



Statens vegvesen

Sikring av veger mot steinskred

Grunnlag for veiledning

VD rapport

Vegdirektoratet

Nr. 32



Vegdirektoratet
Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen
Geoteknikk og skred
Juni 2011

VD rapport

Tittel

Sikring av veger mot steinskred

Undertittel

Grunnlag for veiledning

Forfatter

Heidi Bjordal mfl

Avdeling

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen

Seksjon

Geoteknikk og skred

Prosjektnummer

601995

Rapportnummer

Nr. 32

Prosjektleder

Gordana Petkovic

Godkjent av

Jan Otto Larsen

Emneord

Skredsikring, steinsprang, steinskred

Sammendrag

Rapporten inngår i en serie rapporter fra FoU-prosjektet "Klima og transport", etatsprosjekt 2007-2010. Hensikten med prosjektet er å forbedre rutiner og regelverk for planlegging, prosjektering, bygging, drift og vedlikehold av vegnettet som svar på endrede klimaforhold.

Rapporten er et høringsutkast til en veiledning om sikring av veger mot steinsprang og steinskred. Hensikten med veilederen er å gi ansatte i Statens vegvesen og andre et faglig grunnlag for vurdering av steinskredfare og valg av sikringstiltak. Rapporten inneholder en beskrivelse av fremgangsmåte ved skredfarevurderinger, bruk av steinsprangsimuleringer og beskrivelse av aktuelle sikringsmetoder.

Antall sider 75

Dato Juni 2011

VD report

Title

Rockslide protection of roads

Subtitle

Draft version of manual

Author

Heidi Bjordal et al

Department

Traffic Safety, Environment and Technology Department

Section

Geotechnical Section

Project number

601995

Report number

No. 32

Project manager

Gordana Petkovic

Approved by

Jan Otto Larsen

Key words

Rockfall, rockslide, protection measures

Summary

This report belongs to a series of reports from the R&D programme "Climate and Transport", carried out by the Norwegian Public Roads Administration 2007-2010. The main objectives of the programme are to investigate the effect of climate change on the road network and recommend remedial actions concerning planning, design, construction and maintenance.

This report is a draft version of a manual containing guidelines for rockfall and rockslide protection of roads. The aim of the manual is to provide guidance for evaluating rockfall and rockslide hazard and relevant protection measures. The report contains a description of risk assessment, simulation models and relevant protection measures.

Pages 75

Date June 2011

Forord

Rapporten inngår i en serie rapporter fra FoU-prosjektet 'Klima og transport', etatsprosjekt 2007 -2010. Hensikten med prosjektet er å forbedre rutiner og regelverk for planlegging, prosjektering, bygging, drift og vedlikehold av vegnettet som svar på endrede klimaforhold.

Klimaforskningen konkluderer med at vi etter all sannsynlighet vil få endring til et varmere klima, som antas å føre til en økning i nedbørmengde og intensitet, parallelt med økt stormfrekvens og stormstyrke. Effektiviteten og sikkerheten av vegnettet påvirkes av nedbør, vind og temperaturforholdene. Dette er elementer som har innvirkning på steinsprang, fjellskred og snøskred, overflatevann, flom og erosjon, frysing og tining samt snø og is på vegbanen.

'Klima og transport' jobber etter beskrivelser av klimaendringer og deres effekt på transportsektoren slik de er nedfelt i følgende dokumenter:

- NTP-rapport "Virkninger av klimaendringer for transportsektoren", laget av en tverretattlig gruