text{m}/\text{år}$. Farten tiltar gjerne i det skredet går, og massen opparbeider seg en fart som måles i m/s (4).

Ustabile fjellpartier blir som regel oppdaget når de viser tegn på bevegelse. Bevegelser synes ved for eksempel dannelsen av sprekker. I Tafjordulykka oppdaget den lokale befolkningen sprekker i fjellet allerede 60 år før skredet gikk. Før et fjellskred kan det også her forekomme mye steinsprang. I dag bruker man alt fra flyfoto og strekkstag, til satellittbilder og lasermålinger som hjelpemidler.

Hvis man ser på geologisk kart over ustabile fjellpartier i Norge, forekommer mange av problemområdene på Vestlandet og Nord-Norge. Dette er gjerne områder hvor det i istiden ble utformet dype daler i veldig metamorfe bergarter, noe som igjen medfører at problemområdene har harde bergarter som for eksempel gneis. Det betyr ikke at det er disse harde bergartene som er mest utsatt for skred og ras, de mest utsatte bergartene raste nok ut kort tid etter den siste istiden – altså for mer enn 10.000 år siden (2). På grunn av sin størrelse vil fjellskred være synlig i naturen i tusenvis av år. Man er ofte redd for voldsomme flodbølger som kan oppstå hvis fjellpartier raser ut i vann. Vestlandet særlig utsatt for dette, hvor mange ustabile fjellkjeder er knyttet til fjorder (2).



Figur 6: Ustabile fjellpartier i Norge. Figur: NGU.

2.2 Stabilitet og mekanismer som utløser ras og skred

2.2.1 Forvitring

Forvitring er nedbryting av bergmasser og mineraler. Forvitring er en av flere prosesser som er med på å stadig endre landskapet vårt. Forvitring endrer styrken av bergmassen ved nedknusing og/eller oppløsning. Forvitring er styrt av klimatiske faktorer som temperatur, fuktighet, nedbør og forurensning. Man skiller gjerne mellom kjemisk og mekanisk forvitring.

Kjemisk forvitring

Man knytter den oppløsende effekten av vann med kjemisk forvitring. Med vann menes alt fra grunnvann til regnvann og sur nedbør. Sistnevnte sies ofte å være den mest effektive kjemiske forvitringsprosessen. Kjemisk forvitring endrer sammensetningen til bergarten og kan gjøre den mye svakere. De vanligste prosessene som fører til kjemisk forvitring er:

- Oppløsning: mineraler løses opp i surt vann, gjerne i overflaten.
- Karbonisering: CO₂ utfelt i vann fører til oppløsning av mineraler, for eksempel kalsiumkarbonat.
- Oksidasjon: oksider dannes når grunnstoff i bergarten reagerer med vann og luft.

Mekanisk forvitring

Mekaniske forvitringsprosesser er prosesser som fører til nedbryting og oppsmuldring av bergarter uten at de blir kjemisk endret. Mekanisk forvitring fører hovedsakelig til dannelse av sprekker, enten ved utvidelse av eksisterende sprekker eller dannelse av nye. Dette fører til at berget mister sin bindekraft. De vanligste prosessene som fører til mekanisk forvitring er:

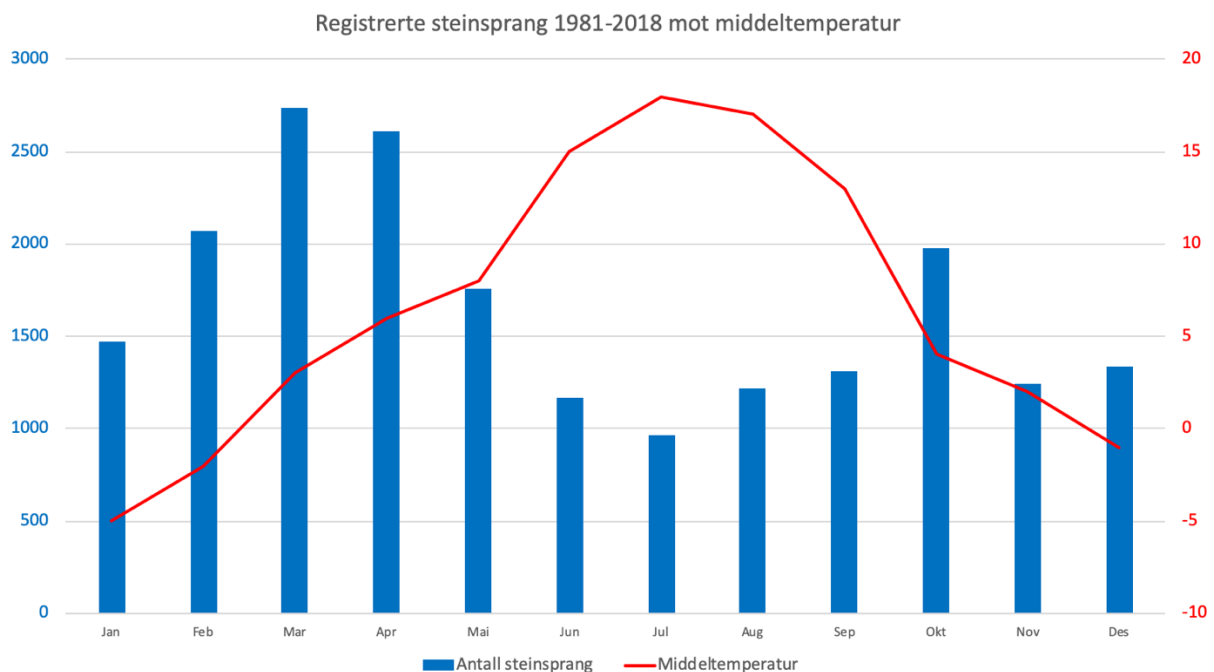
- Abrasjon: overflaten slipes bort. Dette skjer hvis vann, snø eller vind drar med seg partikler som sliper overflaten på fjellformasjoner.
- Termisk stress: oppstår når man får moderate temperaturendringer gjennom for eksempel soloppvarming og skogbranner. Dette fører ofte til avskaling.
- Frostsprengning: oppstår når vann trenger inn i sprekker og fryser.
- Rotsprengning: røtter vokser i bergsprekker og sprekken utvider seg sakte etterhvert som plantene vokser. Man får samme effekt som ved frostsprengning.
- Trykkavlastning: oppstår når overliggende materialer blir fjernet og fjellet under «reiser» seg igjen. Det er her vanlig å få sprekker parallelt med overflaten.

2.2.2 Vannforhold

Tilstedeværelsen av vann er den viktigste faktoren når det gjelder til stabilitet i fjellskråninger (5). Tilstedeværelsen av spesielt grunnvann i fjellskråning gir negativ effekt på stabilitet på grunn av følgende:

- Vanntrykket kan reduserer skjærstyrken langs mulige glideflater.
- Endringen i fuktigheten i noen typer bergmasser kan akselerere forvitringen. Dette gjelder spesielt for skifersteins-typer.
- Frysing av grunnvannet medfører ekspansjon og kan øke sprekkeavstander der det allerede er sprekker og tilstedeværelse av vann.
- Erosjon av forvitrede steinmasser kan føre til utgraving av for eksempel føtter i bakker, eller det kan føre til at blokker kan rase ut.

Fryse- og tineprosessen fører til en sprekkedannelse når vannet nærmer seg nullpunktet. Med data fra Statens Vegvesen og klima.no kan man se at det er en korrelasjon mellom årstidene og antall registrerte steinsprang. I tabellen kan man se at måneder hvor temperaturen svinger rundt nullpunktet har man flest registrerte steinsprang. Det er viktig å vurdere faktorene som bestemmer vannmengde, tilførselen og fordeling av vann sånn at man skal vurdere skredfaren med tanke på frostsprengning.

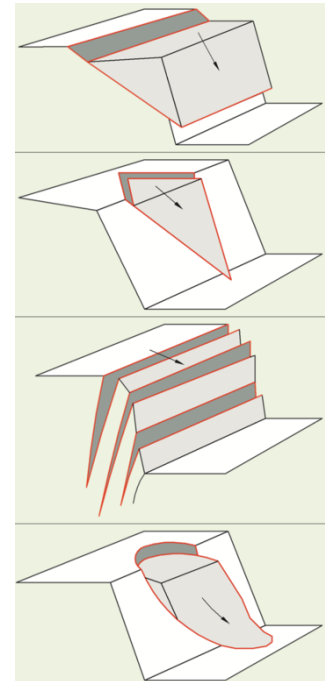


Tabell 2: Registrerte steinsprang 1981-2018 mot middeltemperatur

I studier gjennomført, blant annet av Geoextreme, tyder det på at Norge vil få et tørrere klima, men likevel en økning i antall dager med store nedbørsmengder (6). Med innvirkningen vannet har på stabiliteten vil man med høy sannsynlighet få en økt steinskred- og steinsprangaktivitet. Den største økningen forventes mest på Vestlandet og i Nord-Norge (7).

2.2.3 Geologiske forhold

I de harde og sterke bergartene som eksisterer i Norge må det være sprekker til stede for at man skal kunne få stabilitetsproblemer (8). Forkastninger, folder og sprekker kan fungere som glideflater. De viktigste faktorene ved steinskred er sprekkegeometrien, sprekkekarakteristikken og vannforholdet. Sprekkegeometrien finner man lettest ved å dra på feltundersøkelse i området. For at steinskred skal utløses må det være en ugunstig orientering på sprekkene i forhold til skråningen. Man skiller ofte mellom 4 forskjellige utrasingstyper: langs en plan flate, langs to plane flater, utvelting og langs en krum flate. I Norge er de vanligste utrasingstypene langs en eller to plane flater (8).



Figur 7: Utrasingstyper. Figur: Byggforsk.

Egenskapene til sprekkeflatene kan vurderes i et laboratorium, eller i felten gjennom diverse tester som for eksempel kjerneboring. For å vurdere sprekkeflate ser man ofte på sprekkenes helningsvinkel, ruhet, størrelser, sprekkebelegg og styrken på sprekkeflaten. Glatte sprekker fylt av leiere fører mye lettere til skred enn ruglete sprekker (3).

2.2.4 Menneskeskapte forhold

Menneskelige inngrep kan påvirke stabiliteten i en fjellskråning og øke faren for steinskred. Sprenginger, fjerning av masser og vegetasjon er eksempler på dette. Endringer av dreneringsforhold kan også være med og endre stabiliteten i fjellmasser. Av denne grunn er det viktig at det blir gjort vurdering av kompetente fagfolk før det skal gjøres inngrep i for eksempel fjellskråninger.

2.2.5 Tektoniske forhold

Selv om kraftige jordskjelv ikke er vanlig i Norge kan dette være en utløsende faktor for steinskred. Et eksempel på dette er vulkanutbruddet på St. Helena 18. mai 1980 i USA som utløste et jordskjelv på 5,1 på Richter skala. Videre utløste skjelvet et fjellskred som var på mer enn 14.000.000 m³ (9).

2.3 Fjellegenskaper

2.3.1 Bergklassifisering

Et aspekt ved vurdering av steinsprang og skredfaren er å vurdere kvaliteten på selve fjell- og bergmassen. I dag finnes det flere metoder for å bestemme styrken til en bergmasse. Blant de mest kjente er Q-metoden, Rock Quality Designation Index (RQD) og Rock Mass Rating (RMR).

RQD (Rock Quality Designation Index)

RQD sier noe om oppsprekkingen til en bergmasse. For å finne RQD-verdien tar man boreprøver av fjellmassene og ser på antall sprekker per prøve. RQD kan være vanskelig å bestemme da man ofte kan finne forskjellig RQD i en og samme fjellmasse.

$$RQD = \frac{\sum \text{Lengden til stykkene i kjerneprøven} \geq 10\text{cm}}{\text{Total kjerneprøvelengde}} * 100$$

RMR (Rock Mass Rating)

RMR, som ble utviklet på starten av 70-tallet av geologen Bieniawski fra South African Council of Scientific and Industrial Research (CSIR), ser på følgende variabler for å beregne styrken av et fjell:

- Enaksial trykktest av fjellprøve (styrken til intakt berg).
- RQD
- Mellomrom mellom sprekkesystemer
- Sprekkekvaliteten (lengde, avstand, glatthet, fylling, forvitring)
- GV-forhold
- Orienteringen av sprekkesystemer (korrigering for orienteringen)

Ved beregning av RMR summerer man tallverdiene for overnevnte parametere.

Q-metoden

Q-metoden er et norsk klassifikasjonssystem fra 1974 som ble utviklet av Barton, Lien og Lunde gjennom Norges Geologiske Institutt (NGI). Det brukes innen bygg og anlegg til å bestemme og kategorisere fjellmassene og dets styrke.

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

- RQD (oppsprekkingstall): sier noe om oppsprekkingen i et fjell.
- J_n (sprekkesettstall): sier noe om hvor mange sprekkesett man kan forvente i en bergmasse. Sprekkesettene ligger i en viss avstand fra hverandre og vil være med på å bestemme størrelsene på blokkene i fjellet.
- J_r (sprekkeruhetstall): sier noe om stabiliteten med tanke på mulige utglidinger. Friksjonsforholdene langs en sprekke avhenger av sprekkeflatens egenskaper, om den er bølgete, flat, grov eller glatt. Når man skal finne sprekkeruhetstallet bruker man alltid det mest ugunstige sprekkesettet med tanke på stabilitet.
- J_a (sprekkematerialets styrke): sier noe om hva slags styrke og friksjon man har i materialene som ligger i sprekken.
- J_w (sprekkevannstall): sier noe om vanntrykket og innlekkasjen i sprekkesystemet.
- SRF (bergspenningsfaktor): sier noe om forholdet mellom bergspenninger og bergstyrken omkring en tunnel eller fjellhall. Dette er en faktor som ikke vil være like relevant ved vurdering av fjellskråninger.

2.4 Parametere ved stabilitetsanalyse

For å få til gode stabilitetsberegninger er det nødvendig med gode inngangsparametere.

Inngangsparameterne i en stabilitetsvurdering er som regel knyttet til (10):

- Seismiske aktivitet
- Vanntrykk
- Geometri
- Sprekkefriksjon
- Oppsprekking

2.4.1 Seismiske aktiviteter

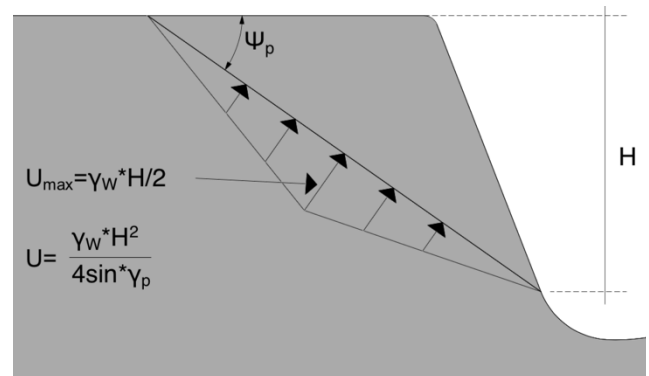
Seismisk aktivitet kan ha stor innvirkning på stabiliteten (8). Når man skal beregne hvordan seismiske aktiviteter er det naturlig å tenke på jordskjelv og sprengningsarbeid. For beregning av jordskjelvbelastningen benyttes F_α gjennom mest ugunstige situasjon, se figur 10.

Jordskjelvbelastning $F_\alpha = 0,25 \cdot$ vekt av aktuell skredmasse. Seismisk koeffisient α dimensjoneres i henhold til EC.8 som omhandler prosjektering for seismisk påvirkning.

2.4.2 Vanntrykk

Vanntrykket i mulige sprekke- og utglidningsflater reduserer normalspenningene som igjen reduserer friksjonskreftene. I nært eller helt vertikale sprekker vil tilstedeværelsen av vann utgjøre en drivende kraft som vil dytte mot en utrasing – frysing av vannet vil være den aller mest ugunstige situasjonen her (7).

Det kan være vanskelig å modellere vanntrykket i sprekkeflater korrekt. Faktiske målinger av trykket kan være dyrt og ressurskrevende. Derfor antar man gjerne kraftig regnfall ved beregninger av vanntrykket som gjør at sprekken vil være fylt. I figur 8 ser man hvordan vannet antas å renne fritt inn og ut av sprekken, og hvordan det antas at det maksimale trykket nåes i halve skråningshøyden.



Figur 8: Antatt vanntrykk. Figur: modifisert fra Vegvesen 2011.

2.4.3 Geometri

For å finne data om geometrien er feltundersøkelser det viktigste verktøyet. Noen ganger brukes det stereografiske analyser, som for eksempel analyser av flyfoto og satellittbilder (7). Ved feltundersøkelser bør man registrere så mye som mulig om området man vil ha kartlagt. Her bør det dannes et godt bilde av sprekke mønsteret og sprekkeorienteringen på området. Følgende parametere bør registreres:

- Retning og helning på skråning
- Bergart
- Vannforhold og drenering
- Sprekkesett
 - o Strøk og fall
 - o Midlere sprekkeavstand
 - o Midlere blokkvolum
 - o Sprekkeruhet
 - o Sprekkefylling
 - o Sprekkenes trykkfasthet

2.4.4 Sprekkefriksjon

Skred skjer først når skråningsvinkelen overstiger friksjonsvinkelen til sprekken (5). De fire vanligste metodene for å bestemme sprekkefriksjonen er:

- Laboratorietesting
- In-situ testing
- Tilbakeberegning
- Empiriske metoder

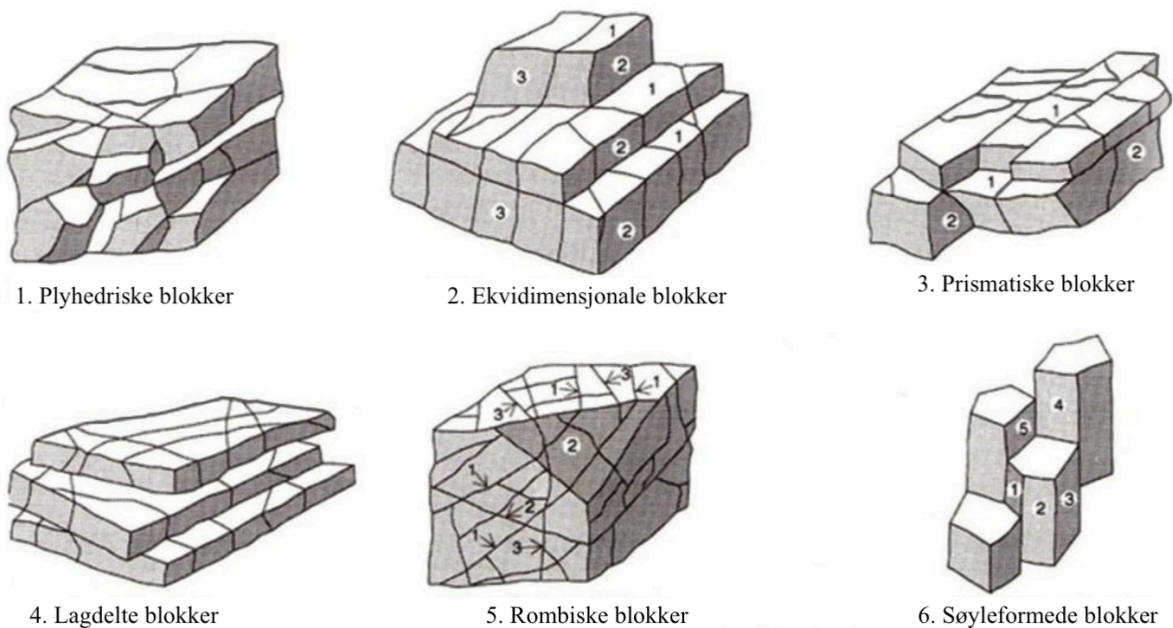
De tre første har sine begrensinger i sine prøvestørrelse og høye kostnader (7). Empirisk metoder, som går ut på å bruke verdier man blant annet har funnet etter feltinspeksjon, er derfor metoden som blir mest brukt.

2.4.5 Oppsprekkingen

Det finnes ulike metoder for å bestemme oppsprekkingssystemets hyppighet, de tre hovedmåtene er:

- Visuell inspeksjon
- Kjerneboreprøver
- Skanning med LIDAR

Sprekkesystemer er med på å danne blokker innad i fjellmassene (11). Figuren under viser eksempel på detaljoppsprekking og danning av blokker i forbindelse med sprekkesystemer.



Figur 9: Detaljoppsprekking og blokkinnndeling. Figur: Nilsen 2016

2.5 Testmetoder

2.5.1 Forundersøkelser

Hensikten med forundersøkelser er å finne ut hvilken innvirkning grunnforhold vil ha på stabiliteten (se kapittel 3). Forundersøkelse går i stor grad ut på å undersøke hvilke data man kan finne fra «kontoret». Ved for eksempel undersøkelser av fare for steinsprang i et tenkt område kan man undersøke:

- NVEs aktsomhetskart for steinsprang som viser områder som potensielt er utsatt for skred. Her er også et teoretisk utløpsområde modellert inn i kartdataene.
- Tidligere registrerte steinsprang enten via www.skredregistrering.no eller via kontakt med lokale stedskjennere.
- Berggrunnen og skråningshelninger. Dette kan gjøres gjennom for eksempel Norges geologiske undersøkelse (NGU) sine karttjenester.

2.5.2 Feltundersøkelser

Feltundersøkelsene bør planlegges i forveien sånn at man har en tydelig plan over hva og hvordan man skal dokumentere et gitt område. Feltundersøkelser omfatter visuelle inspeksjoner, samt ved behov tradisjonelle grunnundersøkelser. Eksempler på dette er boring, sondering og prøvetaking. Man kan også i enkelte tilfeller benytte seg av geofysiske undersøkelser, som jordradar og jordtomografi. Geofysiske undersøkelser bruker elektrisitet, magnetisme og seismikk til å finne egenskaper i berget, blant annet grunnfjellsdybden.

2.5.3 Kjerneboring

Kjerneboring går ut på å bore seg inn til ønsket område i et fjell for å ta ut en direkte prøve. De fleste andre testmetoder beror seg på tolkning, det gjør ikke kjerneboring. Kjerneboring er en eksakt måte å få sett berget med det blotte øye uten å måtte sprengte seg inn. Kjerneboring er for eksempel eneste måte man får vurdert RQD (se kapittel 2.3.1). Kjerneboring kan være en dyr testform, men noen ganger er man helt avhengig av å se berget for å kunne vurdere oppsprekkingen, styrken og forvitringen. Dette er for eksempel når man bygger tunell i kjent svake områder og man vil kartlegge nøyaktig hva som ligger «foran» en. Da kan det være behov for å se på fjellet med det blotte øyet.

2.6 Stabilitetsanalyse

Det finnes hovedsakelig tre måter å beregne skråningsstabiliteten (7):

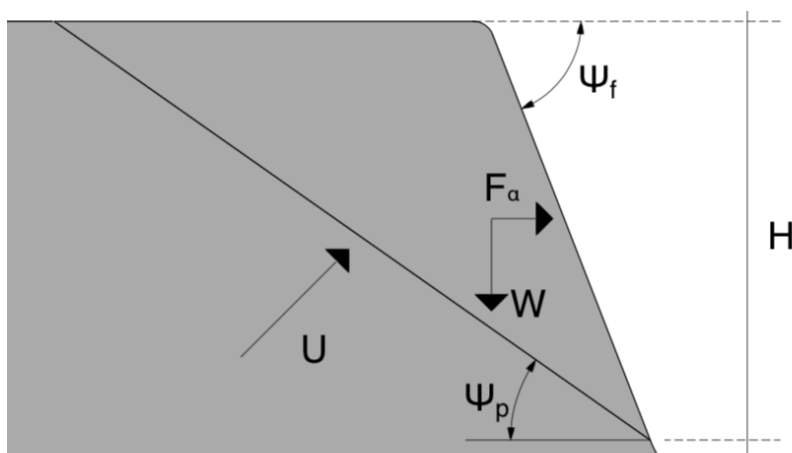
- Determisk analyse, med beregning av drivende og stabiliserende krefter, samt sikkerhetsfaktoren F som er forholdet mellom disse.
- Partialfaktormetoden, som bruker partielle faktorer for laster og materialer før man setter de drivende kreftene opp mot hverandre
- Probabilistisk analyse, som bruker dataprogrammer til å beregne og vurdere sannsynligheten for ras.

De to første analysemetodene går ut på å beregne likevekten. Likevektsberegning er enkel og oversiktlig og muliggjør raske vurderinger. De har allikevel sine begrensninger (8):

- Utglidningen antas å skje langs én flate.
- Det antas å være homogent materiale i hele skråningen.
- Analysen foregår todimensjonalt og tar ikke hensyn til kurvaturer i skråning.

Den determisk analysemetode med resulterende sikkerhetsfaktor var tidligere vanlig å bruke. EC.7 punkt 2.4.1(1) sier derimot at dimensjonering skal skje etter NS-EN 1990:2002 punkt 3.5(4) som i sin tur beskriver hvordan «dimensjonering bør oppfylles ved hjelp av partialfaktormetoden». Siden det videre i kapittelet i NS-EN 1990:2002 er beskrevet at alternativet er probabilistisk analyse, oppfattes setningen som skal og ikke bør. Altså, at alle beregninger «for hånd» skal foregå etter partialfaktormetoden.

2.6.1 Determisk analyse



Figur 10: Determisk analyse av skråning. Figur: modifisert fra Vegvesenet 2011.

Sikkerhetsfaktoren er definert som forholdet mellom de stabiliserende og drivende kreftene (7). De stabiliserende krefter som jobber for å holde berget på plass er friksjonen langs sprekkeplanet. De drivende kreftene som prøver å «rase» berget er vanntrykk, jordskjelvbelastningen, last på skråningstopp og tyngden av rasmassen. Ved tradisjonell likevekts-beregning gitt ved eksempel figur 10, er sikkerhetsfaktoren F angitt som:

$$F = \frac{(W \cos \psi_p - U - F_\alpha \sin \psi_p) \tan \varphi_a}{W \sin \psi_p + F_\alpha \cos \psi_p}$$

Der

$$W = \text{vekten til potensielle skredmassen} = \gamma_r \frac{H^2}{2} \left(\frac{1}{\tan \psi_p} - \frac{1}{\tan \psi_f} \right) \text{ (kN/m)}$$

$$\gamma_r = \text{bergmassens egenvekt (kN/m}^3\text{)}$$

$$H = \text{skråningshøyde (m)}$$

$$\Psi_p = \text{Helningsvinkel til utglidningsplan (}^\circ\text{)}$$

$$\Psi_f = \text{Skråningsvinkel (}^\circ\text{)}$$

$$U = \text{vanntrykket (se figur 8)} = \gamma_w \frac{H^2}{4 \sin \psi_p} \text{ (kN/m)}$$

$$\gamma_w = \text{vannets egenvekt} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$F_\alpha = 0,25 * W = \text{jordskjelvbelastning (kN/m)}$$

$$\varphi_a = \text{aktiv friksjonsvinkelen} = \frac{W \cos \psi_p - U - F_\alpha \sin \psi_p}{H / \sin \psi_p} \text{ (}^\circ\text{)}$$

2.6.2 Partialfaktormetoden

Utrekningen går ut på å bruke partielle faktorer for laster og materialer (8). Beregningen gjøres i prinsippet som følger (som videreføring av eksempel ved figur 10):

$$M_d > F_d$$

$$(W \cos \psi_p - U - F_\alpha \sin \psi_p) \frac{\tan \varphi_a}{\gamma_m} > W \sin \psi_p \gamma_f + F_\alpha \cos \psi_p \gamma_f$$

Der

$$\gamma_f = \text{partiefaktor for lasten}$$

$$\gamma_m = \text{partiefaktor for bergmaterialet}$$

Partiefaktorene er hentet fra EC.7, Tabell NA.A. 3 & 4.

Påvirkning		Symbol	Sett	
			A1	A2
Permanent	Ugunstig	γ_G	1,3	1,0
	Gunstig		1,0	1,0
Variabel	Ugunstig	γ_Q	1,5	1,3
	Gunstig		0	0

Tabell 3: Partialfaktor for påvirkninger.

Jordparameter	Symbol	Sett	
		M1	M2
Friksjonsvinkel	γ_{ϕ}	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	γ_c	1,0	1,25
Udrenert skjærstyrke	γ_{cu}	1,0	1,4

Tabell 4: Partialfaktor for jordparametere.

Dette betyr at ved eksempelet gitt i figur 10 vil faktorene ifølge EC.7 være:

$$\begin{aligned} W, U, V: & \quad \gamma_f = 1,0 \\ F_a, \alpha: & \quad \gamma_f = 1,3 \\ \text{Tan } \phi_a: & \quad \gamma_m = 1,25 \end{aligned}$$

I tillegg har man partiell for bolten som kan forventes brukt i utregningen:

$$T: \quad \gamma_r = 1,0$$

Stabilitetsanalysen har flere svakheter, men den største svakhet er at de ikke tar hensyn til spenninger i bergmassen. Spenninger kan være avgjørende for stabiliteten da de for eksempel kan åpne sprekker og endre dreneringsforholdene. Vann er en av dominerende drivende kreftene så en endring i dreneringsmønsteret vil påvirke stabiliteten i stor grad (8).

2.6.3 Datamodellering

Det har i de siste årene kommet flere bedre analyseprogrammer som kan hjelpe en med å vurdere og analysere skråningsstabiliteten, for eksempel Geo5. På grunn kompleksiteten analyseberegning kan by på finnes det gjerne flere underprogrammer for forskjellige type beregninger. Eksempelvis kan man ha et eget program for beregning av grunnvannsbevegelse, eget program for beregning av utløpslengden og eget program for skråningsstabiliteten.

Simuleringsprogrammer krever at man legger ulik informasjon ut ifra hva man vil beregne. Hvis man skal beregne utløpslengden, må man blant annet legge inn informasjon om underlaget i utløpsbanen. Hvis man skal beregne stabiliteten til enkeltblokker må man for eksempel legge inn eksakt størrelser på steinblokken. Det kan være en omfattende oppgave å modellere en skråning/fjellside inn i et simuleringsprogram. Det er derfor vanlig å skille mellom totalstabilitet og detaljstabilitet:

- Totalstabilitet: her ser man på stabiliteten i hele skråningen, og er den mest omfattende analysemetoden. Før har det vært vanlig å benytte seg av geografisk informasjonssystemer (GIS-modeller). GIS bygger på digitale terrengmodeller som ofte har en oppløsning på 25*25m – dette blir gjerne for grovt. Det har derfor i de siste årene blitt mer vanlig å benytte seg av LIDAR (Light Detection And Ranging). Dette er et verktøy som bruker laser til å bygge opp et detaljert bilde av en skråning med detaljer ned til 10*10 cm oppløsning.
- Detaljstabilitet: her ser man på et lokalt område – dette kan være området man har vurdert som et problemområde etter for- og feltundersøkelser. Dette er kanskje den mest brukte metoden for datamodellering. Sammen med håndberegninger, kan man med hjelp av detaljstabilitetssimulering vurdere skråningsstabiliteten med meget stor sikkerhet (8).

Det er som tidligere beskrevet flere usikkerhetsmomenter ved beregning av skråningsstabilitet, det samme gjelder ved beregning i datamodeller. Det er derfor vanlig også her å anta «worst case» når det gjelder for eksempel vanntrykk og sprekkeruheten (8).

2.7 Sikringsmetoder

Hensikten med sikringstiltak er å redusere faren for skader forårsaket av steinskred. Før man vurderer sikringstiltak må man derfor først vurdere verdien av det man skal sikre – hvor stor er konsekvensen av eventuelt skred (3). Ved sikring av bygg hvor det oppholder seg folk, er det selvfølgelig vanlig å sikre sånn at rasfaren forsvinner helt. For andre typer bygg hvor det kun er sporadisk, eller ingen, opphold av personer er det vanlig å sikre sånn at faregraden reduseres. Fysiske sikringstiltak skal bygges av materialer som krever minst mulig vedlikehold, og har lang levetid – dette for å spare penger. Som vist i figur 4 har man forskjellige områder i en skredbane. Derfor er det også forskjellige typer sikringstiltak man kan iverksette ut ifra hvilket område man vil sikre.

2.7.1 Sikring i utløsningsområdet

Med sikring i utløsningsområdet menes området i en skredbane der rasmaterialet stammer i fra. I utløsningsområdet har man to tiltak for sikring: enten å fjerne det ustabile fjellpartiet eller å sikre det fast permanent. Når man skal bestemme metode må det vurderes om man vil greie å fjerne det ustabile partiet uten at det skapes nytt ustabilitet parti under. De vanligste sikringsmetodene i utløsningsområdet er rensk, sprengning, spyling, bolting, nettsikring og sprøytebetong. Permanent sikring i utløsningsområdet betegnes som aktiv sikring.

Rensk

Spettrensk er en av de eldste, billigste og mest primitive metodene for sikring her til lands. Man skiller mellom manuell rensk (sikringspersonell med renskespett) og mekanisk rensk (rensk med maskiner). På grunn av variasjon i naturen er det vanlig at man kun gjennomfører manuell rensk. Dette gjøres av sikringspersonell med lang erfaring. Dette betyr også at området som skal renskes ikke bør være for stort da kraften som prøver å rive ned steiner er basert på ren muskelstyrke (7). Luftputer er vanlig å bruke hvor blokkene er for store for vanlig rensk, og samtidig for risikable til å sikre med vanlig vis (7). Putene føres inn i sprekker bak blokken, før så bli pumpet full av luft. Puten virker med en kraft på opptil 70 tonn i nedfallsretningen. Rensk er i dag en bransjestandard for sikring av fjellskråninger (7).

Sprengning

Sprengning er sikringsmetode som brukes hvor det er større område som skal renskes ned. Ved sprengning er det gjerne snakk om store volumer, det er derfor anbefalt å vurdere utløpsområdet for den sprengte steinen (7). Etter sprengning kan det ofte tenkes det blir stående igjen enkeltblokker, det bør derfor påberegnes litt tid til manuell rensk i etterkant.

Spyling

Spyling er en metode som går ut på å dumpe store mengder vann over et utvalgt ustabil område. Spyling foregår enten ved hjelp av helikopter, som løfter vann opp til området, eller ved hjelp av kraftige pumper som pumper vannet opp til angrepsområdet. Hensikten med spyling er delt:

- Jord og de mest løse blokkene blir skylt bort mens man har kontroll på nedliggende områder, man slipper dermed at dette materialet eroderes bort ved senere kraftig regnskyll når det ikke er full kontroll.
- Vannet graver bort jorden under blokkene sånn at det oppnås full heft mellom blokk underliggende materiale.

Spyling er et redskap som er vanskelig å beregne eller simulere. Et eksempel på dette er NVE sitt forsøk på å spyle ned fjellet Veslemannen. (Dette har ikke gitt resultater per 16. mai 2018).

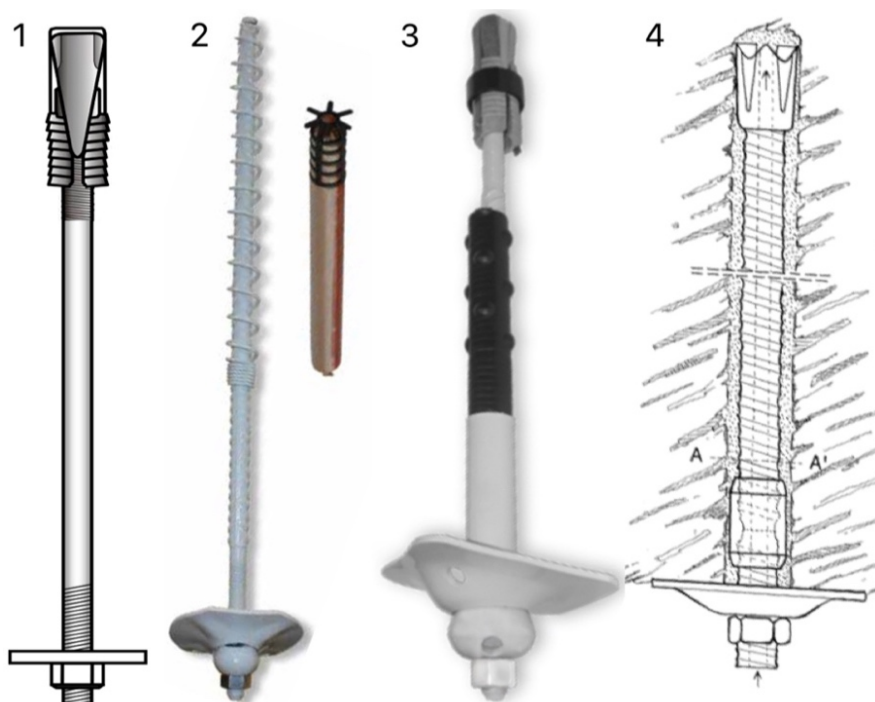
Bergforankring

Sammen med nettingsikring, er bolting den mest brukte aktive sikringsmetoden i ustabile fjellskråninger i Norge. Det blir ofte brukt bolter på steiner og blokker som ikke lar seg renskes ned. Bolting er en relativt økonomieffektiv sikringsmetode som, hvis gjort riktig, kan sikre i lang tid (7). Selv om det finnes utallige forskjellige typer bolter og stag er hovedtypene ofte nevnt som:

- Endeforankrede bolter: dette er den enkleste boltypen. Denne typen bolt brukes gjerne når det er behov for rask og midlertidig sikring, for eksempel arbeidssikring (7). Den kan også i enkelte tilfeller bli brukt som permanent sikring. Endeforankrede bolter er kanskje mest vanlig i tunneller men kan også være aktuelt i fjellskråningssammenheng (7). Denne type bolter festes med en mutter og to kileformede blad som presses mot veggen inne i borehullet (ekspansjonshylse). Endeforankrede bolter har dårlig

motstand mot korrosjon da den ikke er dekket av noen kappe, men ligger eksponert mot omgivelsene og den naturlige vannbevegelsen i fjellet.

- Innstøpte bolter: denne bolten blir kun brukt som permanent sikring. Borehullet blir fylt med sementmørtel før bolten blir innsatt. Bolten tar opp krefter der den er omgitt av mørtelen. Mørtelmassen armerer berget og lar bolten ta opp strekk- og skjærkrefter (7). Mørtelen fungerer også som en ekstra sikring mot korrosjon.
- Kombinasjonsbolter: Her kombinerer man endeforankrede bolter med innstøpte bolter i en og samme bolt, og får dermed kombinert de gode egenskapene fra begge typene. Mens ekspansjonshylsen tar opp last med øyeblikkelig virkning og gir arbeidssikring, tar mørtelmassen opp de største kreftene over tid og gir ekstra beskyttelse mot korrosjon. Bolten føres inn i borehullet og blir spent inn i fjellet, mens mørtelmassen blir gyst inn i ettertid gjennom et hull i halvkula i den ytterste enden av bolten. CT-bolt er kanskje den mest kjente kombinasjonsbolten.
- Borstangbolt: dette er bolter som kan skjøtes til ønsket lengde, gjerne over 6 meter, og som borer sitt eget hull med en borkrone i enden av staget. Borstangbolter brukes der det er behov for store forankringskrefter i for eksempel høye fjellskjæringer. Den brukes også i ekstremt dårlig bergmasser der man er redde for at hullet raser når man drar ut borstangen før montering av eventuelt bolt. Etter at bolten er spent inn blir staget gyst med mørtelmassen gjennom et langsgående sentrisk hull.



Figur 11: Hovedtyper av bolter til fjellsikring.

1: Endeforankret bolt (figur Ramboll AS).

2: Innstøpt bolt med polyesterpatron (figur Vik Ørsta AS).

3: CT-bolt (figur Vik Ørsta AS).

4: Borstangbolt (figur Huth & Wien Engineering).

Ved beregning av boltsikkerhet etter den determiniske metoden finner man som tidligere nevnt sikkerhetsfaktoren F. Sikkerhetsfaktoren for boltinstallasjonen gjennom eksempel på figur 12 gis etter følgende formel:

$$F = \frac{cA + [W(\cos\psi_p - \alpha\sin\psi_p) - U - V\sin\psi_p + T\cos\theta]\tan\phi_a}{W(\sin\psi_p + \alpha\cos\psi_p) + V\cos\psi_p - T\sin\theta}$$

Der

c = kohesjonen mellom massene langs utglidningsplanet (kPa).

A = bunnarealet av rasblokken = $(H + b\tan\psi_s - z)\operatorname{cosec}\psi_p$

W = vekt av rasmasse = $\gamma_r[(1 - \cot\psi_f\tan\psi_p)(bH + \frac{1}{2}H^2\cot\psi_f) + \frac{1}{2}b^2(\tan\psi_s - \tan\psi_p)]$

U = grunnvannstrykk langs utglidningsplanet = $\frac{1}{2}\gamma_w Z_w(H + b\tan\psi_s - z)\operatorname{cosec}\psi_p$

V = vanntrykk i vertikalsprekk = $\frac{1}{2}\gamma_w Z_w^2$

γ = egenvekt til henholdsvis vann og fjellmassen (kN/m³)

H = skråningshøyde (m)

Z = høyde av tensjonssprekken (m)

Z_w = vannhøyden i tensjonssprekken (m)

α = seismisk koeffisient

Ψ_p = Helningsvinkel til utglidningsplan (°)

Ψ_f = Skråningsvinkel (°)

Ψ_s = Skråningsvinkel på øvre nivå (°)

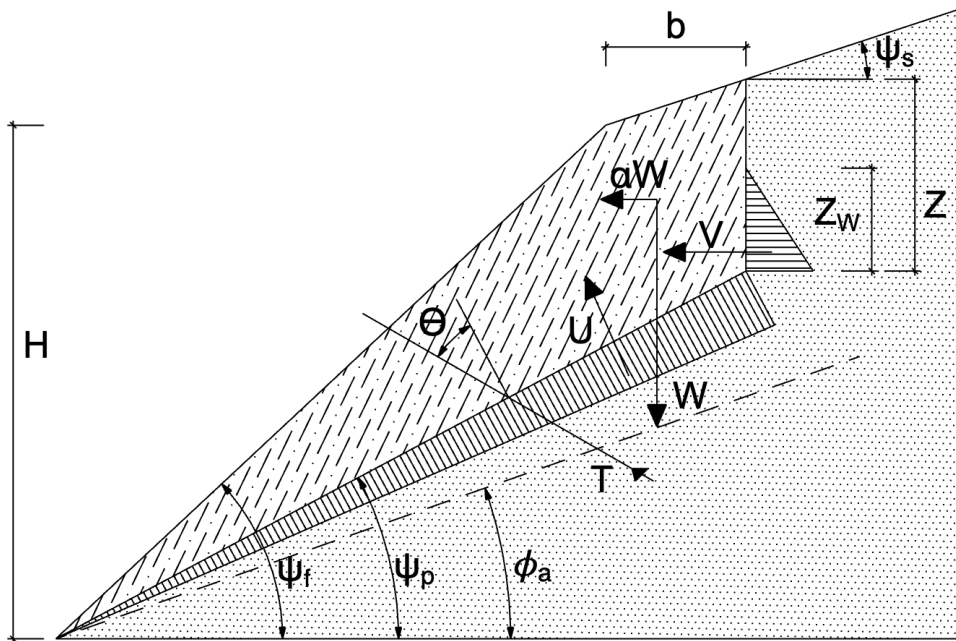
ϕ_a = aktiv friksjonsvinkelen = $\frac{W\cos\psi_p - U - F\alpha\sin\psi_p}{H/\sin\psi_p}$ (°)

θ = Vinkelen mellom boltstaket og normalen til utglidningsplanet (°)

T = Boltbelastning (kN/m)

b = bredde av øvre nivå

Vinkelen θ kan være avgjørende for hvor mye krefter boltene kan ta opp. Hvis boltene står vinkelrett på glideplanet får man rene skjærkrefter på boltene, noe de ikke er designet for. Boltene er designet for være sterkest i aksial retning (12). For at boltene skal ha størst effekt bør vinkelen θ være på 40-60°. Ankerbolter som skal ta opp krefter med en gang monteres så vinkelrett som mulig på overflaten da toppkula ikke er designet for et større vinkelavvik enn på 25° (12).



Figur 12: Bolt som stabiliserende tiltak der T er boltkraft. Figur: modifisert fra Rock slope Engineering 2004.

I henhold til 2.6.2 skal alle beregninger som gjelder skråningsstabilitet gjøres etter partialfaktormetoden. Beregningene gjøres i prinsippet som følger (7):

$$M_d = M_k / \gamma_m$$

$$F_d = F_k * \gamma_f$$

Hvor: F_d = dimensjonerende last

M_d = dimensjonerende styrke

F_k = karakteristisk last

M_k = karakteristisk styrke

γ_f = partiell faktor for last

γ_m = materialfaktor

For beregning av boltinstallasjoner gitt ut ifra eksempel i figur 12 vil man få følgende formel:

$$M_d > F_d$$

$$\frac{cA}{\gamma_m} + [W(\cos\psi_p - a\sin\psi_p) - U - V\sin\psi_p + T\gamma_r\cos\theta] \frac{\tan\phi_a}{\gamma_m} > W(\gamma_f\sin\psi_p + \alpha\gamma_{f1}\cos\psi_p) + V\gamma_f\cos\psi_p - T\gamma_r\sin\theta$$

Der partialfaktorene er gitt i tabell 3 og 4.

γ_f = partiellfaktor for lasten = 1,0

γ_{f1} = partiellfaktor for lasten = 1,3

γ_m = partiellfaktor for bergmaterialet = 1,25

γ_r = partiellfaktor for bolten = 1,0

Nettsikring

Nettsikring benyttes på alt fra oppsprukket fjell til naturlige fjellskrenter med steinblokker i alle størrelser. Man har flere forskjellige typer nettinger til forskjellige formål:

- Flettverksnett: dette er et finmasket nett, som mest blir brukt til å sikre mot småstein. Denne nettypen blir brukt i alt fra fjellskjæringer til skrenter. Flettverksnett kan også brukes innenfor stålringnett for å hindre at den minste steinen forserer nettingen.
- Steinsprangnett: dette er et litt grovere og kraftigere nett enn flettverksnettet, og blir for det meste brukt til å sikre mot mindre steinsprang. Nettet er dobbelttvunnet sånn at det ikke rakner selv om det skulle ryke på et enkelt punkt. På grunn av den store vekten et steinsprang kan påføre nettet, monteres det en gjennomgående wire nederst langs nettet hvor det kan samle seg opp stein fra steinsprang.
- Stålringnett: dette er den kraftigste formen for netting og brukes vanligvis der fare for større blokkutfall.

Felles for de forskjellige nettingtypene er at de som regel monteres tett inntil fjellet med bolter. Hvis det er ønsket kan nettingsikringen monteres sånn at den sikres mot is-nedfall. Da monteres gjerne nettingen i litt avstand fra fjellskjæringen eller -veggen (8).

Sprøytebetong

Selv om man assosierer sprøytebetong med tunneldriving er det relativt vanlig å bruke betong i fjellskråninger. Man skiller mellom armert og uarmert betong, den armerte versjonen er å foretrekke til utendørs bruk da den har økt toleranse for eksempelvis oppsprekking på grunn av frostsprengning. Betongen kan brukes der det er meget svakt eller oppsprukket berg. Når man bruker betong i fjellskråninger må det bores drenshull gjennom sprøytebetongen sånn at det ikke bygger seg opp vanntrykk på innsiden av sprøytebetongen (7). Drenshullene vil også motvirke frostsprengning.

Drenering

I tillegg til problemene beskrevet i 2.4.2 og 2.2.2, kan vannet redusere friksjonsvinkelen til skråningen. Hvor slike problemer oppstår, kan man lede vannet bort på fra skråningen sånn at man får drenert vekk vannet (7).

Forsiktig sprengning

Skråningsustabilitet er ofte knyttet til sprengningsskader på steinen bak overflaten (5). Ustabiliteter som har blitt til på grunn av sprengninger strekker seg som regel fra overflaten og 5-10 meter inn i fjellet. Sprekkene fra skadene kan over tid for eksempel bli fylt av vann og skape drivende krefter for et ras. Forsiktig sprengning kan derfor være et viktig stabiliserende tiltak.

I tillegg kan det være flere løsninger for å oppnå god stabilitet. En av dem er å designe sprengningen sånn at man får en fin endelig vegg. I tillegg kan man bruke kontrollerte sprengningsmetoder som sømboring og putesprengning:

- Sømboring; metoden går ut på å bore mange mindre og uladete hull der skjæringen skal være. Tomrommet i hullene vil være med på å dempe sjokkbølgen, samtidig gi en stabil og ren skjæring.
- Putesprengning; metoden går ut på å la den bakerste raden stå igjen og bli sprengt til slutt. Hullene blir også en del mindre ladet (5). Fordelene med denne metoden kontra sømboring er at den er billigere siden man slipper å bore mange hull.

Forsiktig sprengning kan også være med på å redusere rystelsene (5).

2.7.2 Sikring i skredløpet

Hvis for eksempel løseområdet viser seg å være vanskelige tilgjengelig eller ikke hensiktsmessig å sikre, kan man vurdere å la steinsprang og skred oppstå, og heller sikre i skrednedløpet. Man gjennomfører da tiltak som fagner opp eventuelle steinmasser langs løpet til skredet. Fanggjerd, -voller og -murer er de vanligste sikringstiltak i skredløp. Denne type sikringstiltak er passive sikringstiltak. Dimensjoneringen av sikringstiltak i skredløpet skjer med tanke på blokkenes mulige størrelser, fart, rotasjon og energi. Her brukes det som regel simuleringsmodeller til dimensjoneringen.

Fanggjerd

Fanggjerd er gjerdet som er bygd opp av kraftige stolper og nettinger. Fanggjerd har den fordel at den kan plasseres i bratt terreng med trang plass, der aktiv sikring ville vært ugunstig. Fanggjerd dimensjoneres til å ha større energikapasitet enn det blokker og steinmasser eventuelt vil ha.

Plassering av fanggjerdet baseres på analyser av potensielle skredløp i for eksempel simuleringsprogrammet Rocfall. Her kan man se hvor man med størst sannsynlighet kan fange opp størst andel av en potensiell rasmasse. Normalt plasseres et fanggerde i nedre del av et skredløp, det må allikevel settes opp en buffersone mellom gjerdet og sikringsobjektet da gjerdet kan få en stor deformasjon når det blir truffet av massen. Det finnes i dag fanggjerd med kapasitet på 8600kJ – tilsvarende en 1600 kg tung bil i 350 km/t.

Fangvoller

Hvis et sikringsobjekt ligger i et utløpsområde bestående av ur, kan det nåes av sprettende stein. Disse kan stoppes av enten fanggjerd eller -voller. Hvis plassen tillater det, og man har tilgang til løsmasser/steiner, kan man gjerne bytte ut fanggjerd med en fangvoll. En fangvoll er som regel rimeligere enn et fanggerde, og er kanskje heldigere estetisk. Fangvoller må også dimensjoneres korrekt, med spesielt fokus på at steinen ikke ruller over vollen. Fangvollene vil derfor ofte å ha en bratt helning mot oppoverbakken (7).

Fangmurer

Fangmurer dimensjoneres som regel som en fangvoll, bare at den er uelastisk.

2.7.3 Overvåkning

Overvåkning har i hensikt å varsle så tidlig som mulig sånn at man får evakuert områder hvor det kan være fare for liv i tide. Overvåkning har også til hensikt å gi en mulighet til å se trender i bevegelser, og dermed hjelpe en i å bestemme sikringstiltak (7). Det skilles mellom overvåkingsanlegg og varslingsanlegg.

Det finnes flere forskjellige typer overvåkningsmetoder, avhengige av hva hensikten med overvåkningen er. Hvis formålet er se deformasjoner i overflaten er de vanligste metodene:

- GPS: man bruker GPS-satellitter i samarbeid med fastmonterte basestasjoner til å gi millimeters nøyaktighet. Man monterer mottakere på flere steder i en fjellside som gir direkte endringer i koordinater kontinuerlig. I forbindelse med innledende undersøkelser av et område er periodiske GPS-målinger vanlig å bruke (7).
- Laser: lasere baserer seg på bruk av elektromagnetiske stråles som sendes ut fra kjent punkt og reflekteres i prismer som kan festes på ønsket områder. Nøyaktigheten med lasermåling er på $\frac{1}{10}$ mm. Strålene sendes ut fra totalstasjoner som måler både vinkler og avstander. LIDAR er en form for lasermåling.
- Radar: ved radarovervåkning sendes det ut radiopulser som reflekteres av terrengoverflaten. Det kreves derfor bart berg for å få gode resultater. Radarmålinger krever ikke utsettelse i analyseområde, og kan benyttes både fra bakke, fly og satellitt (7). Metoden kan brukes til å måle mye større områder, spesielt hvis man benytter seg av satellittradar.

Hvis man har som formål å overvåke bevegelsene i sprekker er de vanligste metodene:

- Crackmeter: dette er en avstandsmåler som monteres over et mindre sprekkesystem (maks 30 cm). Instrumentet ser ut som en hydraulisk sylinder og måler endringer i sprekkeavstanden.
- Inclinometer: Dette er en elektronisk libelle som måler endring i vinkelen og vinkelendringen mellom to punkt, og dermed også avstandsendringer.
- Ekstensometer: dette er i prinsippet et mye større crackmeter. Det kan måle sprekkeendringer opp mot 100 cm.

3 Forundersøkelser

Videre vil rapporten dreies mer inn på selve problemstillingene knyttet til tomten.

3.1 Prosjektstadier

3.1.1 Prosessrekkefølge

Ved bygging av anlegg i eller på berg utføres undersøkelser trinnvis. Hovedsakelig deles undersøkelsene inn to situasjoner. Før bygging og under bygging. Også kalt «berget er ikke åpnet» og «berget er åpnet». Konseptstudier, gjennomførbarhetsstudier og detaljundersøkelser gjøres før berget åpnes. Undersøkelser som gjøres når berget er åpnet er hensiktsmessig å referere til som utsatte forundersøkelser i denne rapporten (8).

3.1.2 Konseptstudier

Dette er den innledende fasen i et prosjekt der man vurderer ulike prosjektoalternativer opp mot hverandre. I dette prosjektet har man ikke vært innom denne fasen da den er mest aktuell for mye større prosjekter, der flere alternativer faktisk kan vurderes opp mot hverandre. For større prosjekter der dette er aktuelt handler fasen om å skaffe grunnleggende kunnskap om grunnforholdene. Dette brukes videre til å identifisere hovedutfordringene. Resultatene fra denne fasen vil danne utgangspunkt for neste fase.

3.1.3 Gjennomførbarhetsstudier

I denne fasen må viktige beslutninger tas. Det er her en geolog kan studere kart, flyfoto, rapporter, gjøre feltkartlegging av nøkkelpunkter og ta befaring på nærliggende anlegg for å avgjøre nettopp gjennomførbarheten av prosjektet. Behov for videre undersøkelser må og kartlegges i denne fasen.

I prosjektet som omtales i denne rapporten har gjennomførbarheten blitt avgjort før denne fasen, og gjennomførbarhetsstudiene har blitt brukt til å bekrefte at prosjektet kan gjennomføres. Måten det har foregått på er med god lokal kjennskap til grunnforholdene fra eiendomsutvikleren sin side. For større prosjekt vil det være svært risikabelt å avgjøre ting på denne måten.

3.1.4 Detaljundersøkelser

Etter innledende kartlegging er gjort, starter detaljundersøkelsene. I denne fasen stilles det strengere krav til kvalitet og man skal ende opp med det «endelig design». Man har og som målsetning å avklare alle forhold som kan skape problemer for prosjektet. En viktig del av denne fasen er detaljert ingeniørgeologisk kartlegging. Feltundersøkelsene derfra kan omfatte geofysikk, boring, prøvetaking samt laboratorietesting i ettertid.

Alle relevante ingeniørgeologiske forhold bør beskrives i sluttrapportene. Rapportene bør også inneholde vurderinger av stabilitetsforhold og spesielle utfordringer knyttet til sprenging og sikring. Det er hensiktsmessig at en egen rapport, også settes sammen med formål å inngå som en del av anbudsdokumentene. For det aktuelle prosjektet ble det utstedt ett notat fra Multiconsult etter detaljundersøkelsene der forslag til sprenging og sikring ble beskrevet. I notatet ble det poengtert at noen undersøkelser må utsettes til etter at berget er rensket.

3.2 Forhold som kartlegges i felt

Løsmassene

For å ha kontroll på bergoverdekningen må løsmassene kartlegges. Løsmassene i seg selv kan utgjøre en betydelig trussel ved inngrep i berget dersom stabiliserende faktorer reduseres. For tomter der det skal sprenges inn i er det spesielt viktig å kartlegge løsmasstype og løsmassemektighet. En utfordring kan være å forhindre at løsmassene raser ned i tomten (8).

Bergartene

Materialenes styrkeegenskaper i skråningen er av stor interesse ved stabilitetsanalyser og ved bygging på tomten. Bergartenes styrke og hardhet kan variere. Kjennskap til hardhet og slitasjeevne kan være nødvendig å vite ved bearbeiding, som boring, sprengning og opplasting av økonomiske grunner. Videre bruk av utsprenge masse kan og avgjøres på bakgrunn av styrkeegenskapene. Dette gjelder spesielt om massene skal benyttes til f.eks. vegbygging. Da vil motstandsevnen mot slitasje og nedknusning være viktig (8).

Oppsprekning

Etter sprengning i en stabil skråning endres de stabiliserende kreftene. På en tomt i en skråning der det skal bygges terrasseblokker sprenger man gjerne ut foten til skråningen for å få bygget lengre inn i terrenget. Bergmassene har oppsprekking som gjør de til et diskontinuerlig materiale. Stabiliteten og sikkerheten mot utglidning av stein og blokker vil reduseres etter at skråningsfoten er sprengt bort. Sprekkes orientering og karakter vil avgjøre hvilke tiltak som må iverksettes for å gjenopprette sikkerheten mot nedfall av enkeltblokker og steiner.

Vannforhold

Ved tunneldriving kan vannforholdene i berggrunnen ha stor innvirkning og skape konsekvenser for omgivelsene. Konsekvensene er størst ved grunnvannssenkning i bebygde områder med tanke på setningskader (8). Vannforholdene vil og i mange tilfeller ha mye å si for stabilitet i skråninger (beskrevet i 2.2.2 og 2.4.2).

3.3 Utsatte forundersøkelser

Feltundersøkelser som gjøres før byggestart er gjerne preget av at man trenger mer informasjon om hva berget skjuler lengre ned. I et prosjekt med lav kompleksitet kan flere av forundersøkelsene utsettes. Det gjelder særlig undersøkelsene som trengs for å avgjøre de endelige sikringstiltakene. Da slipper man gjerne å fordyre prosjektet med kompliserte prøvemethoder og heller se hvordan berget utfolder seg mens man sprenger seg innover.

Et faremoment med å utsette for mye til man er i gang, er imidlertid sikkerheten under bygging. Etter at berget er rensket kan man foreslå hvilke sikringstiltak som er aktuelle å iverksette før og under sprengning. Det er og bedre muligheter for å kartlegge oppsprekkingen i berget etter at løsmassene er fjernet. Oppsprekkingen vil i stor grad avgjøre de endelige sikringstiltakene for selve berget.

4 Undersøkelse av skråning

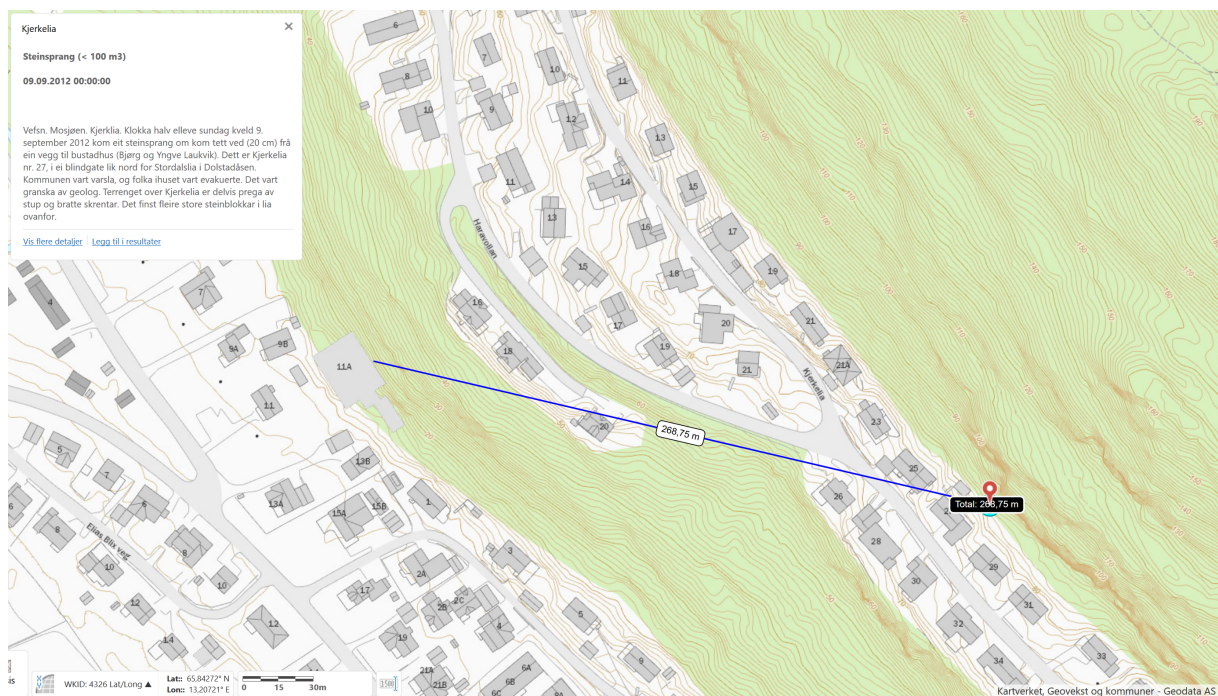
4.1 Gjennomførbarhetsstudie

4.1.1 Tidligere arbeid

Det er ikke utført noe tidligere arbeid i området som er dokumentert.

4.1.2 Skredaktivitet i området

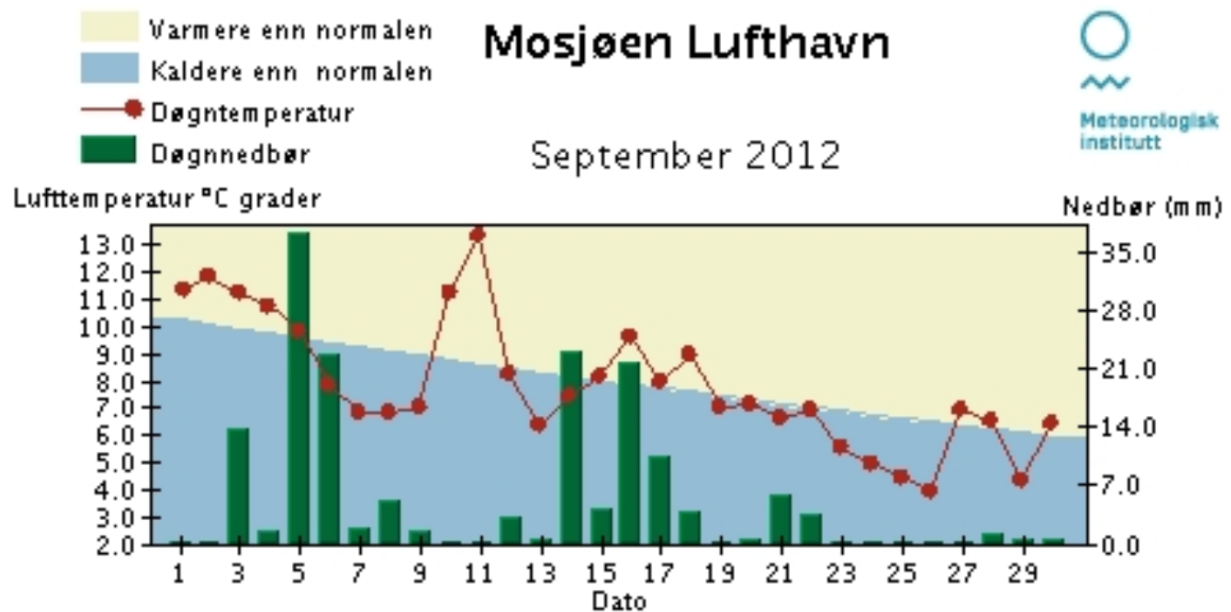
Fra www.skrednett.no kan det leses at kun ett skred har blitt registrert i nærheten. Det er registrert flere hendelser i samme fjellformasjon, men disse virker å ha feil plassering i kart da det refereres til en ikke-eksisterende tunnelmunning, og neppe kan regnes som pålitelig. Konklusjonen blir derfor at det kun er nødvendig å konsentrere seg om den ene reelle hendelsen fra www.skrednett.no i det videre arbeidet.



Figur 13: Avstand fra prosjektets tomt til skredhendelsen i 2012. Figur: skrednett.no

Det tidligere skredet skjedde 9. september 2012. Størrelsen var under 100m^3 , som kategoriserer det til steinsprang. Etter et intervju av en nabo kom det fram at det også tidligere hadde gått flere mindre sprang (13). Naboene hadde klaget disse mindre hendelsene inn til Opplysningsvesenets fond. De eier både tomtene til husene og fjellskrenten bak. Klagerne hadde et håp om at sikringstiltak skulle bli utført. Klagerne førte aldri til noe konkret før

hendelsen 9/9 2012. Den største blokken som kom ned fra fjellet var omentrent 1m³ i størrelse og stoppet bare en meter fra husveggen i Kjerkelia 27. Hendelsen resulterte i at Opplysningsvesenets fond utførte sikringstiltak i fjellskrenten bak de berørte husene.



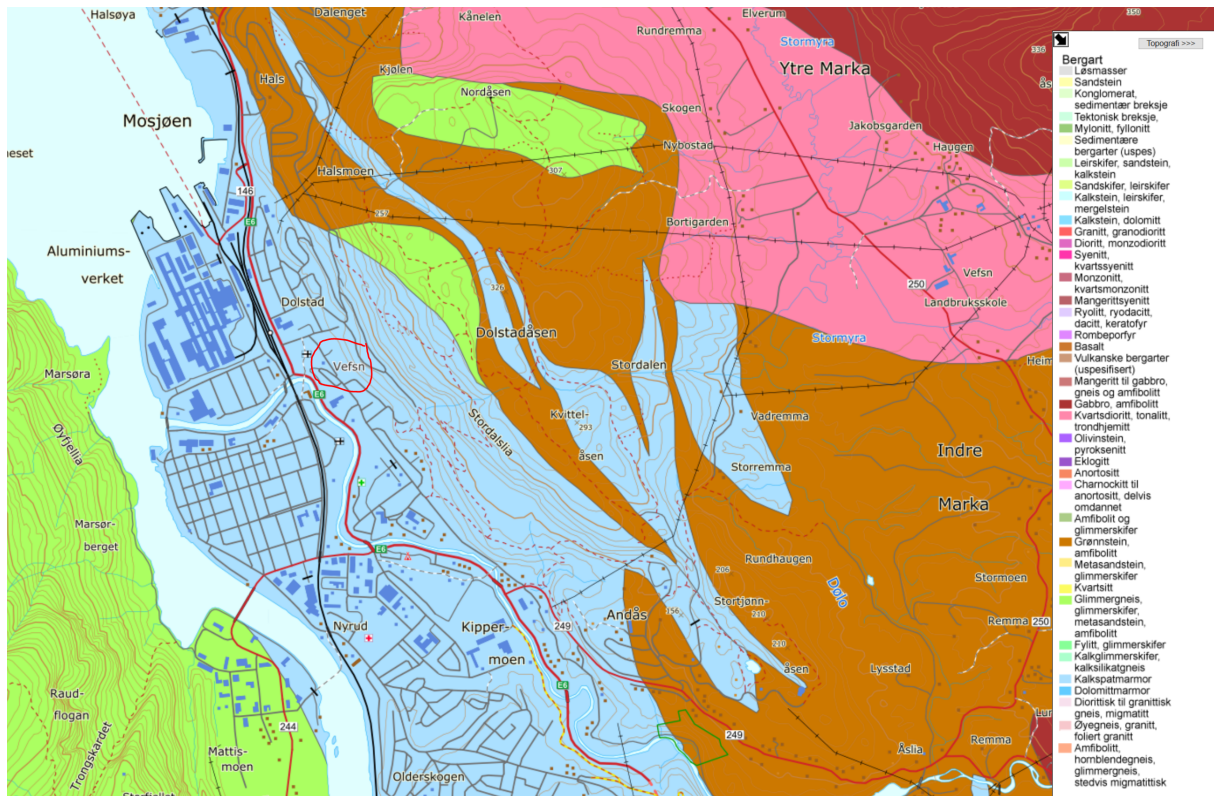
Figur 14: Værdata for september 2012 (14). Figur: eKlima.no

Værdata fra september 2012 viser at det på den aktuelle dagen ikke var noe vær utenom normalen.

4.1.3 Geologi

Geologien i Mosjøen og Helgeland bærer preg av den kaledonske fjellkjedefoldingen som fant sted for omkring 400 millioner år siden. Dette beltet, som strekker seg fra Irland, består av sterkt omvandlede bergarter (15). Skifer og kalkstein ble presset sammen og omdannet til blant annet glimmerskifer, marmor, forskjellige typer gneis – i tillegg til andre bergtyper.

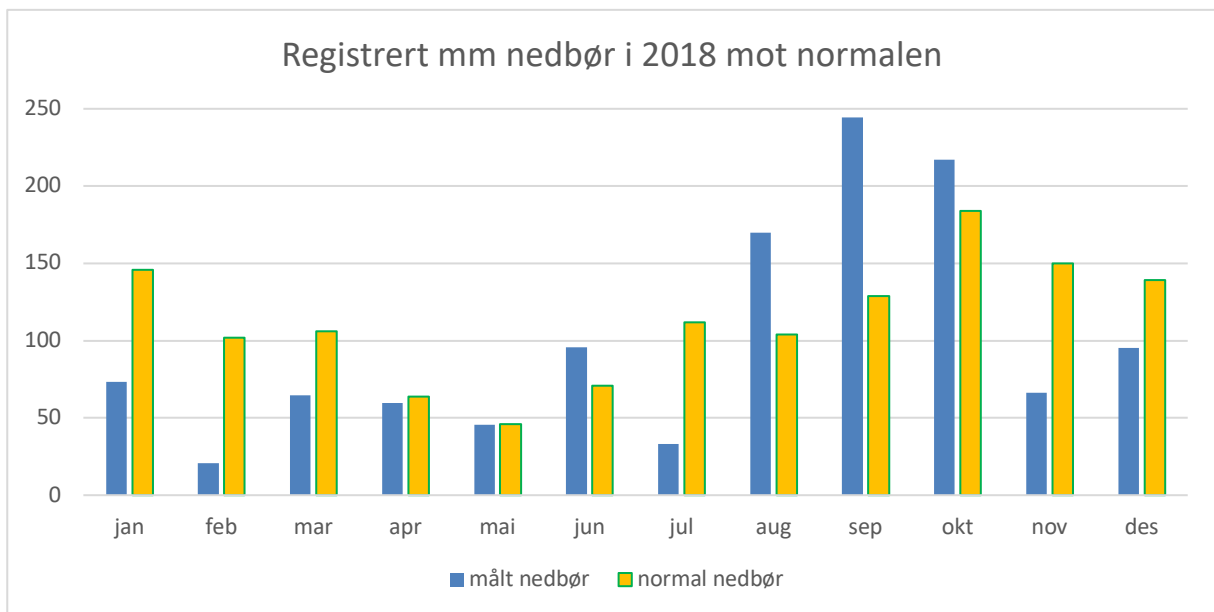
Fra berggrunns kart til NGU kommer det frem at området består av kalkspatmarmor. I områdene rundt viser kartet at det er glimmer, gneis og basalt. Kalkspatmatmor på denne lokasjonen ble målt til en egentetthet på 26 KN/m³.



Figur 15: Berggrunskart overt Mosjøen. Figur: NGU.

4.1.4 Nedbør og klima

Det ble i 2018 registrert totalt 17,3% mindre nedbør mot normalen.



Tabell 5: Registrert nedbør i Mosjøen i 2018 mot normalen. Data er hentet fra eKlima.no.

Selv om det var mindre nedbør over året, var det større totalnedbør i enkelte måneder og flere dager med ekstremnedbør. Dette er i samsvar med funn gjort av Geoextreme (6), som mener at man kan forvente tørrere klima i årene som kommer, men med mer ekstremnedbør. Dette kan gi ustabiliteter i fjellskråninger hvis grunnen ikke greier å ta unna vannet. Skråningen ligger i et område som har god infiltrasjonsevne.



Figur 16: Infiltrasjonsevnekart. Figur: NGU.

4.1.5 Stabiliserende faktorer

Skogen i og rundt skråningen vil være stabiliserende med sine røtter som binder fuktighet og binder de løse massene sammen. Skogen vil og være til hindring for steiner som potensielt kan rulle nedover skråningen på vei mot nedenforliggende hus.

4.2 Detaljundersøkelse

4.2.1 Første befaring

Første befaring ble gjort 14. februar 2019, før gravemaskiner begynte å ta av løsmassene på berget. Temperaturen var 6 grader og det regnet voldsomt. Tomten var allerede avskoget på dette tidspunktet, og observasjoner gjort på vegetasjon gjelder i skråningen ovenfor tomten.

Løsmassene

Skråningen ovenfor tomten er stort sett dekt med vegetasjon og trær. På enkelte steder mangler vegetasjon, og berget er synlig. På disse stedene finner man også vertikale bergvegger. Løsmassene består hovedsakelig av jord med en tykkelse på 10 – 30 cm. Noen steiner ligger oppå vegetasjonen og indikerer ferske steinsprang av relativt små størrelser. Noen steiner er og dekt med mose som indikerer litt eldre steinsprang. Steinene indikerer altså at steinsprang forekommer med jevne mellomrom (16).

Ved å studere vegetasjonen mer nøye kunne man observere at trær rundt tomten var stort sett uskadd og ikke var bøyd. Trær med bøyd stamme kan indikere at det er sig i bakken. Trærne vil da sakte forsøke å rette seg opp i terrenget etter hvert som terrenget siger, og bøy på stammen oppstår. Bøy kan også komme av snøtrykk (16).

Bergartene

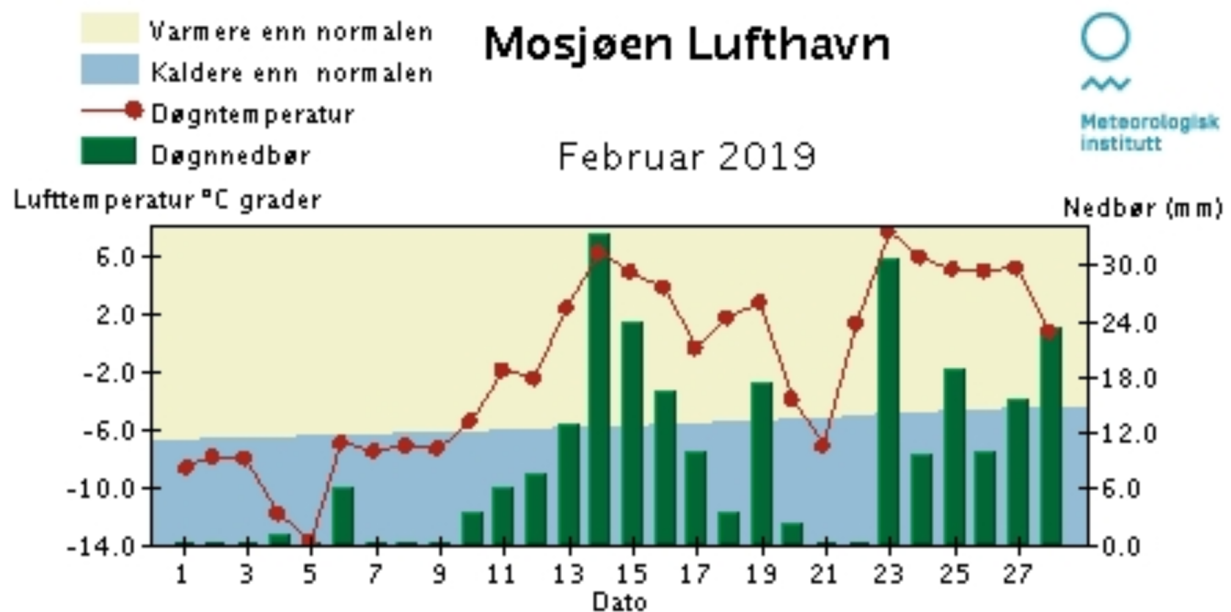
Der berget var fremme i dagen kunne man observere bergartene. De virket å bestå av mye porøs kalkstein. Ifølge NGU sine kart ligger tomten i et område på grensen mellom kalkspatmarmor og basalt. Ved bruk av en jernstang ble det hamret rundt om på det synlige berget for å høre hvordan berget responderte. Det ble observert en hul lyd i de aller fleste tilfeller. Berget virket å være foliert.

Oppsprekking

På grunn av få blotninger var det vanskelig å definere sprekkesystemet før løsmassene var fjernet. De få blotningene viste en trend av to sett vertikale sprekker med strøkretning NØ og fall mot SØ, samt strøkretning SV med fall mot NV.

Vannforhold

Ingen overflatevann ble observert. Det ble antatt at løsmassene var mettet av vann på grunn av kraftig snøsmelting i ukene før og alt regnet denne dagen. Fra værdata hentet fra eklima.no kan man lese at nedbøren denne dagen var på 33,4 mm.



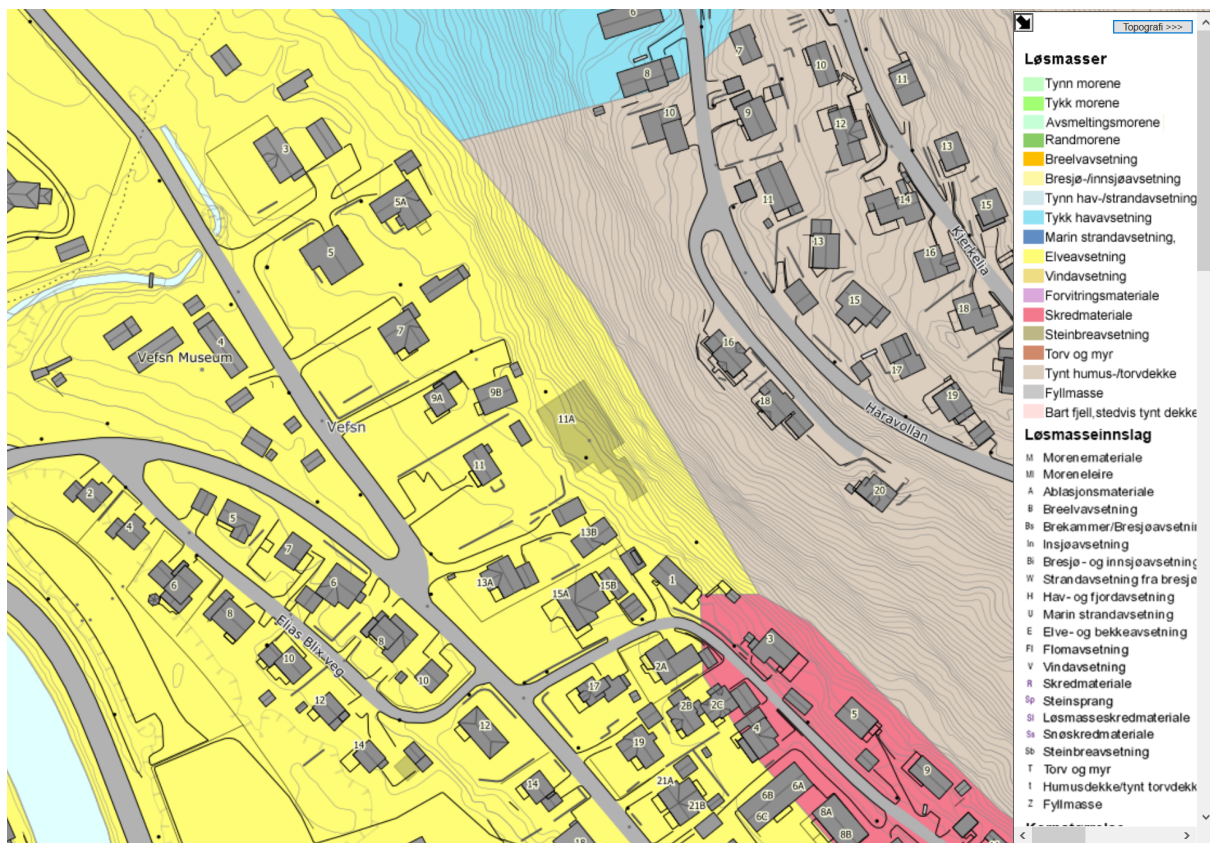
Figur 17: Værdata for februar 2019. Figur: eklima.no

4.2.2 Andre befaring

Befaring ble gjort 27. februar 2019. Temperaturen var ved nullpunktet og svak nedbør preget luften. Gravemaskinene var på dette tidspunktet ferdig med å fjerne løsmassene fra berget. Mye av løsmassene var også kjørt bort. En mer egnet fyllmasse var kjørt inn på tomten. Denne fyllmassen skulle brukes til å fylle opp tomten slik at boreriggen kunne få tilgang til de øvre delene av tomten der den skulle bore for sprengning og sikring. Derfor var fortsatt den nedre delen av tomten tildekt med masser.

Løsmassene

Løsmassene ovenfor tomten var fortsatt intakt og nå kunne man tydelig se at tykkelsen varierte veldig. I følge løsmasse kartet til NGU skal nedre del av tomten bestå av elveavsetninger mens den øvre delen er tynt humus-/torvdekke.



Figur 18: Løsmassekart. Figur: NGU

Bergartene

Under denne befaringen kom det tydelig frem at kalkspatmarmoren ikke var av ren type. Den kan inneholde glimmer, svovelkis og bergarter som dolomitt og basalt. Boreriggen var i drift denne dagen, og borhastigheten kunne observeres til å være på omentrent 150 cm/min.

Oppsprekking

Berget fremstod som meget oppsprukket og forvitret. Det var derfor i starten vanskelig å definere noen tydelige hoved-sprekkesystemer. Det kunne se ut som fjellets oppsprekking bestod av plyhedriske blokker. Et sprekkesystem ble derimot observert med strøk i NV retning og med fall i SV retning. Fallvinkelen ble målt til 10 – 20°. Dette sprekkesystemet vil bli lagt til grunne for videre beregninger da det gir de mest kritiske utfordringene med tanke på sikring. Sprekkesystemene som ble observert på første befaring ble på bakgrunn av de nye observasjonene ansett som irrelevante.



Figur 19: Sprekke-systemer. System 1 vil bli brukt videre.

Vannforhold

Det rant en liten bekk ned langs berget på befaringstidspunktet. I værdata hentet fra eklima.no kan det leses at nedbøren denne dagen var på 23,4 mm. Værdata viser også mye nedbør i dagene før befaringen. Man kan derfor anta at løsmassene ovenfor tomten var mettet og at overskuddsvann var det som dannet bekken. Plasseringen av bekken ble sammenlignet med sprengningsplanene og konkluderte med at den befant seg i akse 4-1.



Figur 20: Observasjon av rennende vann i skråning.

4.3 Farevurdering av tomta

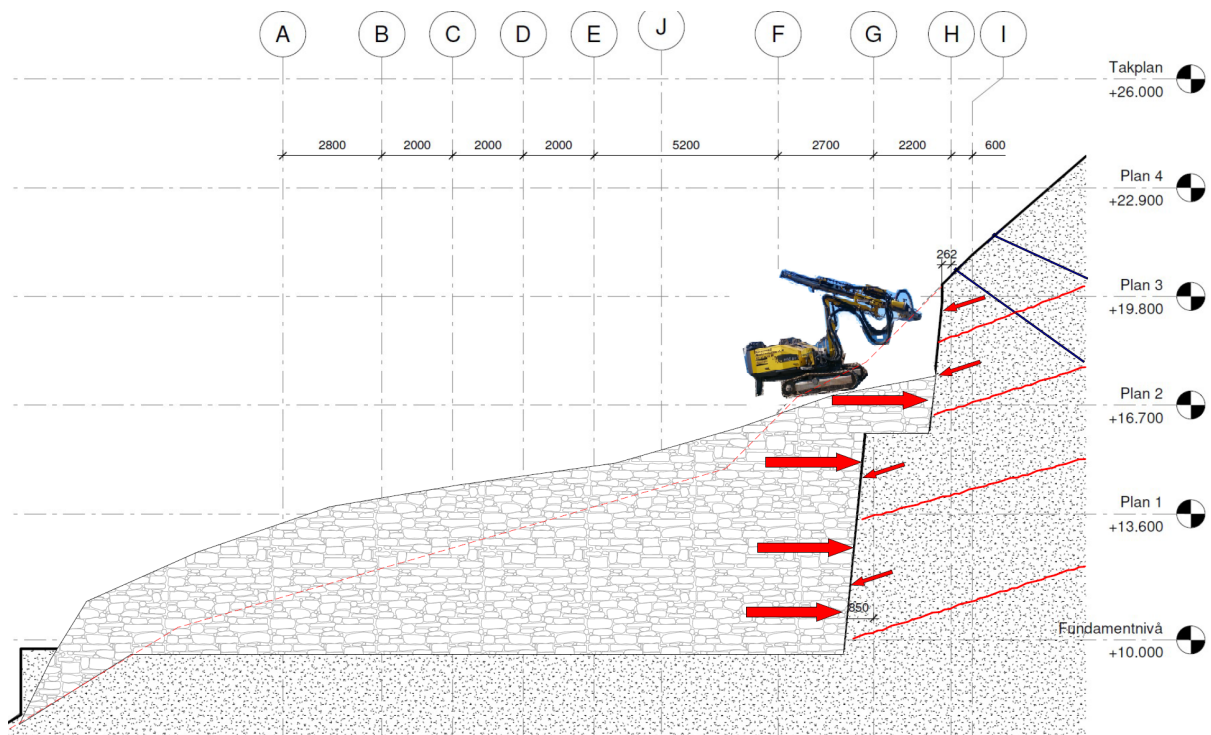
På grunn av manglende løsmasser til å oppta overflatevann, kan det være større fare for at sprekker kan fylles med vann. Det gjelder spesielt i akse 4-1 der det ble observert en bekk som rant ned langs berget. Videre vil det derfor bli langt spesiell vekt på høy vannstand i tensjonssprekker ved beregninger av stabilitet. Fare for iskjøving er også tilstede i fremtiden (17) (18).

4.3.1 Vurdering og tiltak

Under arbeidet

På grunn av det bratte terrenget kan det være lite hensiktsmessig å fjerne massene etterhvert som man sprenger seg inn mot det som skal blir den ferdige skjæringen. Isteden foreslås det at man benytter seg av en mindre borerigg og bruker de sprengte massene som en kjørebane oppover i terrenget til de høyere punktene. Disse massene kan også stabilisere skråningen før den permanente sikringen kommer på plass. Sikringen monteres da etter hvert som den sprengte massen gradvis blir fjernet.

Det kan være en stor fordel å forbolte i deler av skråningen før sprenging, for å unngå at fjellmassene beveger seg, før permanent sikringen er på plass (5). Om man tillater berget å bevege seg vil man miste mye av den naturlige friksjonen mellom glideplanene. Dersom de sprengte massene blir liggende igjen til det øverste partiet er sprengt ut, vil forbolting bare bli nødvendig på den øverste delen av skråningen. Dersom de sprengte massene blir liggende igjen til det øverste partiet er sprengt ut, kan forbolting bare bli nødvendig på den øverste delen av skråningen.



Figur 21: Bruk av sprengt masse til å stabilisere skråning.

5 Resultater

5.1 Vurdering av mulige sikringstiltak

Bygget som skal bygges i bunnen av skråningen skal dimensjoneres slik at det møter kravene til sikkerhetsklassen mot skred S2, etter forskriftene i TEK17 §7-3 (2). Forskriftene krevet at den årlige faren for skred skal være mindre enn 1/1000 – en nominell årlig skredfare på 0,1%. Siden bygget vil ligge delvis i skredløpet og utløpsområdet, må fjellskråningen sikres permanent i løsneområdet.

Etter vurdering av lignende saker med omfang av samme art, vurderes rensk og bolting som de best egnede tiltakene for å stabilisere fjellskråningen. I denne problemstillingen kunne det også vært muligheter for å bruke nett til å sikre blokkene. Det vurderes at blokkene er for store og tilfeldig spredt til at det ville vært fornuftig å benytte seg av nettsikring.

Den ferdige konturen, etter sprenging, kan med fordel planlegges å være så intakt som mulig for å minske risikoen for utfall av steiner og blokker. Sprengningsplanene er basert på pallsprenging/flåssprenging, der man begynner ytterst og sprenger seg innover. Ifølge tegningene skal den ferdige skjæringen være opptil 10 meter høy.

5.1.1 Drenering

For å unngå nevnte stabilitetsproblemer ved potensielle tilstedeværelse av vann kan det vurderes om skråningen kan dreneres. Ved drenering kan man også minimere faren for iskjøving. Det finnes ulike måter å drenere en skråning på, for eksempel grunnvannssenking og avledning. Siden det ble observert en bekk i fjellskjæringen under befaringsnummer to, kan det derfor anbefales at man drenerer bort overflatevannet fra oversiden av skråningen. Dette kan være et relativt enkelt og billig tiltak sammenlignet med for eksempel grunnvannssenking (5). Ved bygging må man unngå å forverre skråningens eget naturlige dreneringsmønster.

5.1.2 Rensk

Eksempel på masser som bør fjernes i en rensk kan sees på bildene under. Her kan man tydelig se blokker som ligger ugunstig til, de ligger stort sett ovenfor fjellskjæringen. Man kan også se blokker som allerede har falt ned. Størrelsene var på rundt 40*40*40cm.



Figur 22: Eksempel på problemområde hvor det er behov for rensk.



Figur 23: Eksempel på blokk som har falt ned.

Ved rensk bør mesteparten av de løse massene og steinblokkene fjernes, sånn at man når ned til fastere fjell. Det vil i dette tilfelle medføre at man også må fjerne en del kratt og skog. Man skal allikevel passe på så man ikke fjerner mer skog enn nødvendig, da trærne og røttene har en stabiliserende effekt på skråninger (19). Blokkene som ikke lars renskes ned bør sikres permanent fast i skråningen ved for eksempel nettingsikring.

5.1.3 Bolting

På grunn av blokkenes størrelser, geometri og omfang blir det vurdert at bolting er det beste alternativet til sikring. Som beskrevet i kapittel 4 vurderes det at arbeidssikring er fordelaktig å montere på de øverste delene av skjæringen. Permanent sikring med bolter som kan ta opp krefter med en gang monteres samtidig som man fjerner sprengte masser nedover i terrenget. Eksempel på bolter er CT-bolten og endeforankrede bolter. Fordelen med CT-bolten er at den kan ettergyses og dermed også ta opp enda større krefter enn en endeforankret bolt. En CT-bolt vil også være mye bedre rustet mot oksidasjoner enn bolter som ikke har noen korrosjonsbeskyttelse.

I Norge har det i mange år vært sagt at sikringsbolt må stikke minimum 1 meter inn i fast fjell (12). I kapittel 5.3 vil det allikevel være fokus på beregninger som viser hvor stor bruddkapasitet boltene må ha, i tillegg til hvor mange bolter det er behov for, for å unngå ras.

5.2 Bakgrunn for resultater

5.2.1 Modellprogrammet

For å beregne stabiliteten i fjellskråningen beskrevet i denne oppgaven er programmet Geo5 benyttet. Dette er paraplyprogram for de fleste geotekniske problemstillinger, som igjen inneholder mange mindre underprogrammer for mer konkret problematikk.

Geo5 er utviklet av Fine Software i Tsjekkia er et av de ledene analyseprogrammene innen fagfeltet. Underprogrammet Rock Stability, heretter kalt RS, er brukt til videre beregninger av skråningsstabiliteten. RS kan framstå som et relativt enkelt program i sin bruk, men bruker avanserte algoritmer i sine stabilitetsberegninger. RS bruker også EC.7 og EC.8 med nasjonale tillegg i sine beregninger. RS tillater flere ulike parametere ved sine beregninger:

- Terreng: koordinater av terrenget.
- Bergmassen: friksjonsvinkel og kohesjon.
- Utglidningsplan: størrelse og vinkler.
- Vanntrykk: vanntrykket langs utglidningsplanet.
- Laster: vekt og omfang av laster på oversiden av utglidningsblokk.
- Seismikk: seismiske laster som jordskjelv.
- Bolter: boltkraft som virker stabiliserende.

RS gir en representasjon av inputene i en 2D-modell. Man kan dermed gjennomføre visuell kvalitetssjekk av programmet før man gjennomfører stabilitetsanalysen. Selv om modellen viser en 2D-representasjon så opererer RS i tre dimensjoner. RS opererer med et inkrement på 1 meter i dybde-dimensjonen. Det betyr at hvis RS foreslår 8 bolter i en fjellvegg, gjelder det for hver meter i dybden inn i planet.

5.2.2 Modellering

De fleste parametere som har blitt lagt inn i RS er på den konservative side av skalaen. Fokuset havner på den aksene i sprengningsplanene med størst endring i landskapet, akse 4-1. I denne aksene vil det bli utført en vurdering av detaljstabiliteten.

Terrenget

For modellering av terrenget inn i RS har det hovedsakelig blitt brukt en kombinasjon av to metoder. Man har i første omgang brukt en kombinasjon av sprengningsplan-tegninger og topografiske kart til få en så nøyaktig kopi av fjellskjæringen inn i RS som overhodet mulig. Sprengningsplan-tegninger finnes på vedlegg 2. Deretter har man modifisert modellen med informasjon som ble observert på første og andre befaring av byggetomten.

Bergmassen

- Friksjonsvinkel: Her er det gjort enkle praktiske forsøk i felten og friksjonsvinkelen ble vurdert til 35-40°. Dette er et tall som ligger i det lavere spekteret av middels ruhet (12). Dette kan være et noe konservativt tall, men dette vil i praksis føre til økt sikkerhet. Friksjonsvinkelen ble valgt til 37°.
- Kohesjon: Etter litteratursøk ble det bestemt at kohesjonen skulle bli satt til 20kPa. Dette er basert på erfaringstall fra Statens Vegvesen (12).

Utglidningsplan

Det kan ofte være vanskelig å finne utglidningsplanet uten omstendelige feltundersøkelser som for eksempel georadar eller kjerneboring. På grunn av fjellets egenskaper ble utglidningsplanene stort sett definert ut ifra befaringer gjort i felten.

Vanntrykket

Her er teorien om «worst case» benyttet. I henhold til kapittel 2.4.2 er det vanskelig å finne det eksakte vanntrykket. Derfor antas det i beregningene at man har et verst tenkelig scenario med vann i store deler av sprekken. Spesielt i akse 4-1 der mye overflatevann ble observert.

Laster

De eneste lastene man kan forvente i skråningen er snølast. I henhold til Byggforskserien 471.041 skal man i Mosjøen dimensjonere for en snølast på 4 kN/m².

Seismisk faktor

Som nevnt i kapittel 2.4.1 kan jordskjelv og seismiske aktiviteter ha stor innvirkning på stabiliteten i skråninger. I RS må man legge inn faktorene K_v og K_h som er faktorene for vertikal- og horisontal kraft. Verdiene for disse er beskrevet i flere artikler (20). Her beskrives det hvordan man kan settes $K_v = 0,015$ for kraftig seismisk aktivitet i vertikal retning, mens K_h settes til 0,0045 av samme begrunnelse.

For håndberegning brukes seismisk koeffisient α i henhold til EC.8. Det framkommer av tabell NA.5(902) at skråningen tilhører seismisk klasse 3.

Seismisk koeffisienten er gitt ved
$$\alpha = \frac{a_g}{g} = \frac{\gamma_I * a_{g40Hz} * 0,8}{g}$$

Der

γ_I er gitt ved tabell (EC.8, NA.4(901)) og seismisk klasse 3 = 1,4

a_{g40Hz} er gitt ved Norges sonekart (EC.8, NA.3(901)) = 0,6

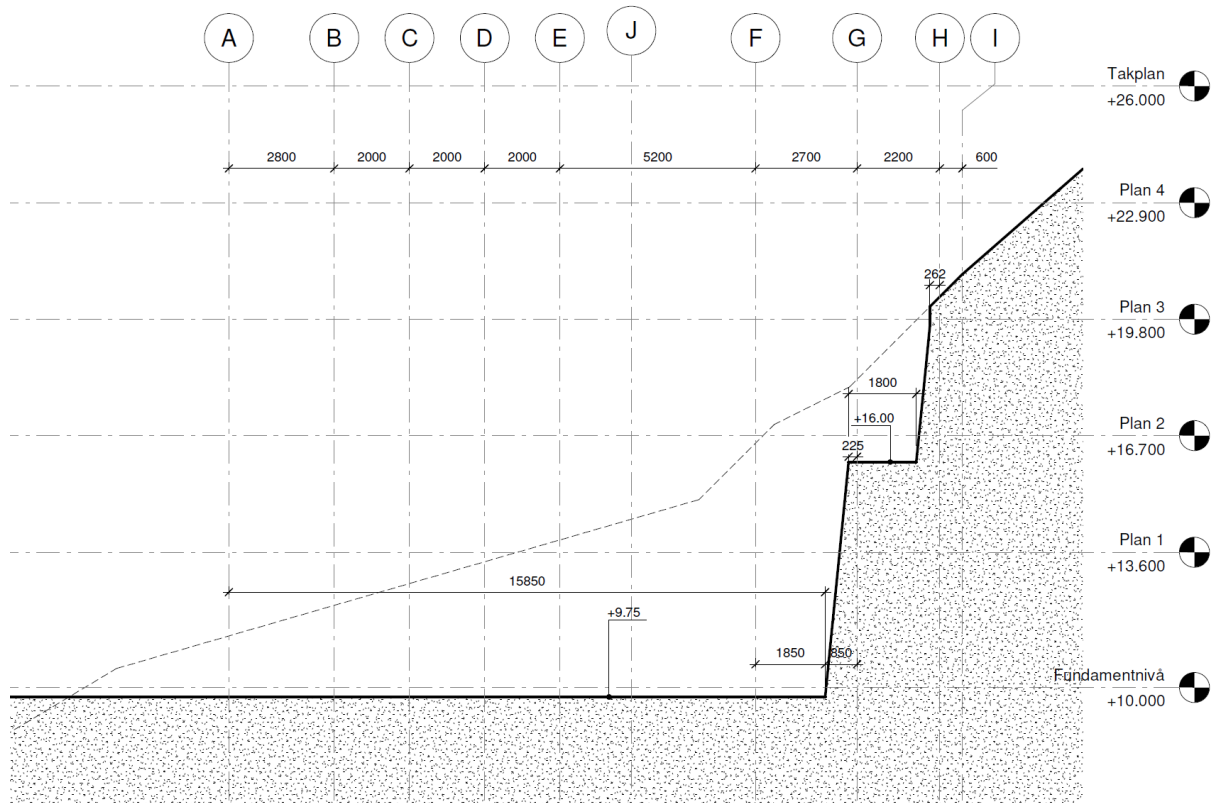
Dette medfører $\alpha = 0,073$

Boltkraft

I RS har man valget mellom å enten å la programmet finne krav til boltkraft eller så kan brukeren legge inn tilgjengelig boltkraft. Det finnes mange forskjellige produsenter av bolter og stag som blir brukt til fjellsikring, hvis man vet hvilken bolt man skal bruke er det ikke noe i veien for at man legger bruddlasten til gitt bolt inn RS. I denne problemstillingen benyttes allikevel den første varianten hvor RS selv bestemmer hvor stor kapasitet boltene minimum må ha. På denne måten unngår man overdimensjonering og unødvendige kostnader ved bruk av altfor store bolter.

5.3 Før inngrep

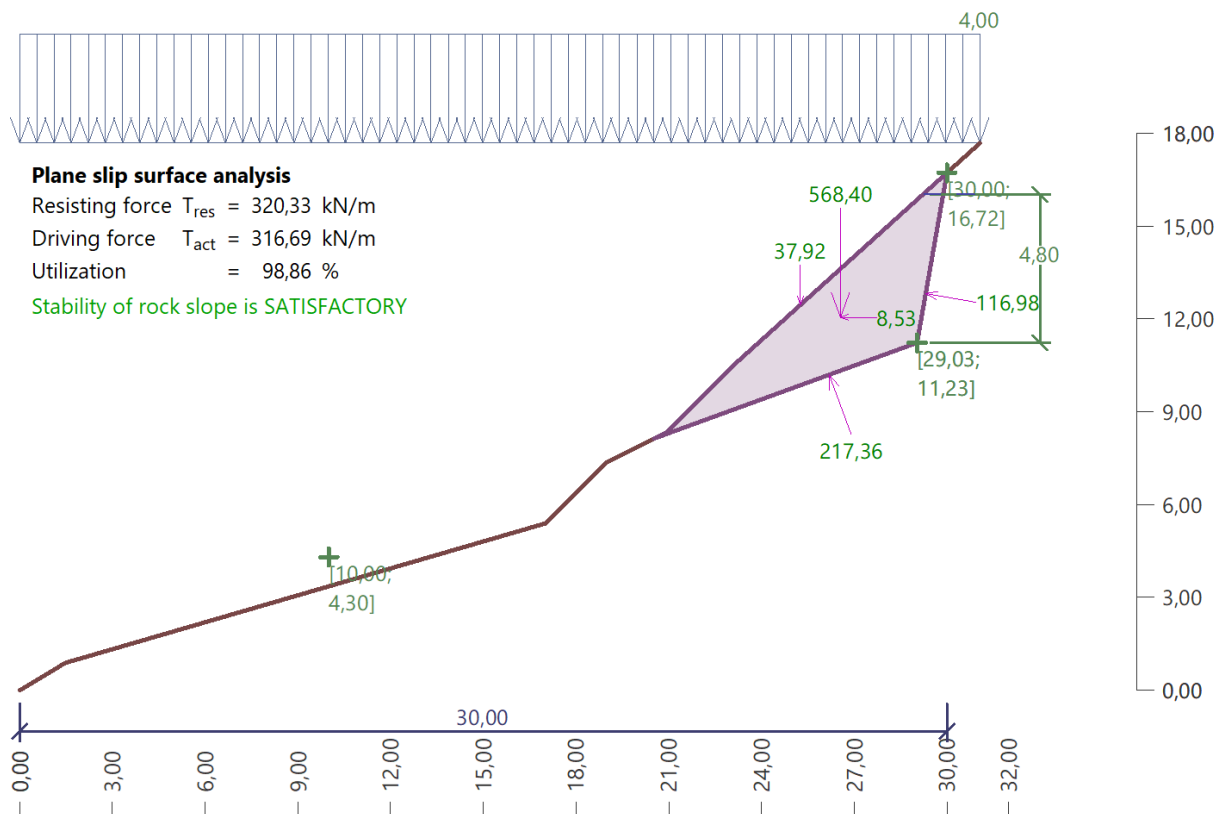
Det blir først gjort beregninger på den originale skråningen for å bevise at sprekkesettene er stabile i utgangspunktet.



Figur 24: Sprengningsplan i akse 4-1. Stiplet linje indikerer opprinnelig terreng.

5.3.1 Resultat

Med utgangspunkt i sprekkesettene som ble registret under den første erfaring antas det at det ligger ett glideplan rundt kote +16.000 med vinkel på 20° . Resultatene viser at denne situasjonen holder skråningen stabil med vann i tensjonssprekken helt opp til 4,8 meter (kote +25.700). Plassering av tensjonssprekken har vist seg å være nesten ubetydelig gjennom flere simuleringer i RS. Forsøkene viser at stabiliserende krefter og drivende krefter endrer seg lineært og i samme størrelse så lenge vann ikke tas med i beregningene. Plassering av tensjonssprekken er derfor valgt for å bevise stabilitet selv ved høy grunnvannstand. Beregningene til dette er vist på vedlegg 4.



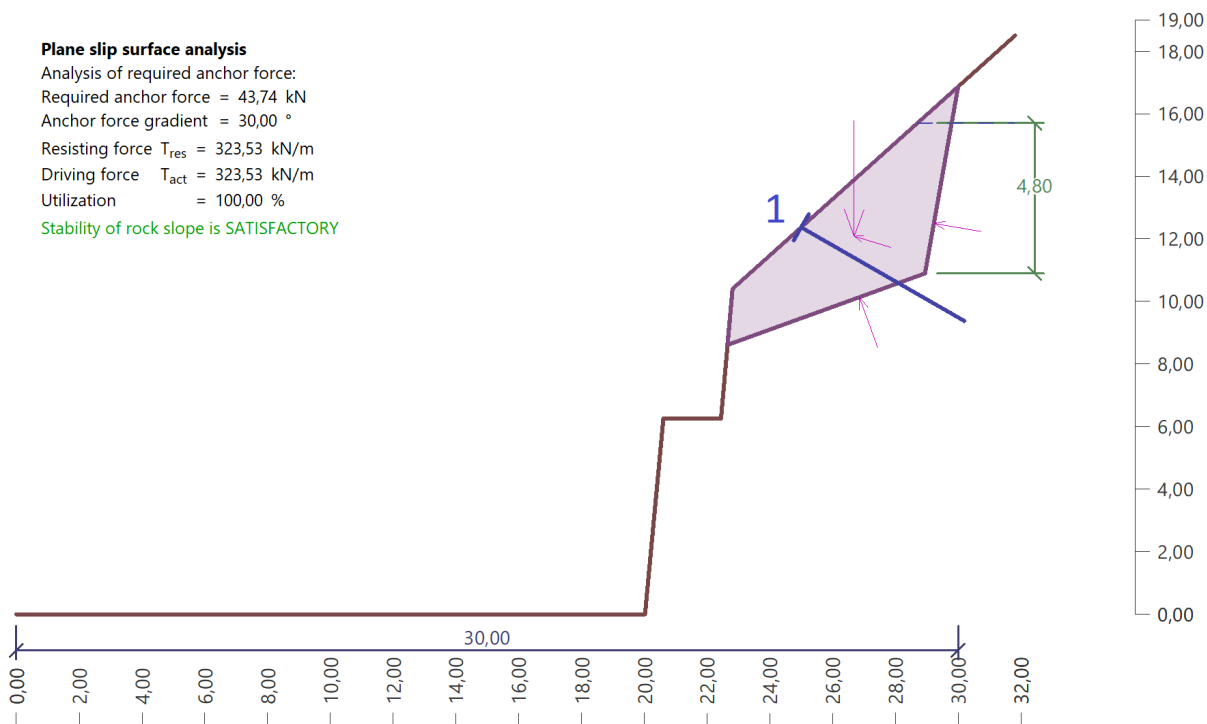
Figur 25: Glideplan i verst mulig situasjon før inngrep i skråning

5.4 Bruk av arbeidssikring

I beregningene av arbeidssikring tas det ikke med faktorer som snølast. Dette fordi arbeidet i skråningen vil foregå over en kortere tidsperiode. Ved beregning av arbeidssikring benyttes det derimot en høyere seismisk faktor for å ta hensyn til sprengningsarbeid på tomten.

5.4.1 Resultat

Det blir først regnet på den øverste delen av skråningen, der de sprengte massene ikke stabiliserer skråningen. Beregningene viser at det er nødvendig med bolter som tåler 43,74 kN per meter skråning for å holde skråningen stabil. Dette er dersom tensjonssprekken er like full av vann som det naturlige terrenget antas å tåle. Å anta at tensjonssprekken har så mye vann vil være å tenke i absolutt verst tenkelig tilfelle. Beregningene til dette er vist på vedlegg 5.



Figur 26: Øverste glideplan i verst mulig situasjon rett etter sprengning

Ved beregning av arbeidssikring for resten av skråningen vil det ikke tas med en vannstand i samme høyde. Det tenkes at skråningen har latt seg drenere betydelig før man sprenger de innerste salvene. Trykket fra fyllingen blir beregnet til 162,9 kN/m og skråningen er stabil med en vannstand opp til 8,38 meter i tensjonssprekken.

I beregningen av hviletrykk i fyllingen er følgende langt til grunne:

$$Z = 7 \text{ meter}$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 \text{ (sprengt stein)}$$

$$K_0 = 0,35$$

$$U = 0, \text{ ingen vanntrykk}$$

$$\sigma_z = \gamma * Z = 19 \text{ kN/m}^3 * 7\text{m} = 133 \text{ kN/m}^2 = \sigma_z'$$

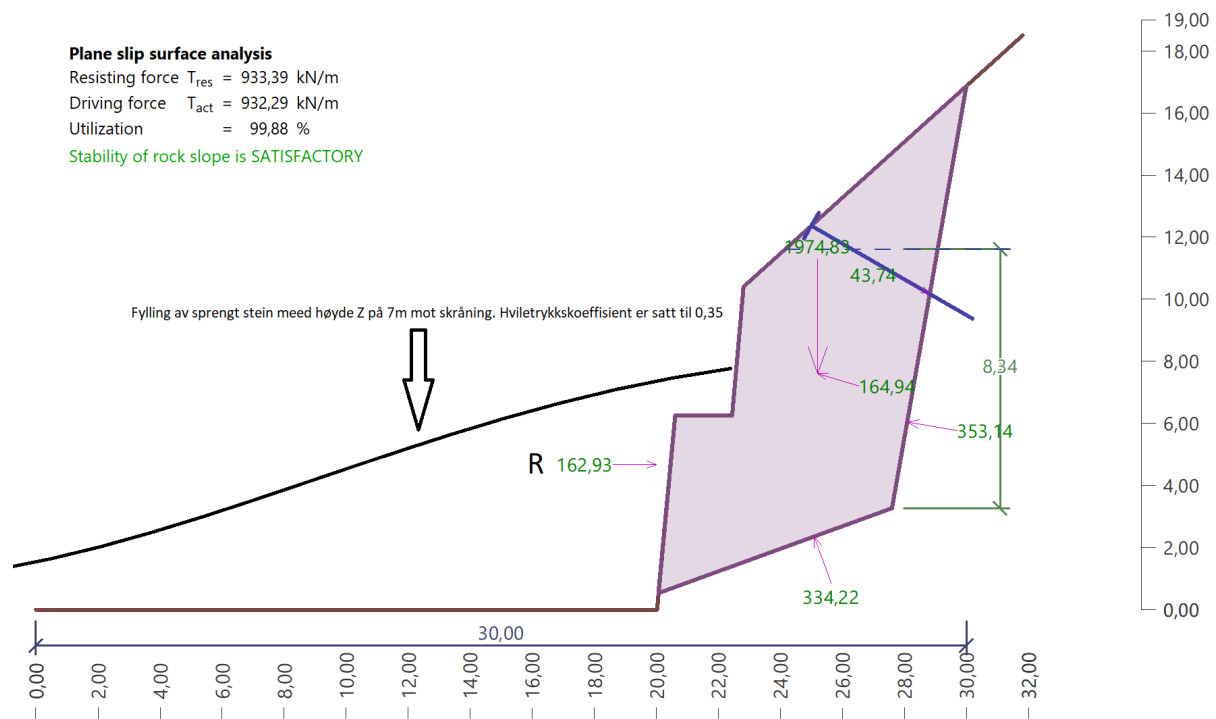
$$\sigma_x = \sigma_z' * K_0 = 133 \text{ kN/m}^2 * 0,35 = 46,55 \text{ kN/m}^2$$

Trykk mot fylling per meter blir da:

$$R = \sigma_x * Z * \frac{1}{2} = 46,55 \text{ kN/m}^2 * 7\text{m} * \frac{1}{2}$$

$$R = \underline{162,93 \text{ kN/m}}$$

Beregningsmetoden er hentet fra Geoteknikk og fundamenteringslære kapitel 2.4.2 (21).

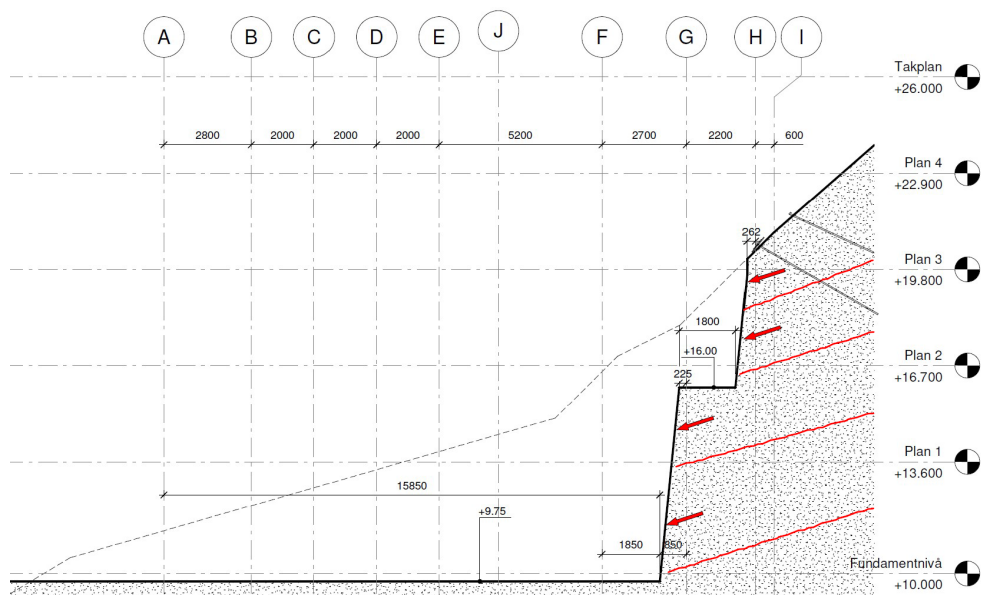


Figur 27: Skråning holdt stabil ved hjelp av sprengstein.

5.5 Permanentsikring

Ved undersøkelse i felt ble det målt en avstand mellom antatte glideplan på 2 -4 meter, illustrert i figur 28. Hvert glideplan blir beregnet hver for seg, fra øverst til nederst, Underliggende plan tar hensyn til boltekraften beregnet i planet over.

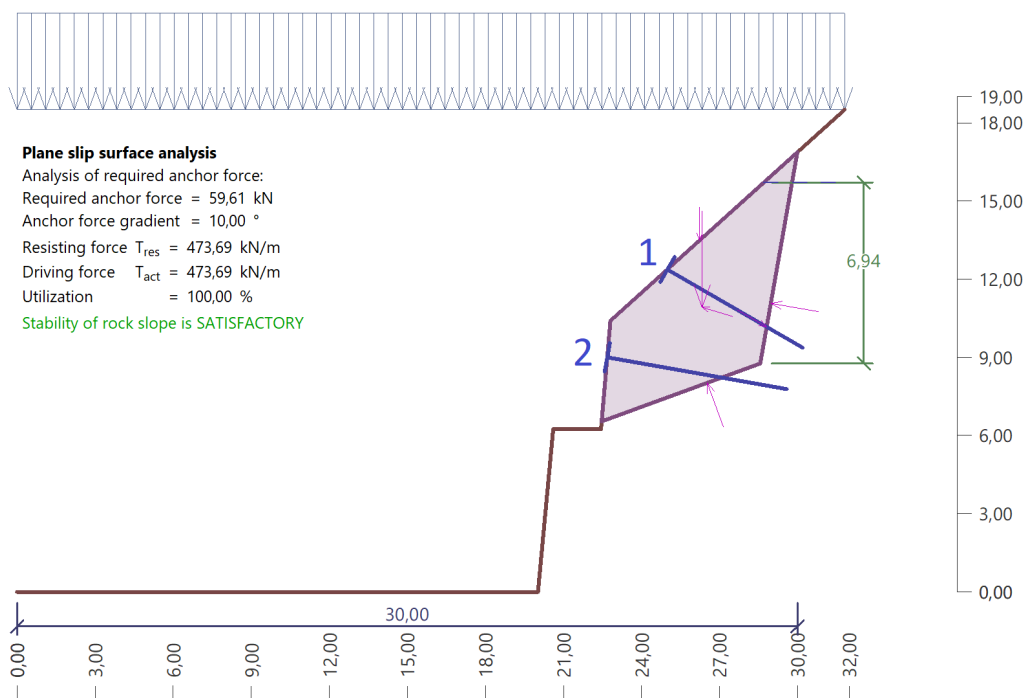
I beregningene av permanent sikring tas det ikke med like høye seismiske faktorer som ved beregning av arbeidssikring. Det tas nå med snølast og en vannstand i tensjonssprekken tilsvarende det naturlige terrengets kapasitet, kote +25.700. Boltene som ble satt inn som arbeidssikring er også inkludert i disse beregningene. Disse boltene antas å bli belastet med 38,56 kN. Beregningene til dette er vist på vedlegg 6.



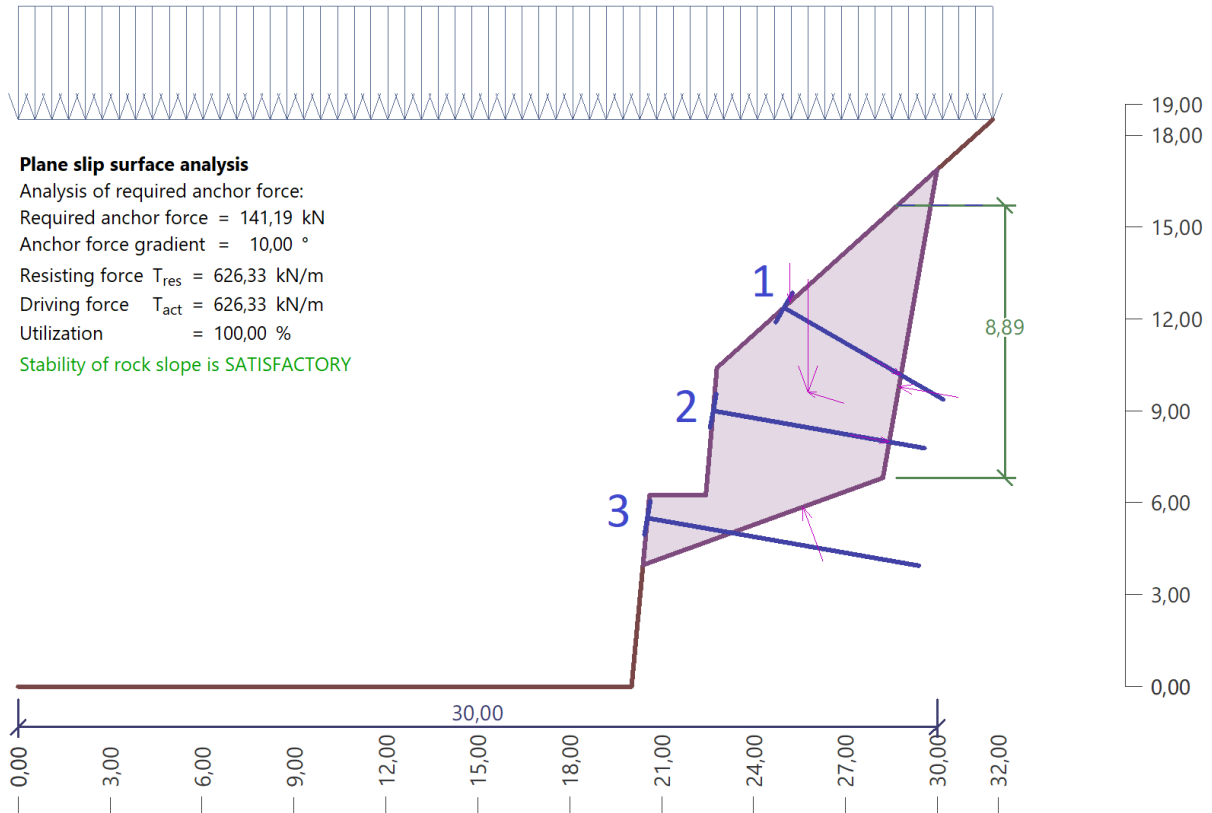
Figur 28: Antatte glideplan

5.5.1 Resultat

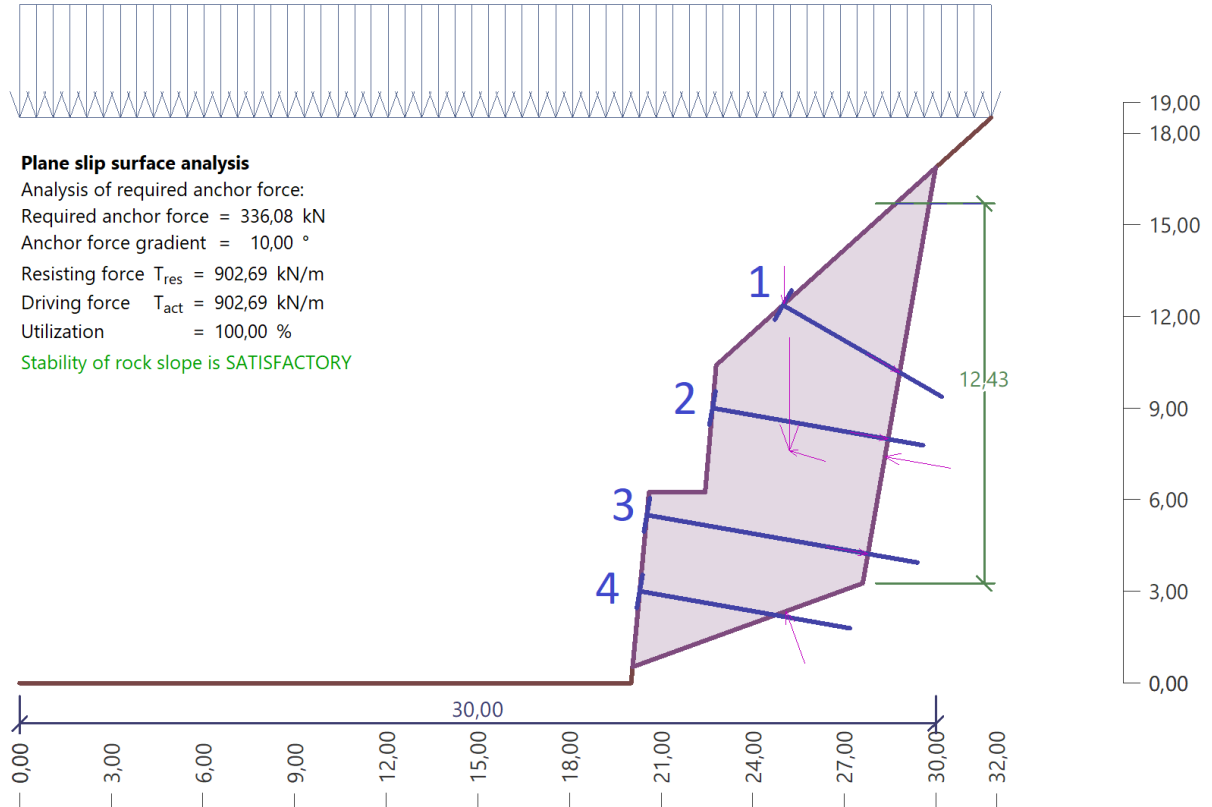
Utskriftene fra RS viser nødvendige boltekrefter for de forskjellige glideplanene. Simuleringer er gjort for å finne den optimale vinkelen i forhold til horisontalplan. Den vinkelen som gir minst nødvendig boltekraft er 10° .



Figur 29: Glideplan nr. 2 i verst mulig situasjon med permanentsikring.



Figur 30: Glideplan nr. 3 i verst mulig situasjon med permanentsikring.



Figur 31: Glideplan nr. 4 i verst mulig situasjon med permanentsikring.

Bolt nummer	Nødvendig styrke	Vinkel mot horisontalplan
1	43,75 kN	30°
2	59,61 kN	10°
3	141,19 kN	10°
4	336,08 kN	10°

Tabell 6: Nødvendig boltekraft per meter berg.

5.6 Kvalitetssikring ved håndberegning

For å kvalitetssikre GEO5 og Rock Stability blir det gjort en enkel håndberegning på én utregningene gjort i programmet. Problemstillingen er gitt i figuren under.

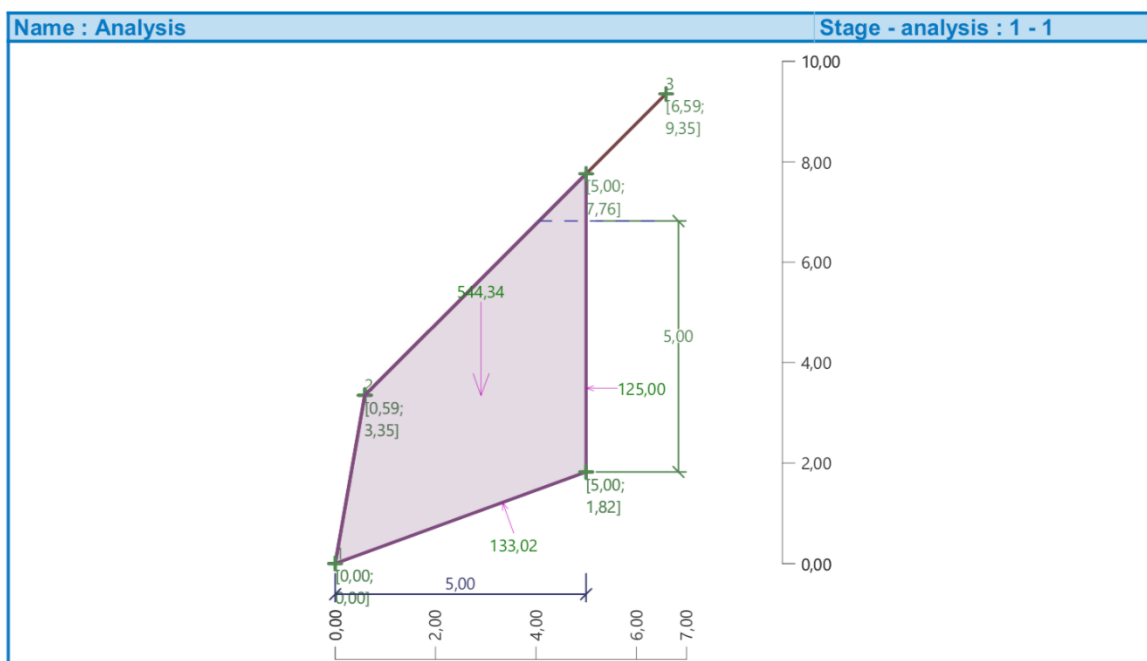
Plane slip surface analysis

Resisting force $T_{res} = 287,53$ kN/m

Driving force $T_{act} = 303,64$ kN/m

Utilization = 105,60 %

Stability of rock slope is NOT SATISFACTORY



Figur 32: Eksempelfigur for sammenligning mellom GEO5 og håndberegning

Håndberegningene er basert på teorien gjengitt i kapittel 2.7.1. For forenkling av beregningene antas det vertikallast = 0 og seismisk koeffisient = 0.

5.6.1 Resultat

Ved sammenligning av resultatene fra håndberegningen og RS får man et tilnærmet likt tall. Beregningene, vist på vedlegg 8, viser at de drivende kreftene er større enn de stabiliserende kreftene. Derfor er det behov for videre arbeid med dimensjonering av nødvendig boltkraft. Beregningene til dette er vist på vedlegg 7.

	Håndberegning	Rock Stability
Drivende krefter	301,4 kN/m	303,6 kN/m
Stabiliserende krefter	289,5 kN/m	287,5 kN/m

Tabell 7: Sammenligning mellom håndberegning og Rock Stability.

5.7 Forsiktig sprengning

På grunn avstand til nærliggende boliger må det tas hensyn når det gjelder gjennomførelsen av sprengningen. Fra befaringen ble det målt 16 meter fra nærmeste sprengningspunkt til nærmeste nabos grunnmur. Dette medfører en del begrensninger med tanke på sprengningsmengde og maks tillatte bevegelser i grunnen.

Beregning av maksimalt tillatte rystelse er gitt i Norsk Standard NS8141-2:2013.

Grenseverdien for vibrasjon V_f beregnes på grunnlag av berggrunnen, type byggverk, fundamenteringsforhold og avstanden til der det skal sprenges (8).

$$V_f = V_0 * V_b * F_m * F_t * F_k$$

Der: V_0 = basisverdien for vertikal svingehastighet og er gitt til 35 mm/s

V_b = byggverksfaktor som tar hensyn til byggverket

F_m = byggmaterialfaktor

F_t = byggtilstandsfaktor

F_k = vibrasjonsskilddefaktor

I henhold til tabellene i SN8141 vil man få formelen:

$$V_f = 35 \text{ mm/s} * 1 * 1 * 1 * 0,6 = \underline{21 \text{ mm/s.}}$$

For å dokumentere at man ikke overgår denne verdien anbefales det at man overvåker nærmeste punkt langs naboens grunnmur. Dette kan gjøres med for eksempel en *UVS 1500* vibrasjonsregistrator som logger og varsler hvis grenseverdien blir overskredet. Et tiltak for ikke å overskride grenseverdien for vibrasjon er å begrense sprengstoffet i ladningene. Dette kan gjøres i henhold til formelen under.

$$L = \left(\frac{V_f * d}{K_v} \right)^2$$

Der V_f = er grenseverdien for vibrasjonene som ble beregnet til 21 mm/s

D = avstanden mellom sprengningsalven til nærmeste nabo, målt til 16 meter

K_v = fjellkonstanten, er målt under prøvesprengninger til 90

Dette vil gi maks ladning:

$$L = \left(\frac{21 * 16}{90} \right)^2 = \underline{13,9 \text{ kg/salve.}}$$

Dette medfører at man begrenser ladingmengden pr salve til 13,9 kg for sprengningshullene som ligger nærmest nabo.

I tillegg til å begrense rystelsene kan forsiktig sprengning være med på å sikre skråningen.

Som beskrevet i kapittel 2.7.1 kan sprengningstiltak som begrenser rystelsene også være med på å gi god kontur samtidig som man ikke induserer flere sprekker dypere inn i fjellet. Det anbefales derfor at man jobber for en god kontur i fjellet gjennom bruk av sømboring eller putesprengning.

6 Diskusjon

Fra politisk hold blir det stadig poengtert at befolkningen er i vekst og at vi må utnytte ledige areal til boligbygging. Ønsket om fortetting i byen er derfor et aktuelt tema. Dessverre er mye av landskapet på flat mark allerede bebyggt, at man står ofte igjen med tomtene i skråninger. Mange av tomtene har blitt ansett som ulønnsomme å utvikle på grunn av krav til stabilitet. Den aktuelle tomten virker å være intet unntak, noen som reflekteres i prisen på leilighetene som skal bygges. I denne rapporten har mye av den generelle teorien bak utfordringene ved å bygge i skråninger blitt belyst. Mange av de geologiske prosessene som skaper utfordringer på den aktuelle tomten er også godt belyst.

Ansvar for at bygging foregår med tilstrekkelig trygghet for beboerne faller på ingeniørene som vet hvordan man skal avdekke faremomenter. Gjennom forundersøkelser og befaringer i felt har denne rapporten også redegjort for hvordan man kan bygge trygt i den aktuelle skråningen. Undersøkelsene har vært basale, men det kan likevel argumenteres for at de er tilstrekkelige. Mer omfattende undersøkelser ville krevd mer tid, penger og utstyr. Hovedargumentet for at omfattende undersøkelser ikke var nødvendig, for å skrive denne rapporten, baserer seg på at geologen for prosjektet mente at det var overflødig.

Av de potensielt ustabile aksene er det akse 4-1 som har størst endring i skråningsgeometrien. Selv om beregningene viser at skråningen her trenger bergforankring for å bli «helt» sikker er det flere aspekter ved inputs og utregningen som kan drøftes. Bland annet er det stor usikkerhet knyttet til parametere som for eksempel vanntrykk. Gjennom variasjon i vanntrykket under utregninger kommer viktigheten av vannet fram, da spesielt med tanke på hvor høyt vannet vil nå i tensjonssprekken. Det kommer fram fra forundersøkelser at det er meget god infiltrasjon i området, det kan derfor vanskelig tenkes at man kan oppnå fylte tensjonssprekker. For å jobbe etter god ingeniørskikk er beregningene allikevel gjennomført med antagelse om «worst case» med tilnærmet helt fylte tensjonssprekker. Det er vanskelig å si noe om hvor ofte dette vil forekomme, ifølge Geoextreme kan man forvente økning i antall dager med ekstremnedbør (6). Det kan derfor være gode idé å beregne vann i hele tensjonssprekken.

En styrke med simuleringsprogrammet er enkelt i bruk. Programmet muliggjør kjappe beregninger. Dette har for eksempel gjort det mulig å kjøre utallige simuleringer for å komme fram til den optimale vinkelen mellom bolten, fjellet og horisontalaksen. Man kan dermed komme fram til den mest optimale mengden med sikring og samtidig unngå unødige kostnader.

Gjennom håndberegning og kvalitetssikring konstateres det at RS er pålitelig program. Håndberegningene stemmer ca. 99,3% mot verdiene i det digitale programmet beregner seg fram til. Dette viser kanskje at teorien bak skråningsstabilitet stemmer godt mot simuleringen som foregår inne i programmet. Grunnen til at tallene ikke matcher 100% kan være flere, blant annet kan det skyldes måten RS behandler seismiske faktorer på. Ved håndberegninger må man regne seg fram til en koeffisient for seismikk med hjelp fra EC.8. I RS må man finne en jordskjelvlast i vertikal- og horisontal retning. Man beregner derfor jordskjelvfaktoren på litt ulik måte. En annen grunn til at man får et lite avvik kan også skyldes at RS bruker verdien 10 kN/m for egenvekten til vann, mens denne i realiteten er 9,81. Et annet aspekt ved utregningen er bruken av desimaler i mellomregningene. Hvor man i håndberegninger som regel holder seg til 1 eller 2 desimaler er det usikkert hvor mange desimaler RS behandler i sine beregninger. Det er kanskje nærliggende å anta at et dataprogram vil bruke flere desimaler enn mennesket – også dette kan ha vært med på å bidra til å økt avvik.

En annen fordel med gjennomføring av håndberegninger er sikringen av forståelse for problemstillingen og mulige løsninger. Det kan kanskje være vanskelig å få den fulle forståelsen for mekanismene som ligger bak stabilitetsvurderinger hvis man kun bruker en datamaskin med en visuell representasjon av problemområdet. Hvis man har forståelsen for det grunnleggende, er det sannsynlig at en har større mulighet for å svare på spørsmål som går enda litt videre enn det prosjektet spurte om i utgangspunktet.

Rapporten har kun beskrevet de ulike type boltene fra et teoretisk ståsted. Rapporten har ikke sett på hvilke bolter som ville vært best å bruke i denne problemstillingen, men derimot valgt CT-bolten da den kan fungere både som arbeid- og permanent sikring. Det kan godt tenkes at dette er «over kill» og at en heller burde brukt endeforankrede bolter der det var behov for arbeidssikring og innstøpte bolter der det var krav for permanent sikring. Prismessig er det klart det er en forskjell i typene. Rapporten omhandler ikke pris, siden det ikke er etterspurt i problemdefineringsen.

Anvendelse av de sprengte massene har blitt beskrevet i rapporten som en del av tiltakene i arbeidssikringen. Det ble ikke gjort noen nøye beregninger på om massene har tilstrekkelig styrke til å faktisk forhindre at fjellmassene i å bevege seg, før skjæringen er permanent sikret. Antagelser på at de drivende kreftene fra blokkene i skjæringen er lavere enn hviletrykket i fyllingen er gjort med en veldig forenklet beregning. I beregningen er og vanntrykket i tensjonssprekken redusert til en høyde som viser at kreftene er i likevekt. Beregningene på hviletrykket er basert på en hviletrykkskoeffisient som tilsvarer sand. Den er hentet fra Geoteknikk og Fundamenteringslære 1 (21). Grunnen til at denne koeffisienten ble brukt, var at det ikke lyktes å oppdrive et pålitelig eksempel på en koeffisient for sprengtstein. Sand var det nærmeste. Det betyr at tallene i regnestykket kan være svært upålitelige.

Videre bruk av de sprengte massene har ikke blitt nevnt, men det er naturlig å tenke at disse massene i stor grad brukes i oppfylling av tomten. Sprengt stein egner seg nok ikke til fylling alene, men i kombinasjon med andre fraksjoner.

Dreneringstiltaket er også et annet punkt som kunne vært mer beskrevet. Drenering i seg selv kan være vanskelig, krevende og ikke minst dyrt, både i vurdering og utføring. Å vurdere drenering krever enda mer kunnskap og utstyr enn det som har vært tilgjengelig i forbindelse med skriving av denne rapporten. I denne rapporten er det foreslått en enkel og effektiv variant, å anlegge for eksempel en bekk og få drenert bort overflatevannet. På denne måten kan man redusere sannsynligheten for at tensjonssprekkene skal bli fylt og alt negativt som medfølger det.

7 Konklusjon

Beregninger viser at hviletrykket fra den sprengte massen er med på å stabilisere fjellskråningen. Resultatet blir dermed at man slipper unna med kun en rad med forbolting i øverste del av skjæringen.

Ved bruk av dreneringstiltak kan man til en viss grad redusere sannsynligheten for at tensjonssprekkene kan bli helt fylt av vann på de verste regndagene, og dermed unngå utløsning av negative konsekvenser. Med dette unngår man alt det negative vann fører med seg i med tanke på skråningsstabilitet.

Beregninger viser videre at det er tilstrekkelig med bolting for å oppnå god nok sikkerhet mot ras. Kravet til de største boltene på underkant av 400 kN/m kan enkelt oppnås med grove bolter, for eksempel en 33mm CT-bolt fra Vik Ørsta AS. Med bolting av skråning vurderes det at man vil møte TEK17 sitt krav til fare for skred –mindre enn 0,1% pr år.

Ved å sammenligne dataene fra håndberegning og dataprogrammet har man fått kvalitetssikret resultatene. Dette gjør at man får en økt tiltro beregningene gjort av RS.

8 Fremtidig løsning

Selv om denne problemstillingen har blitt løst på en relativ konvensjonell måte med rensking og bolting, kan det godt tenkes at oppgaven kan løses på en annen måte i fremtiden gjennom for eksempel injeksjon.

Injeksjon er en sikringsmetode som blir brukt i forbindelse med vannlekkasje i fjell under driving av tunneler og bygging av bergrom. Med et trykk på 1000 tonn injiserer man fjellet med sementlignende masser som trenger seg inn i sprekker så små som 0,1mm. På denne måten dannes det en teoretisk kappe rundt der man jobber. En sjelden gang brukes injeksjon som et rent stabiliseringstiltak (8). Ved så tilfelle vil fjellet få en økt massefasthet som medfører at berget får en økt styrke.

Det er i de siste årene gjennomført flere prosjekter hvor man har sett på mulighetene for å bruke teorien bak injeksjon i tunneldriving til å stabilisere fjellskråninger. Blant annet har Rick Lui ved Lico Technology skrevet rapport om temaet (22). Her beskriver han hvordan bruken av injeksjon vil fungere til å stabilisere sterkt forvitrede fjellskråninger. Det finnes også eksempel fra USA hvor injeksjon er blitt brukt som sikringstiltak (23).



Figur 33: Eksempel bruk av injeksjon i fjellskråning. Figur: Coastal Drilling.

Undersøkelser viser at denne metoden er lite brukt i Norge, dette kan skyldes flere ting. Byggebransjen er en relativt konservativ bransje – ting tar ofte tid før man velger å benytte seg av nyvinninger. En annen grunn er nok usikkerheten rundt effekten av bruken. Et problem med injeksjon er at man presser en masse med stor kraft inn et ustabil fjell, det er med andre ord fare for at trykket kan være drivende for ras under injiseringen. I og med at det er så få forsøk på bruken av injeksjon i Norge kan man heller ikke se på effekten av det. Et annet problem, og muligens det største, med injeksjon er prisen. Et kostnadsestimat fra Veidekke viser at injeksjon koster 15-20.000 NOK pr tunnelmeter (24). Det har de siste årene vært kostnadsreduksjoner ved bruk av injeksjoner (8), med blant annet innføring av mikro- sementer. Selv om det har vært en kostnadsreduksjon er det ingen tvil om at prisen fortsatt er høy, og at dette muligens er med på hindre norsk engasjement når det gjelder bruk av injeksjon i fjellskråninger. Hadde man greid å redusere prisen på injeksjon, er det liten tvil om at dette kunne vært et interessant sikringstiltak i ustabile skråninger. Man kunne da ha utnyttet den store kompetansen vi har på injeksjon og driving av tunneler i Norge (25).

Kildeliste

1. NVE. Flaum- og skredfare i arealplanar. Retningslinker. 2014(Nr. 2).
2. Bjerrum L, Jørstad F. Stabilitet av fjellskråninger. Norges geotekniske institutt. 1966;Publikasjon nr. 67.
3. Byggforsk S. Steinsprang & steinskred. Byggforskserien. 2013;311.135.
4. Paronuzzi P. Rockfall-induced block propagation on a soil slope, northern Italy. Springer-Verlag. 2008.
5. Wyllie D, Mah C. Rock Slope Engineering: Civil and Mining 4th edition: Spon Press; 2004.
6. Geoextreme, endring i klima og skredfare de neste 50 år. Metrologisk institutt. 2008.
7. Vegvesen S. Sikring av veger mot steinskred. Håndbokserien. 2011;NR. 32.
8. Nilsen B. Ingeniørgeologisk-berg grunnkurskompendium: NTNU; 2016.
9. Askheim S. Mount St. Helens [Web leksikon]. SNL; 2016 [updated 17.03.2016; cited 2019 07.03]. Available from: https://snl.no/Mount_St_Helens.
10. Plan for skredfarekartlegging. Norges vassdrags- og energidirektorat. 2011;Rapport nr. 14.
11. Dearman W. engineering geological mapping: Butterworth-Heinemann; 1991.
12. Vegvesen S. Fjellbolting. Håndbokserien. 2014;224.
13. Vålamo J. Intervju med nabo. In: Botnen E, editor. 2019.
14. Botnen E. Nedbør- og temperatur-diagram for en måned. 2019.
15. Thorsnæs G. Nordland - geologi og landformer: Store Norske Leksikon; 2018 [Available from: https://snl.no/Nordland_-_geologi_og_landformer].
16. Vegvesen S. Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. Håndbokserien. 2014;V221.
17. Pedersen A. Ingeniørgeologisk rapport. FV. 17 Kvarving - Østvik. Steinkjer Kommune; 2019.
18. Liereng A. Iskjøving i grøfter og skjæringer langs veg og jernbane : prosesser, årsaker og forebyggende tiltak [Master]: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet; 2016.
19. Breien H, Høydal Ø, Jensen O. Oppsummeringsrapport for skog og skredprosjektet. Norges geotekniske institutt. 2015;92.
20. Melo C, Sharma S. Seismic Coefficients for pseudostatic slope analysis. 13th World Conference on Earthquake Engineering; Vancouver2004.
21. Aarhaug OR. Geoteknikk og Fundamenteringslære 1. 1 ed. Bergen: Fagbokforlaget; 1984.
22. Liu R. Effective analysis on applying grouting method to stabilize weathered rock slope 2006 [Available from: https://www.researchgate.net/publication/290557610_Effective_analysis_on_applying_grouting_method_to_stabilize_weathered_rock_slope].
23. Drilling C, International SD. Rock Slope Stabilization Utilizing Polyurethane Grout 2010 [Available from: https://www.marshall.edu/cegas/geohazards/2010pdf/presentations/Session7/2_Rock_Slope_Stabilization_Utilizing_Polyurethane_Grout.pdf].
24. Wilhelmsen B. Pris av injeksjon. In: Bekkeli LT, editor. 2018.
25. Nilsen B, Palmstrøm A. Engineering geology and rock engineering: Norwegian Group for Rock Mechanics; 2000.

Kildeliste – bilder

- Figur 4: <https://www.byggforsk.no/imageview/index/46350>
- Figur 5: https://www.vegvesen.no/_attachment/235017/binary/436828
- Figur 6: http://geo.ngu.no/kart/ustabilefjellparti_mobil/
- Figur 7: https://www.byggforsk.no/dokument/1533/steinsprang_og_steinskred_farevurdering_og_sikringstiltak#i936
- Figur 15: http://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/
- Figur 16: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>
- Figur 17: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>
- Figur 33: https://www.marshall.edu/cegas/geohazards/2010pdf/presentations/Session7/2_Rock_Slope_Stabilization_Utilizing_Polyurethane_Grout.pdf

Vedleggsliste

Vedlegg 1: Artikkel

Vedlegg 2: Sprengningsplan

Vedlegg 3: Fylling og glideplan i akse 4-1

Vedlegg 4: RS analyse – naturlig skråning

Vedlegg 5: RS analyse – arbeidssikring

Vedlegg 6: RS analyse – permanent sikring

Vedlegg 7: RS analyse – eksempelskråning (ifm. håndberegning)

Vedlegg 8: Håndberegninger

Vedlegg 9: Plakat



Stabilitetsproblemer i Dolstadlia

Stabilitetsvurdering utført av NTNU-studenter viser behovet for permanentsikring bak den nye boligblokken i Austerbygdvegen i Mosjøen.

Lokalfirmaet Entreprenør AS er godt i gang med forberedelsene til bygging av ny boliger i Dolstadlia. Firmaet har i lang tid jobbet med prosjektet som begynte som en idé for prosjektleder Jan Øystein Nilsen i Entreprenør.

På tomten planlegges det å sette opp et terrassert boligkompleks på fem etasjer. For å virke mindre og være mindre sjikanerende for naboene, ønskes det at blokken blir trukket så langt inn i skråningen som mulig. Formen på skråningen, som består av fjell, må derfor endres til en nær vertikal fjellskjæring. Dette stiller en del krav til stabilitetsvurdering og sikring av skråningen.

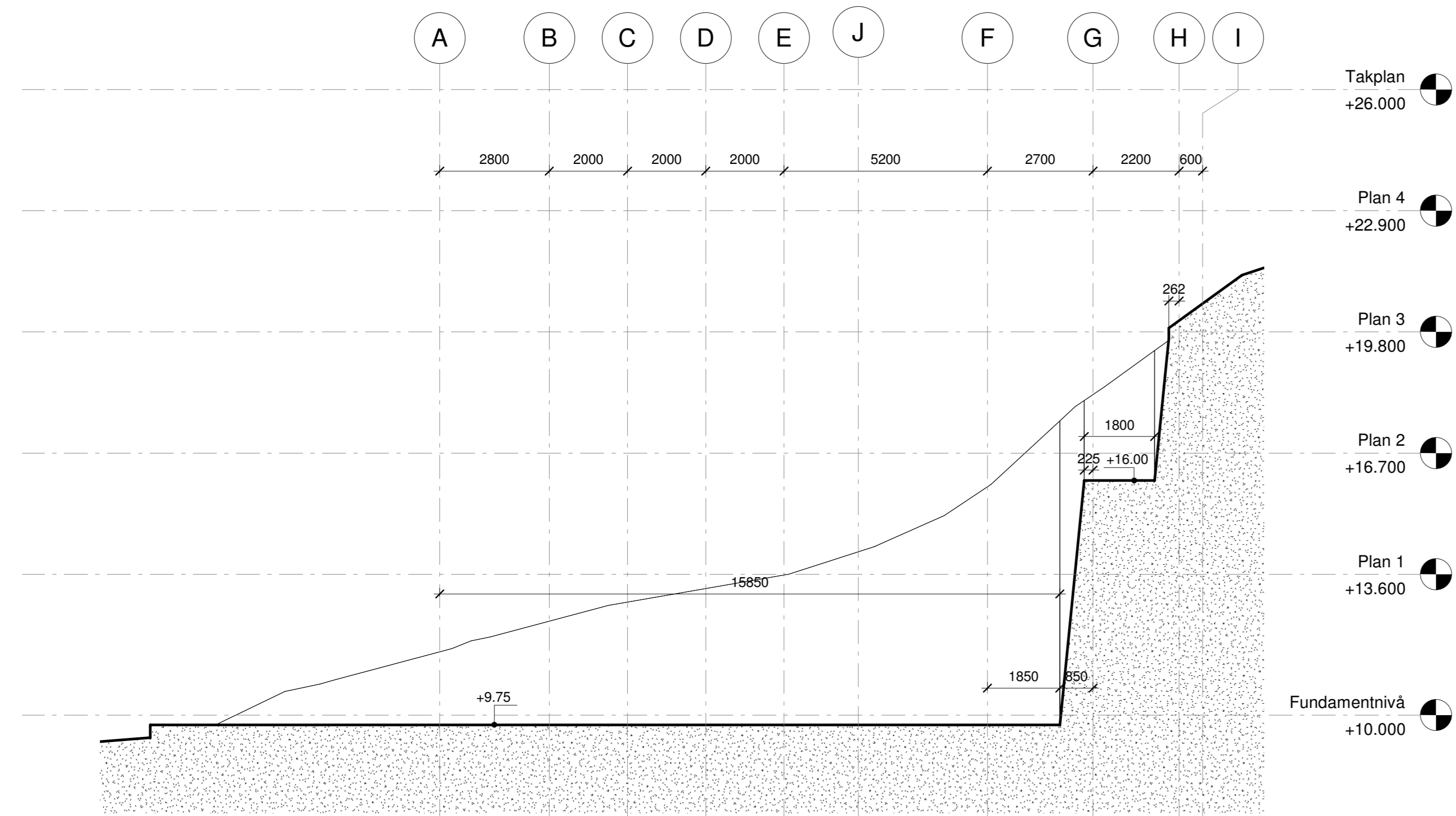
Til å vurdere skråningsstabiliteten har Entreprenør blant annet slått seg sammen med byggingeniør-studentene Lars Bekkeli og Erik Botnen. I sine vurderingen har duoen tatt i

bruk dataprogrammet Rock Stability utviklet av GEO5 i Tsjekkia. Beregninger viser at det vil være et større behov for bruk av bolter, både til arbeids- og permanentsikring. Det har av gruppen vært foreslått å bruke CT-bolter da de kan brukes til begge deler.

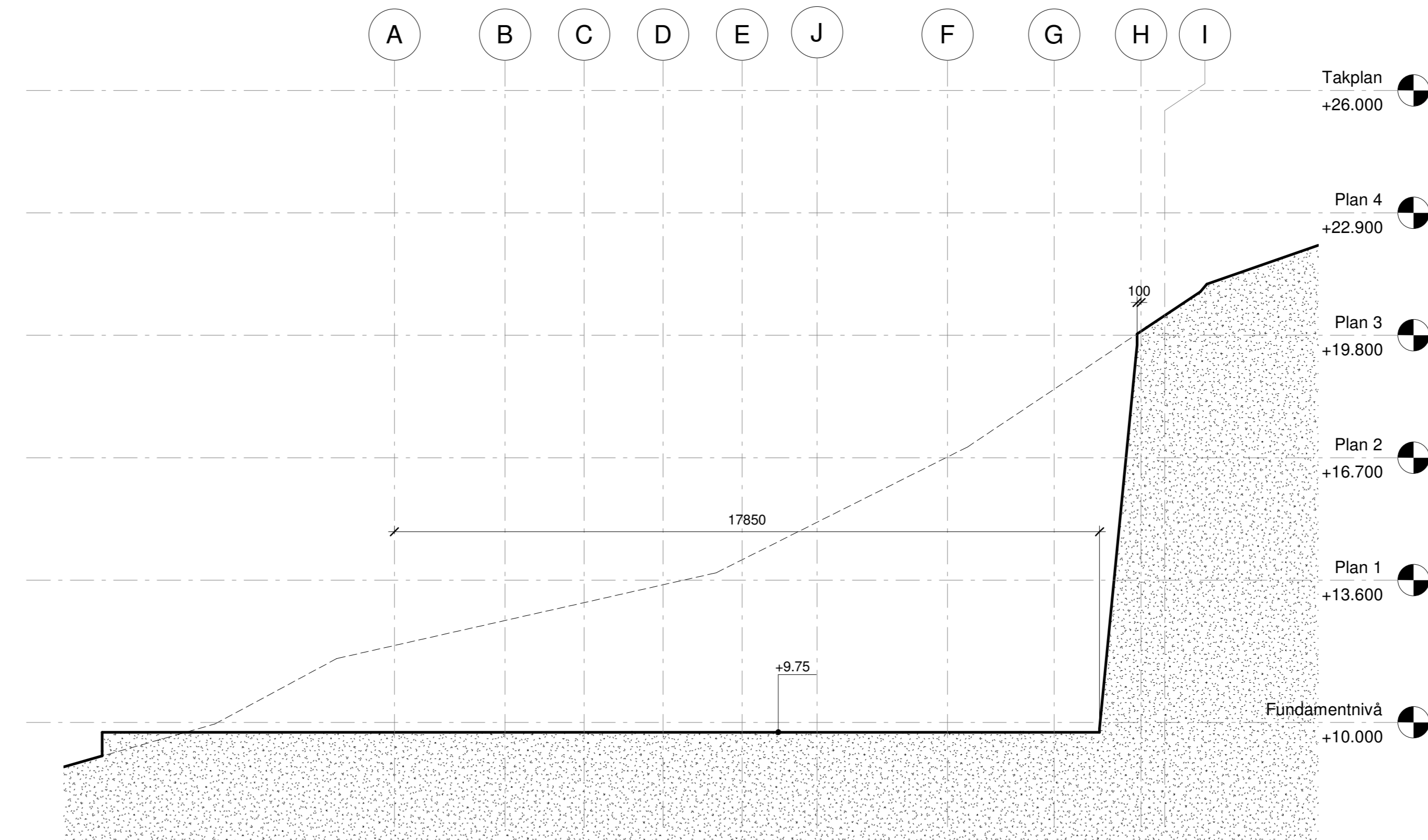
CT-BOLTEN

CT-bolten er en type kombinasjonsbolt som kombinerer egenskapene til endeforankret- og innstøpt bolt. CT-bolten tar opp krefter fra første sekund, for så å bli ettergyst og dermed ta opp enda større krefter. Mørtelen som blir gyst vil virke som et ekstra lag med korrosjonsbeskyttelse.

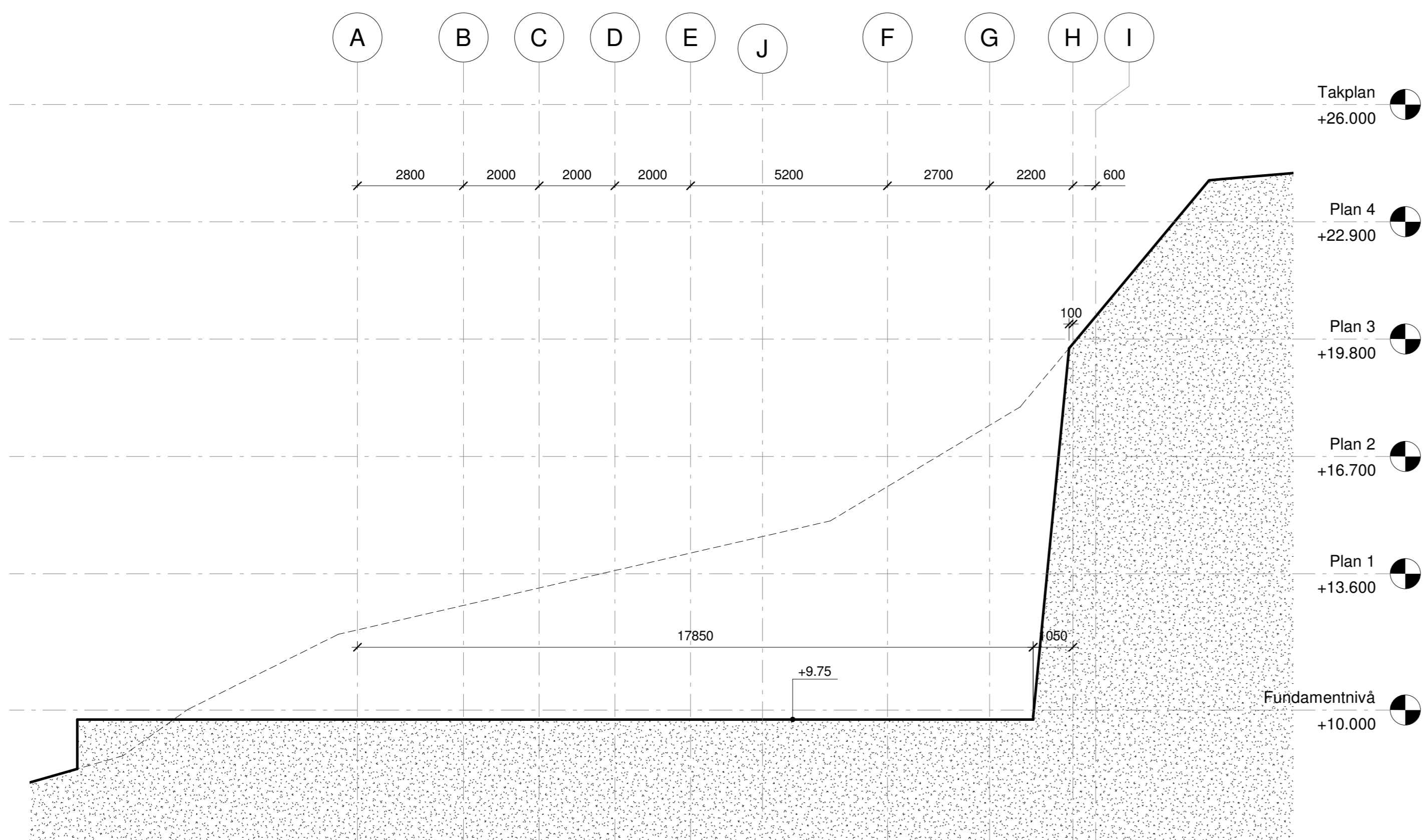




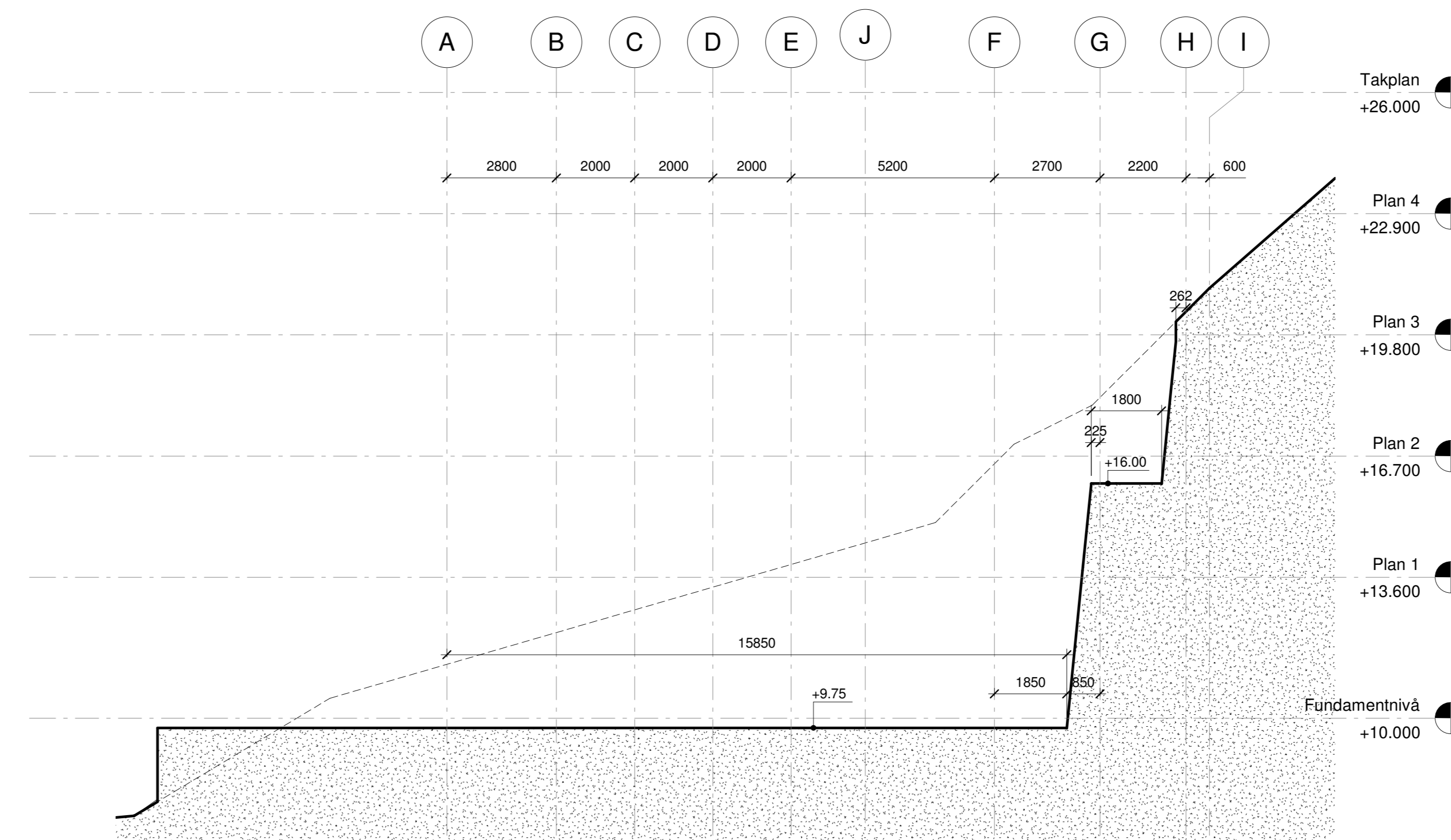
Sprengningsplan - Akse 1 - 2
1 : 100



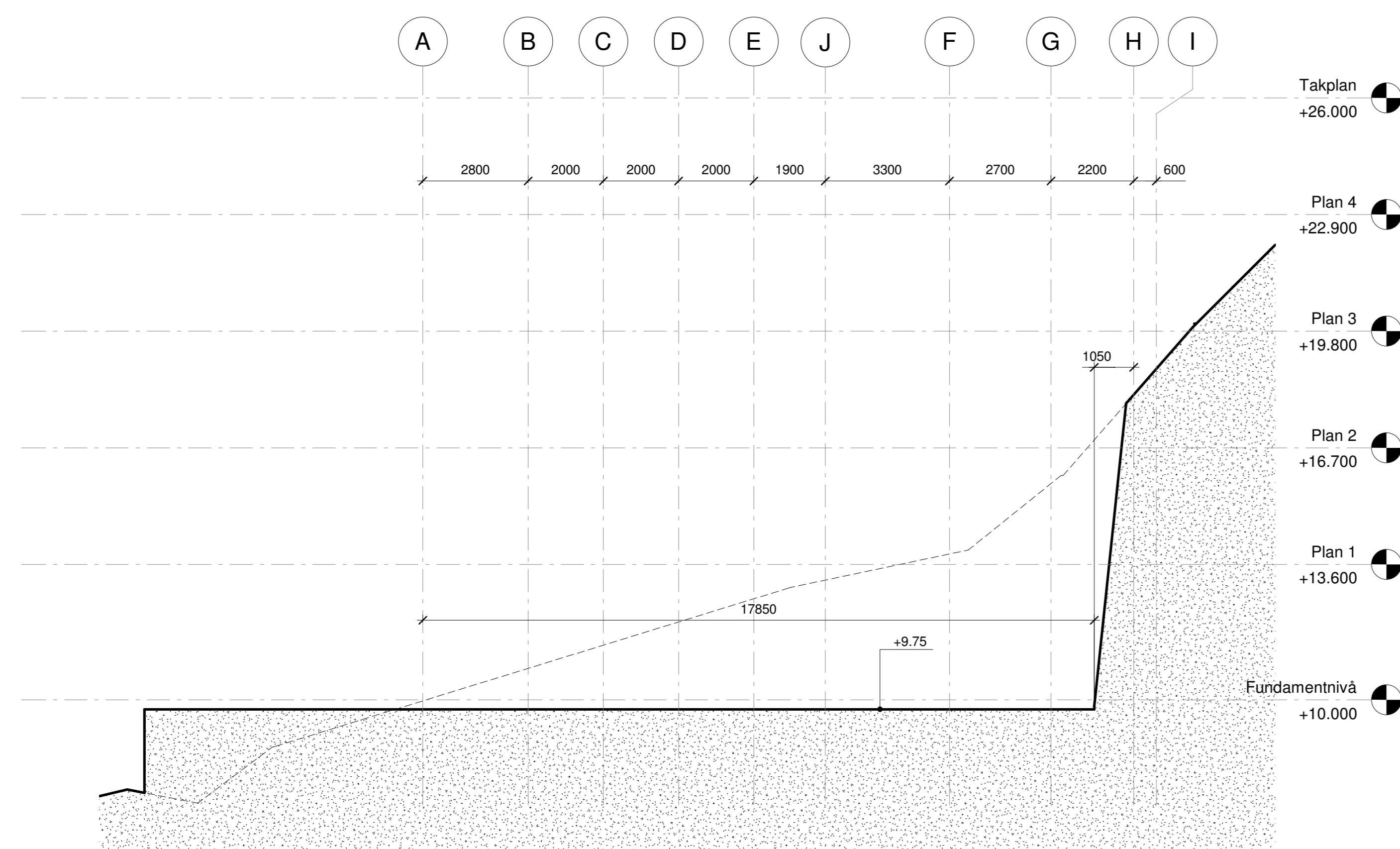
Sprengningsplan - Akse 2 - 1
1 : 100



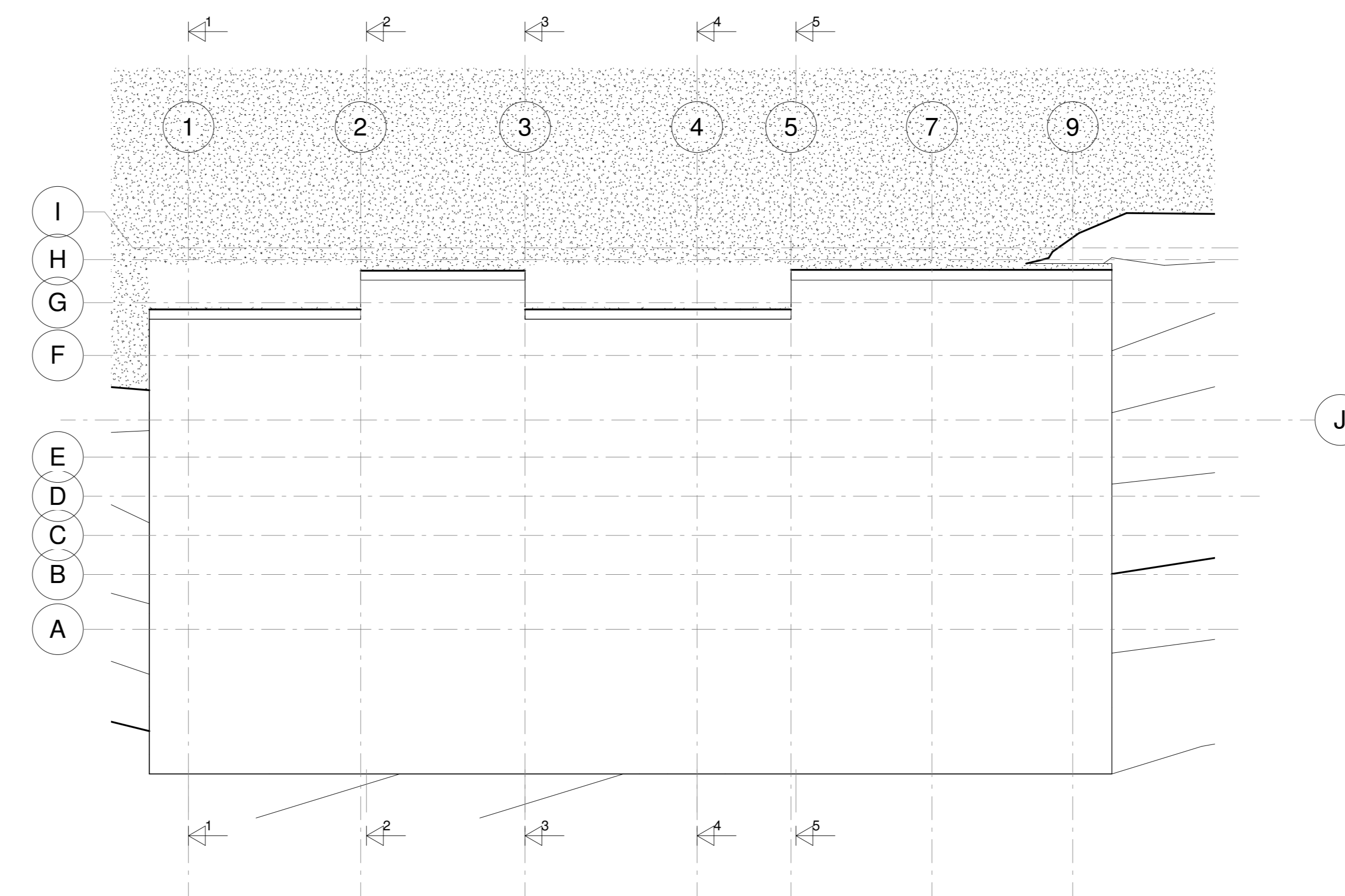
Sprengningsplan - Akse 3 - 1
1 : 100



Sprengningsplan - Akse 4 - 1
1 : 100



Sprengningsplan - Akse 5 - 1
1 : 100



Plan 1 - 2
1 : 200

- FASE: LOKALSBEREINGSGRUPP
- SKISSEPROSJEKT
 - FORPROSJEKT
 - DETALJPROSJEKT
 - SOM BYGGET

STATUS TEKNISK:

PAPIRKODEN: **A0** Tegn: **RIB** Rev:

FORELØPIG TEGNING
17.09.2018

REV. REV. KLJEDER ELISTE DATO SIGN. KONTR.

PROSJEKT: **Dolstadia Boliger** PROSJEKT NR.: **Project Number**
Entreprenør: **EntrepreTOR as**

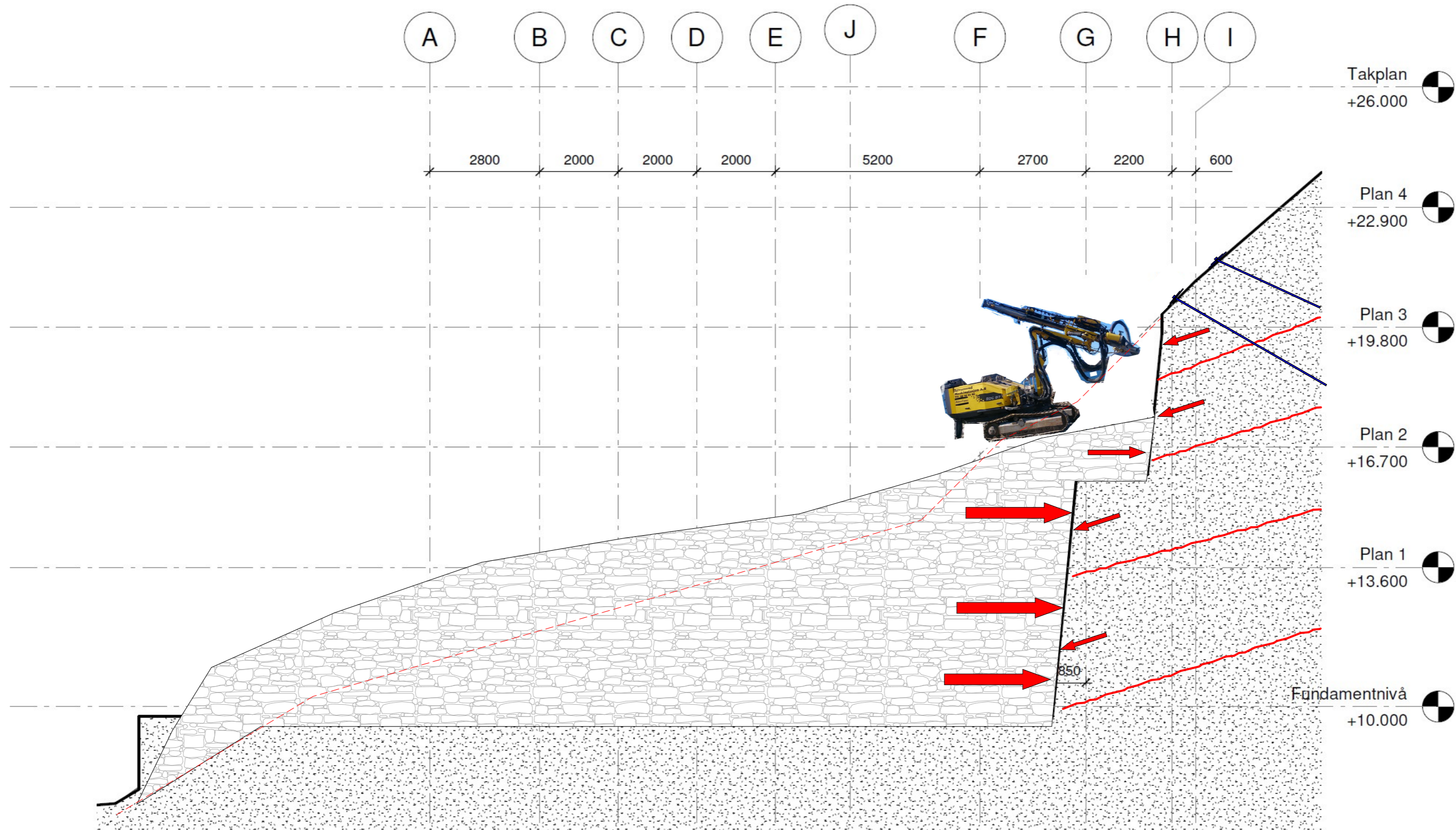
TEKNIKNAMN: **Sprengningsplan - akse 1 til 5** Tegn: **As indicated**

TEKNIKNUMMER: **B 21 10 006** DATO: **17.09.2018**

ELVEGATA 5B 7012 TRONDHEIM **KARL KNUDSEN AS** RIB REV:

7012 TRONDHEIM TLF.: 73 84 18 40 RÅDGIVENDE INGENIØRER MRIF FAX: 73 84 18 80

Vedlegg 3



STATUS TEGNING:

REV	DATE	SIGN.	KONTR.

PROSJEKT:
Dolstadlia Boliger
EntrepreTOR as

RÅDGIVENDE INGENIØRER I BYGGETEKNIKK MRIF

ELVEGATA 5B
7012 TRONDHEIM
TLE: 73 84 18 40
FAX: 73 84 18 80

KARL KNUDSEN AS
RÅDGIVENDE INGENIØRER MRIF

TEGN:
Sprengningsplan - Akse 4

PROSJ. NR.: Project Number

MÅL: 1 : 100 FORMAT: A3

TEGNING NR.: B 21 10 004

REV.:

DATE: 17.09.2018

SIGN.: Author

KONTR.: Approver

Vedlegg 4

Erik og Lars

Analyse av naturlig terreng

Analysis of rock stability

Input data

Settings

Norway - NS EN1997 / NA:2008

Stability analysis

Verification methodology : according to EN 1997

Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)					
Permanent design situation					
		State STR		State GEO	
		Unfavourable	Favourable	Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Water load :	$\gamma_w =$			1,00 [-]	

Partial factors for soil parameters (M)			
Permanent design situation			
Partial factor on internal friction :		$\gamma_\phi =$	1,25 [-]
Partial factor on effective cohesion :		$\gamma_c =$	1,25 [-]
Partial factor on undrained shear strength :		$\gamma_{cu} =$	1,40 [-]

Terrain

Terrain sections

No.	Gradient α [°]	Overall length l [m]	Horizontal length l_h [m]	Height l_v [m]
1	31,10	1,73	1,48	0,89
2	16,20	16,18	15,54	4,51
3	45,00	2,76	1,95	1,95
4	26,80	2,18	1,95	0,98
5	45,00	3,03	2,14	2,14
6	42,00	10,77	8,00	7,21

Rock

Unit weight $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Shear strength : Mohr-Coulomb

Angle of internal friction $\phi = 37,00^\circ$

Cohesion $c = 20,00 \text{ kPa}$

Slip surface

No.	Coordinate	
	x[m]	y[m]
1	20,52	8,13
2	29,03	11,23
3	30,00	16,72

Slip surface gradient $\alpha = 20,00^\circ$

Tension crack gradient $\phi = 10,00^\circ$

Distance of tension crack $x = 30,00 \text{ m}$

Type of slip surface: smooth



For non-commercial purposes only



Water

Height of GWT in tension crack $h_t = 4,80$ m

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	Yes		permanent	4,00				on terrain

No.	Name
1	Snølast

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0,0150$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0000$

Global settings

Analysis type : plane slip surface

Settings of the stage of construction

Design situation for stability analysis : permanent

Analysis No. 1**Partial results**

Slip surface length	$l = 9,06$ m
Slip surface gradient	$\alpha = 20,00$ °
Gravity force	$W_z = 568,40$ kN/m
Force due to water on slip surface	$U = 217,36$ kN/m
Force due to water on tension crack	$V_x = -115,20$ kN/m
Force due to water on tension crack	$V_z = -20,31$ kN/m
Forces due to surcharge	$P_z = 37,92$ kN/m
Influence of earthquake	$K_x = -8,53$ kN/m
Normal force on slip surface	$N = 290,99$ kN/m
Shear stress on slip surface	$\tau = 35,37$ kPa

Plane slip surface analysis

Resisting force $T_{res} = 320,33$ kN/m

Driving force $T_{act} = 316,69$ kN/m

Utilization = 98,86 %

Stability of rock slope is SATISFACTORY

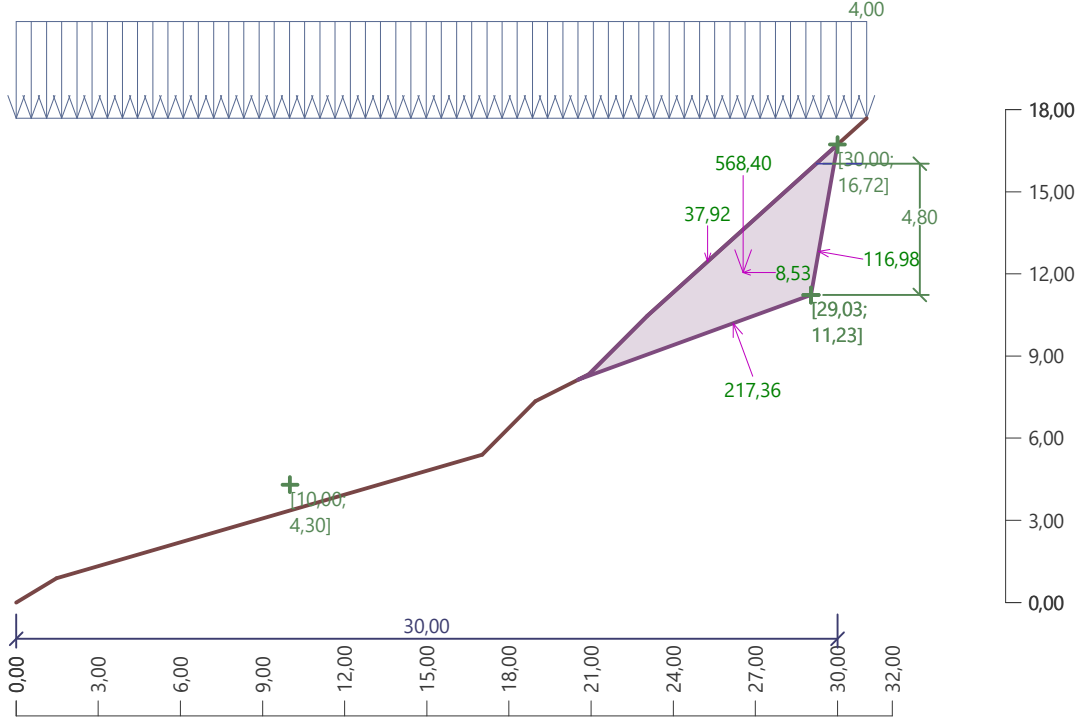


For non-commercial purposes only



Name : Analysis

Stage - analysis : 1 - 1



For non-commercial purposes only



Vedlegg 5

Erik og Lars

Analysis of rock stability

Input data (Stage of construction 4)

Rock

Unit weight $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Shear strength : Mohr-Coulomb

Angle of internal friction $\varphi = 37,00^\circ$

Cohesion $c = 20,00 \text{ kPa}$

Slip surface

No.	Coordinate	
	x[m]	y[m]
1	20,07	0,53
2	27,60	3,27
3	30,00	16,87

Slip surface gradient $\alpha = 20,00^\circ$

Tension crack gradient $\varphi = 10,00^\circ$

Distance of tension crack $x = 30,00 \text{ m}$

Type of slip surface: smooth

Water

Height of GWT in tension crack $h_t = 8,34 \text{ m}$

Applied forces acting on the structure

No.	Force new edit	Name	Action	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Yes	Fra fylling	permanent	162,93	0,00	0,00	20,00	4,67

Defined anchors

No.	New anchor	Origin		Length l [m]	Gradient α [°]	Spacing b [m]
		x[m]	z[m]			
1	No	25,00	12,37	6,00	30,00	1,00

No.	Anchor type	Post-stressing	Force	Bearing
			F [kN]	cap. R_t [kN]
1	active	Yes	43,74	

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0,0800$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0240$

Settings of the stage of construction

Design situation for stability analysis : permanent

Analysis No. 1 (Stage of construction 4)

Plane slip surface analysis

Resisting force $T_{res} = 933,39 \text{ kN/m}$

Driving force $T_{act} = 932,29 \text{ kN/m}$

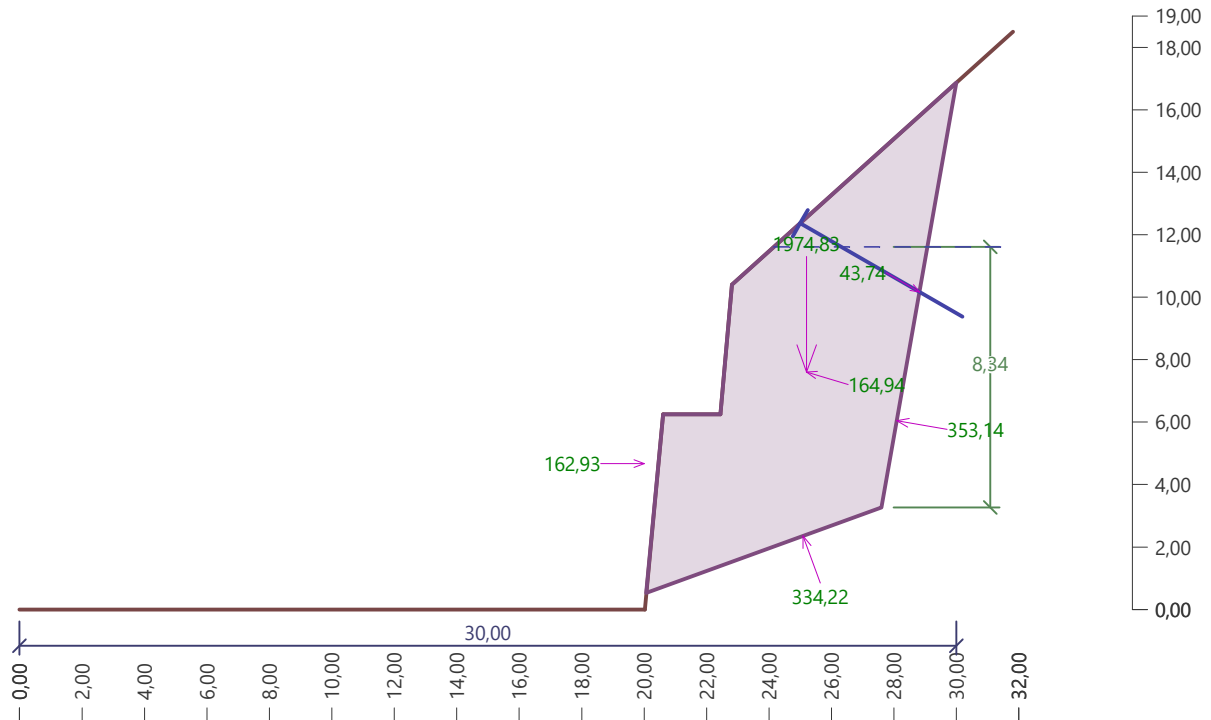
Utilization = 99,88 %

Stability of rock slope is SATISFACTORY



For non-commercial purposes only





For non-commercial purposes only



Analysis of rock stability

Input data

Project

Task : Analyse av permanent sikring

Date : 15.05.2019

Settings

(input for current task)

Stability analysis

Verification methodology : according to EN 1997

Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)					
Permanent design situation					
		State STR		State GEO	
		Unfavourable	Favourable	Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Water load :	$\gamma_w =$			1,00 [-]	

Partial factors for soil parameters (M)		
Permanent design situation		
Partial factor on internal friction :	$\gamma_\phi =$	1,25 [-]
Partial factor on effective cohesion :	$\gamma_c =$	1,25 [-]
Partial factor on undrained shear strength :	$\gamma_{cu} =$	1,40 [-]

Terrain

Terrain sections

No.	Gradient $\alpha [^\circ]$	Overall length $l [m]$	Horizontal length $l_h [m]$	Height $l_v [m]$
1	0,00	20,02	20,02	0,00
2	84,61	6,28	0,59	6,25
3	0,00	1,83	1,83	0,00
4	84,91	4,17	0,37	4,15
5	42,00	12,11	9,00	8,10

Rock

Unit weight $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Shear strength : Mohr-Coulomb

Angle of internal friction $\phi = 37,00^\circ$

Cohesion $c = 20,00 \text{ kPa}$

Slip surface

No.	Coordinate	
	x[m]	y[m]
1	22,65	8,60
2	28,95	10,90
3	30,00	16,87

Slip surface gradient $\alpha = 20,00^\circ$

Tension crack gradient $\phi = 10,00^\circ$



For non-commercial purposes only



Distance of tension crack $x = 30,00$ m

Type of slip surface: smooth

Water

Height of GWT in tension crack $h_t = 4,80$ m

Defined anchors

No.	New anchor	Origin		Length l [m]	Gradient α [°]	Spacing b [m]
		x[m]	z[m]			
1	Yes	25,00	12,37	6,00	30,00	1,00

No.	Anchor type	Post-stressing	Force	Bearing cap.
			F [kN]	R_t [kN]
1	active		0,00	

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0,0800$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0240$

Global settings

Analysis type : plane slip surface

Settings of the stage of construction

Design situation for stability analysis : permanent

Analysis No. 1 (Stage of construction 1)

Partial results

Slip surface length	$l = 6,70$ m
Slip surface gradient	$\alpha = 20,00$ °
Gravity force	$W_z = 612,09$ kN/m
Force due to water on slip surface	$U = 160,82$ kN/m
Force due to water on tension crack	$V_x = -115,20$ kN/m
Force due to water on tension crack	$V_z = -20,31$ kN/m
Influence of earthquake	$K_x = -48,97$ kN/m
Influence of earthquake	$K_z = -14,69$ kN/m
Normal force on slip surface	$N = 325,32$ kN/m
Shear stress on slip surface	$\tau = 48,28$ kPa

Plane slip surface analysis

Analysis of required anchor force:

Required anchor force = 43,74 kN

Anchor force gradient = 30,00 °

Resisting force $T_{res} = 323,53$ kN/m

Driving force $T_{act} = 323,53$ kN/m

Utilization = 100,00 %

Stability of rock slope is SATISFACTORY

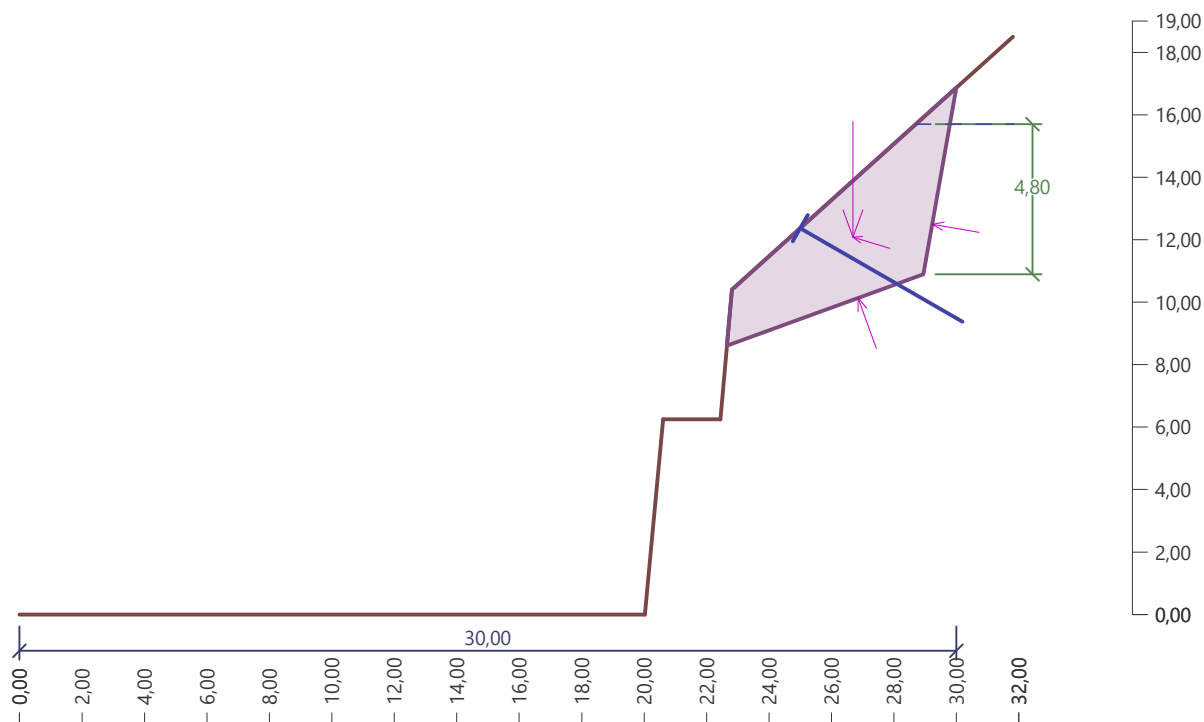


For non-commercial purposes only



Name : Analysis

Stage - analysis : 1 - 1



Input data (Stage of construction 2)

Rock

Unit weight $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Shear strength : Mohr-Coulomb

Angle of internal friction $\varphi = 37,00^\circ$

Cohesion $c = 20,00 \text{ kPa}$

Slip surface

No.	Coordinate	
	x[m]	y[m]
1	22,47	6,54
2	28,57	8,76
3	30,00	16,87

Slip surface gradient $\alpha = 20,00^\circ$

Tension crack gradient $\varphi = 10,00^\circ$

Distance of tension crack $x = 30,00 \text{ m}$

Type of slip surface: smooth

Water

Height of GWT in tension crack $h_t = 6,94 \text{ m}$



For non-commercial purposes only



Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	Yes		permanent	4,00				on terrain

No.	Name
1	Snølast

Defined anchors

No.	New anchor	Origin		Length l [m]	Gradient α [°]	Spacing b [m]
		x[m]	z[m]			
1	No	25,00	12,37	6,00	30,00	1,00
2	Yes	22,69	9,00	7,00	10,00	1,00

No.	Anchor type	Post-stressing	Force	Bearing cap.
			F [kN]	R _t [kN]
1	active	Yes	43,74	
2	active	Yes	0,00	

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0,0150$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0045$

Settings of the stage of construction

Design situation for stability analysis : permanent

Analysis No. 1 (Stage of construction 2)

Partial results

Slip surface length	$l = 6,50$ m
Slip surface gradient	$\alpha = 20,00$ °
Gravity force	$W_z = 934,50$ kN/m
Force due to water on slip surface	$U = 225,40$ kN/m
Force due to water on tension crack	$V_x = -240,82$ kN/m
Force due to water on tension crack	$V_z = -42,46$ kN/m
Forces due to active anchors	$F_{ax} = 37,88$ kN/m
Forces due to active anchors	$F_{az} = 21,87$ kN/m
Forces due to surcharge	$P_z = 30,14$ kN/m
Influence of earthquake	$K_x = -14,02$ kN/m
Influence of earthquake	$K_z = -4,21$ kN/m
Normal force on slip surface	$N = 583,56$ kN/m
Shear stress on slip surface	$\tau = 72,92$ kPa

Plane slip surface analysis

Analysis of required anchor force:

Required anchor force = 59,61 kN

Anchor force gradient = 10,00 °

Resisting force $T_{res} = 473,69$ kN/m

Driving force $T_{act} = 473,69$ kN/m

Utilization = 100,00 %

Stability of rock slope is SATISFACTORY

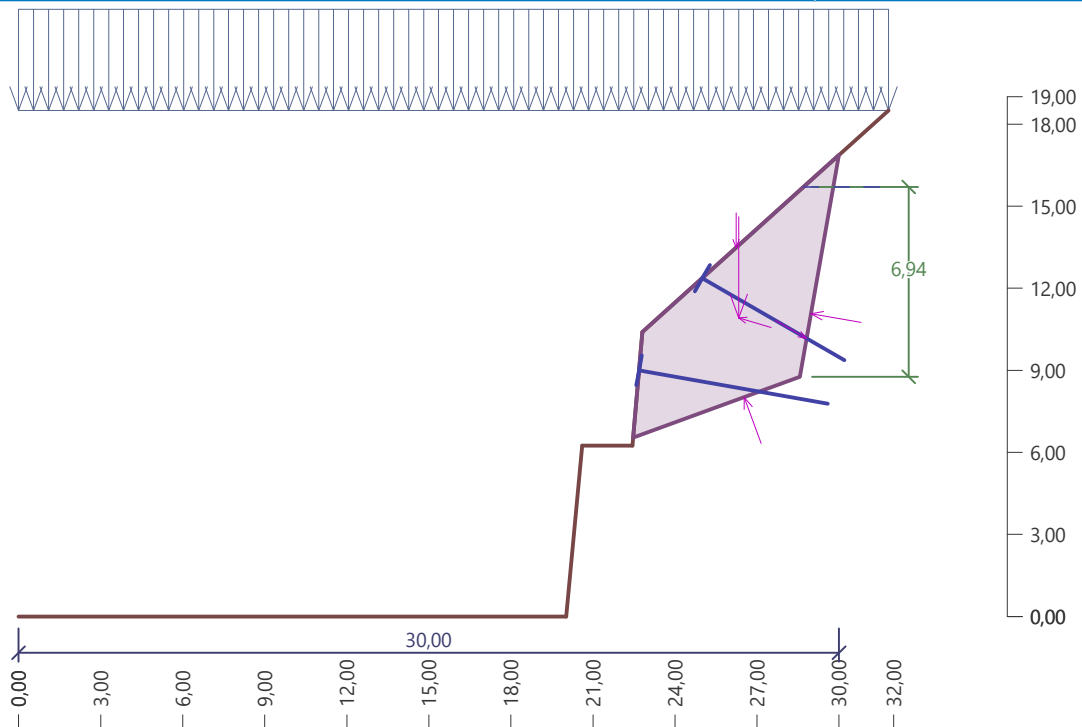


For non-commercial purposes only



Name : Analysis

Stage - analysis : 2 - 1



Input data (Stage of construction 3)

Rock

Unit weight $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Shear strength : Mohr-Coulomb

Angle of internal friction $\varphi = 37,00^\circ$

Cohesion $c = 20,00 \text{ kPa}$

Slip surface

No.	Coordinate	
	x[m]	y[m]
1	20,39	3,96
2	28,23	6,81
3	30,00	16,87

Slip surface gradient $\alpha = 20,00^\circ$

Tension crack gradient $\varphi = 10,00^\circ$

Distance of tension crack $x = 30,00 \text{ m}$

Type of slip surface: smooth

Water

Height of GWT in tension crack $h_t = 8,89 \text{ m}$



For non-commercial purposes only



Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	No	No	permanent	4,00				on terrain

No.	Name
1	Snølast

Defined anchors

No.	New anchor	Origin		Length l [m]	Gradient α [°]	Spacing b [m]
		x[m]	z[m]			
1	No	25,00	12,37	6,00	30,00	1,00
2	No	22,69	9,00	7,00	10,00	1,00
3	Yes	20,54	5,50	9,00	10,00	1,00

No.	Anchor type	Post-stressing	Force	Bearing cap.
			F [kN]	R _t [kN]
1	active	Yes	43,74	
2	active	Yes	56,61	
3	active	Yes	0,00	

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0,0150$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0045$

Settings of the stage of construction

Design situation for stability analysis : permanent

Analysis No. 1 (Stage of construction 3)

Partial results

Slip surface length	$l = 8,34$ m
Slip surface gradient	$\alpha = 20,00$ °
Gravity force	$W_z = 1311,74$ kN/m
Force due to water on slip surface	$U = 370,50$ kN/m
Force due to water on tension crack	$V_x = -395,16$ kN/m
Force due to water on tension crack	$V_z = -69,68$ kN/m
Forces due to active anchors	$F_{ax} = 93,63$ kN/m
Forces due to active anchors	$F_{az} = 31,70$ kN/m
Forces due to surcharge	$P_z = 38,42$ kN/m
Influence of earthquake	$K_x = -19,68$ kN/m
Influence of earthquake	$K_z = -5,90$ kN/m
Normal force on slip surface	$N = 747,14$ kN/m
Shear stress on slip surface	$\tau = 75,14$ kPa

Plane slip surface analysis

Analysis of required anchor force:

Required anchor force = 141,19 kN

Anchor force gradient = 10,00 °

Resisting force $T_{res} = 626,33$ kN/m

Driving force $T_{act} = 626,33$ kN/m

Utilization = 100,00 %

Stability of rock slope is SATISFACTORY

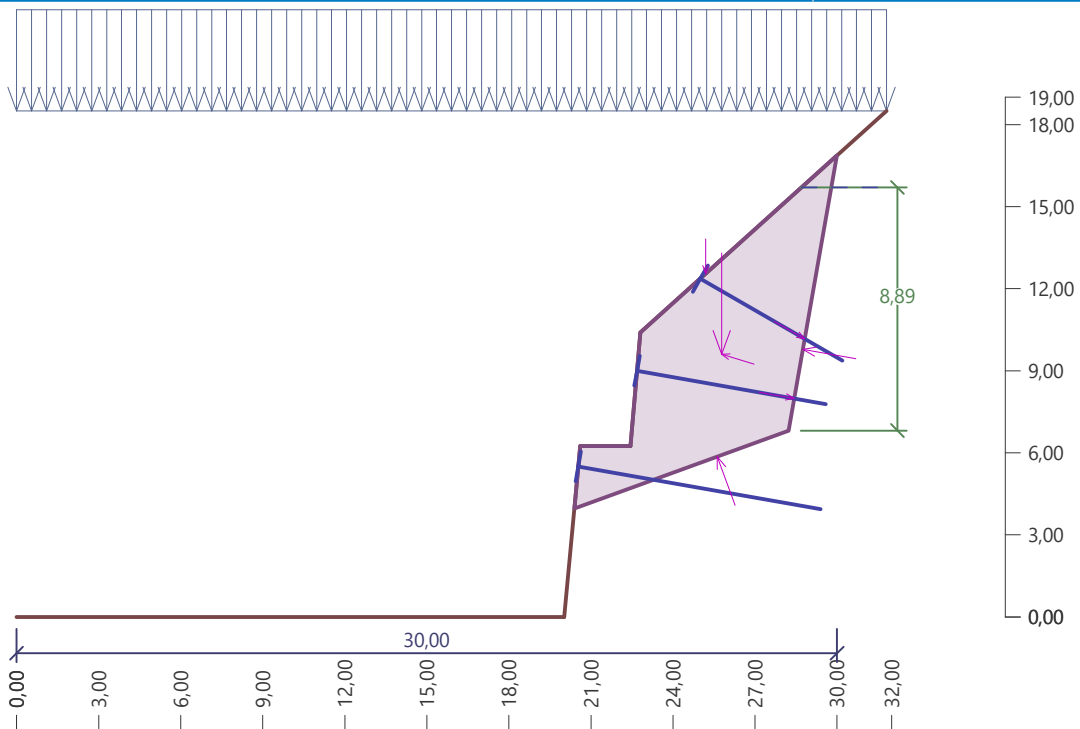


For non-commercial purposes only



Name : Analysis

Stage - analysis : 3 - 1



Input data (Stage of construction 4)

Rock

Unit weight $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Shear strength : Mohr-Coulomb

Angle of internal friction $\varphi = 37,00^\circ$

Cohesion $c = 20,00 \text{ kPa}$

Slip surface

No.	Coordinate	
	x[m]	y[m]
1	20,07	0,53
2	27,60	3,27
3	30,00	16,87

Slip surface gradient $\alpha = 20,00^\circ$

Tension crack gradient $\varphi = 10,00^\circ$

Distance of tension crack $x = 30,00 \text{ m}$

Type of slip surface: smooth

Water

Height of GWT in tension crack $h_t = 12,43 \text{ m}$



For non-commercial purposes only



Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	Yes		permanent	4,00				on terrain

No.	Name
1	Snølast

Defined anchors

No.	New anchor	Origin		Length l [m]	Gradient α [°]	Spacing b [m]
		x[m]	z[m]			
1	No	25,00	12,37	6,00	30,00	1,00
2	No	22,69	9,00	7,00	10,00	1,00
3	No	20,54	5,50	9,00	10,00	1,00
4	Yes	20,30	3,00	7,00	10,00	1,00

No.	Anchor type	Post-stressing	Force	Bearing cap.
			F [kN]	R_t [kN]
1	active	Yes	43,74	
2	active		56,61	
3	active	Yes	141,19	
4	active	Yes	0,00	

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0,0150$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0045$

Settings of the stage of construction

Design situation for stability analysis : permanent

Analysis No. 1 (Stage of construction 4)

Partial results

Slip surface length	$l = 8,01$ m
Slip surface gradient	$\alpha = 20,00$ °
Gravity force	$W_z = 1974,83$ kN/m
Force due to water on slip surface	$U = 498,13$ kN/m
Force due to water on tension crack	$V_x = -772,52$ kN/m
Force due to water on tension crack	$V_z = -136,22$ kN/m
Forces due to active anchors	$F_{ax} = 232,67$ kN/m
Forces due to active anchors	$F_{az} = 56,22$ kN/m
Forces due to surcharge	$P_z = 39,72$ kN/m
Influence of earthquake	$K_x = -29,62$ kN/m
Influence of earthquake	$K_z = -8,89$ kN/m
Normal force on slip surface	$N = 1116,63$ kN/m
Shear stress on slip surface	$\tau = 112,63$ kPa

Plane slip surface analysis

Analysis of required anchor force:

Required anchor force = 336,08 kN

Anchor force gradient = 10,00 °

Resisting force $T_{res} = 902,69$ kN/m

Driving force $T_{act} = 902,69$ kN/m



For non-commercial purposes only

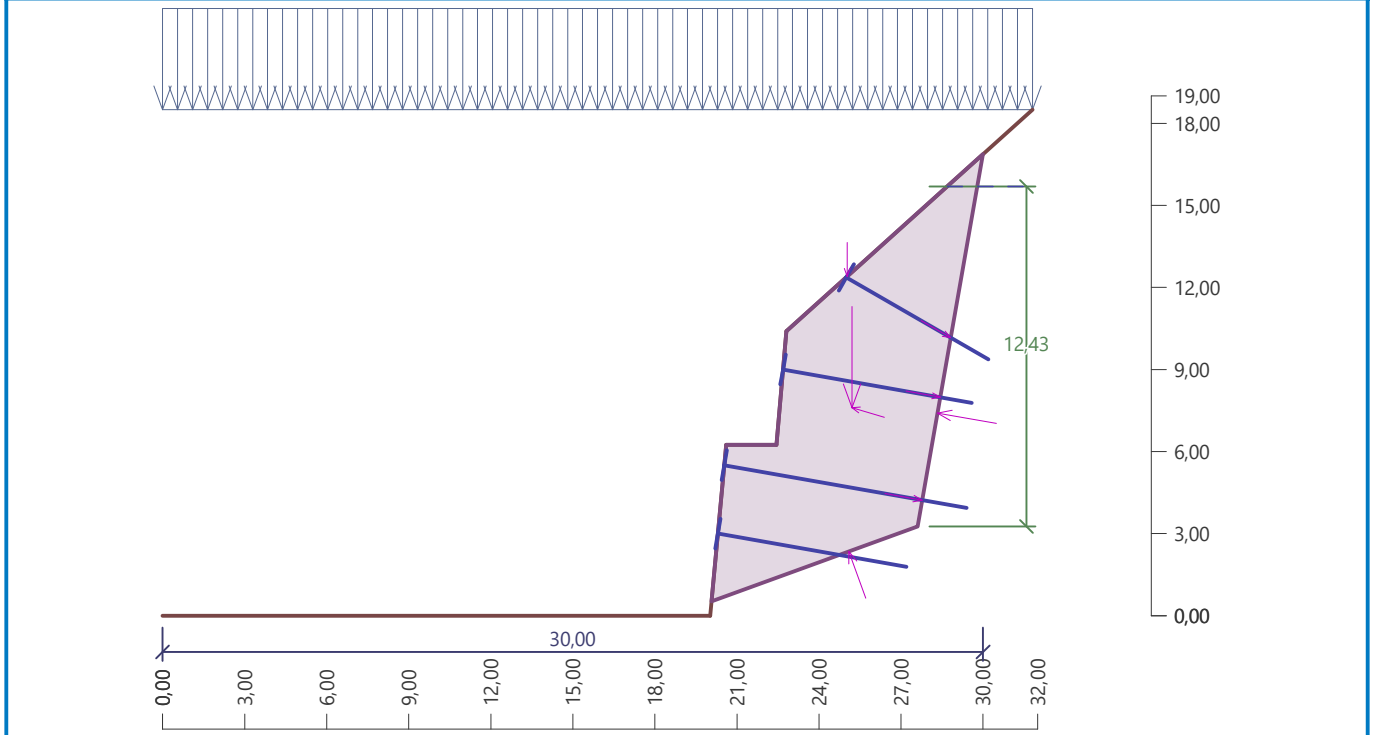


Utilization = 100,00 %

Stability of rock slope is **SATISFACTORY**

Name : Analysis

Stage - analysis : 4 - 1



For non-commercial purposes only



Vedlegg 7

Erik og Lars

Analysis of rock stability

Input data

Project

Date : 30.04.2019

Settings

(input for current task)

Stability analysis

Verification methodology : according to EN 1997

Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)					
Permanent design situation					
		State STR		State GEO	
		Unfavourable	Favourable	Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Water load :	$\gamma_w =$			1,00 [-]	

Partial factors for soil parameters (M)		
Permanent design situation		
Partial factor on internal friction :	$\gamma_\phi =$	1,25 [-]
Partial factor on effective cohesion :	$\gamma_c =$	1,25 [-]
Partial factor on undrained shear strength :	$\gamma_{cu} =$	1,40 [-]

Terrain

Terrain sections

No.	Gradient $\alpha[^\circ]$	Overall length $l[m]$	Horizontal length $l_h[m]$	Height $l_v[m]$
1	80,00	3,40	0,59	3,35
2	45,00	8,49	6,00	6,00

Rock

Unit weight $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$

Shear strength : Mohr-Coulomb

Angle of internal friction $\phi = 37,00^\circ$

Cohesion $c = 20,00 \text{ kPa}$

Slip surface

No.	Coordinate	
	x[m]	y[m]
1	0,00	0,00
2	5,00	1,82
3	5,00	7,76

Slip surface gradient $\alpha = 20,00^\circ$

Tension crack gradient $\phi = 0,00^\circ$

Distance of tension crack $x = 5,00 \text{ m}$

Type of slip surface: smooth



For non-commercial purposes only



Water

Height of GWT in tension crack $h_t = 5,00$ m

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0,0000$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0000$

Global settings

Analysis type : plane slip surface

Settings of the stage of construction

Design situation for stability analysis : permanent

Analysis No. 1

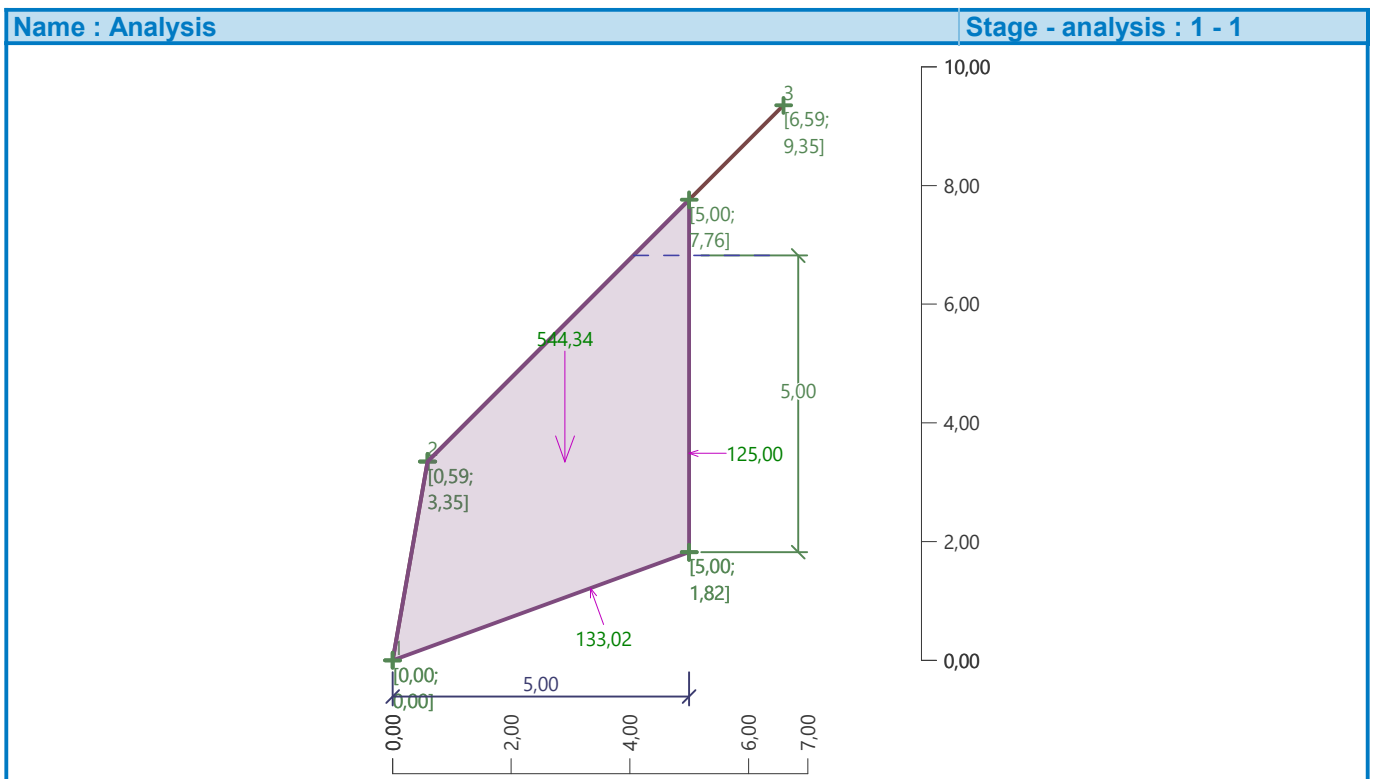
Plane slip surface analysis

Resisting force $T_{res} = 287,53$ kN/m

Driving force $T_{act} = 303,64$ kN/m

Utilization = 105,60 %

Stability of rock slope is NOT SATISFACTORY



Analysis No. 2

Plane slip surface analysis

Analysis of required anchor force:

Required anchor force = 14,58 kN

Anchor force gradient = 30,00 °



For non-commercial purposes only



Resisting force $T_{res} = 294,26$ kN/m

Driving force $T_{act} = 294,26$ kN/m

Utilization = 100,00 %

Stability of rock slope is SATISFACTORY



Vedlegg 8

$$c = 20 \text{ kPa}$$

$$A = (H + b \tan \psi_s - z) \operatorname{cosec} \psi_p = (3,35 + 4,41 * \tan(45) - 5,94) * (1/\sin 20) \\ = \underline{5,32 \text{ m}^2}$$

$$W = \gamma_r [(1 - \cot \psi_f \tan \psi_p) (bH + \frac{1}{2} H^2 \cot \psi_f) + \frac{1}{2} b^2 (\tan \psi_s - \tan \psi_p)] \\ = 26 [(1 - \cot(80) * \tan(20)) (4,41 * 3,35 + 0,5 * 3,35^2 * \cot(80)) + 0,5 * 4,41^2 (\tan(45) - \tan(20))] \\ = \underline{544,34 \text{ kN/m}}$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w (H + b \tan \psi_s - z) \operatorname{cosec} \psi_p = 0,5 * 9,81 * 5 (3,35 + 4,41 * \tan(45) - 5,94) * (1/\sin 20) \\ = \underline{130,5 \text{ kN/m}}$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2 = 0,5 * 9,81 * 5^2 \\ = \underline{122,6 \text{ kN/m}}$$

$$\gamma: \text{ fjell} = 26 \text{ kN/m}^3, \text{ vann} = 9,81 \text{ kN/m}^3$$

$$H = 3,35 \text{ m}$$

$$Z = 5,94 \text{ m}$$

$$Z_w = 5 \text{ m}$$

$$\alpha = 0,073$$

$$\Psi_p = 20^\circ$$

$$\Psi_f = 80^\circ$$

$$\Psi_s = 45^\circ$$

$$\phi_a = 37^\circ$$

$$\theta = 0$$

$$T = 0 \text{ (undersøker her eventuelt behov for bolt)}$$

$$b = 4,41 \text{ m}$$

Stabiliserende krefter > drivende krefter

$$M_d > F_d$$

$$\frac{cA}{\gamma_m} + [W(\cos\psi_p - \alpha\sin\psi_p) - U - V\sin\psi_p + T\gamma_r\cos\theta] \frac{\tan\phi_a}{\gamma_m}$$

$$> W(\gamma_f\sin\psi_p + \alpha\gamma_{f1}\cos\psi_p) + V\gamma_f\cos\psi_p - T\gamma_r\sin\theta$$

$$\text{Stabiliserende krefter} = \frac{cA}{\gamma_m} + [W(\cos\psi_p - \alpha\sin\psi_p) - U - V\sin\psi_p + T\gamma_r\cos\theta] \frac{\tan\phi_a}{\gamma_m}$$

$$= \frac{20 \cdot 5,32}{1,25} + [544,34(\cos(20) - 0) - 130,5 - 122,6 \cdot \sin(20) + 0] \frac{\tan(37)}{1,25}$$

$$= \underline{289,5 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Drivende krefter} = W(\gamma_f\sin\psi_p + \alpha\gamma_{f1}\cos\psi_p) + V\gamma_f\cos\psi_p - T\gamma_r\sin\theta$$

$$= 544,34(1,0 \cdot \sin(20) + 0) + 122,6 \cdot 1,0 \cdot \cos(20) - 0$$

$$= \underline{301,4 \text{ kN/m}}$$

Vurdering av fjellskråningsstabilitet og sikringstiltak i Dolstad

Assesement of rock slope stability and support methods in Dolstad

Hvorfor bruke sikringsbolter?

- Ustabil skråning
- Enkelt sikringstiltak
- Billigste sikringstiltak*

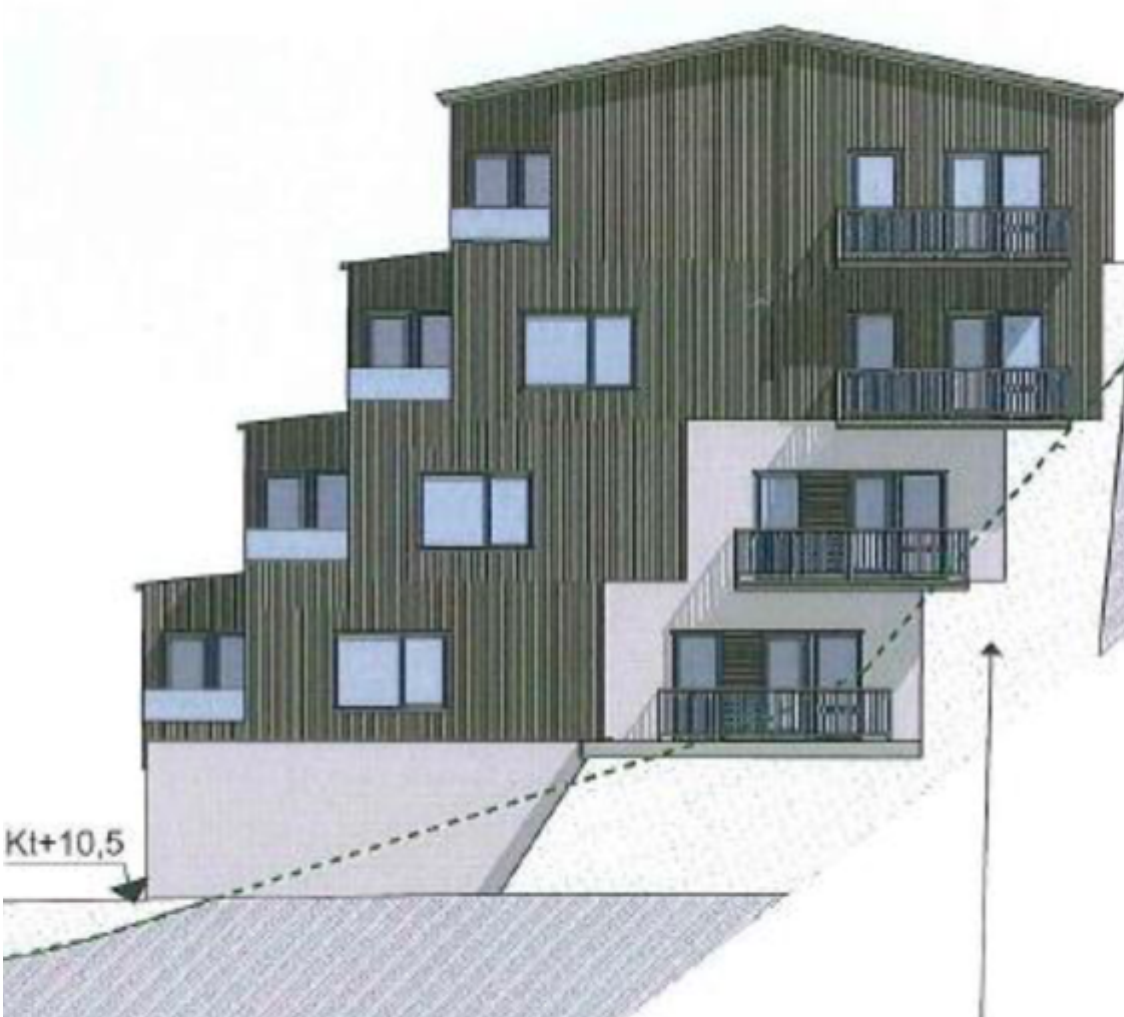
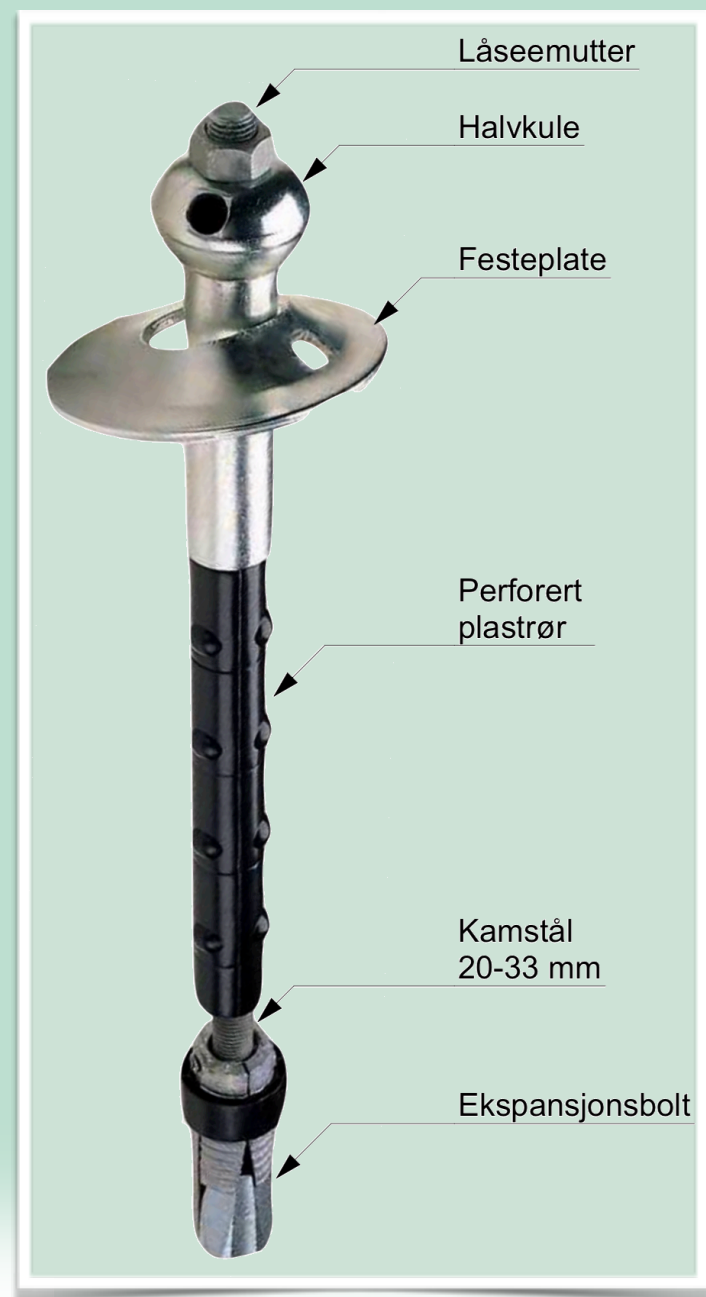
Hvorfor bruke CT-bolten?

- Gir mulighet for umiddelbar sikring gjennom ekspansjonsbolten og permanentsikring gjennom ettergysing
- Korrosjonsbeskyttet
- Enkel å installere
- Stor kapasitet

Behovet for CT-bolten?

- 4 stykker bare i akse 4-1.

* Sammenlignet med andre mulige sikringstiltak i denne skråningen



Plane slip surface analysis
 Analysis of required anchor force:
 Required anchor force = 379,07 kN
 Anchor force gradient = 10,00 °
 Resisting force T_{res} = 938,01 kN/m
 Driving force T_{act} = 938,01 kN/m
 Utilization = 100,00 %
 Stability of rock slope is SATISFACTORY

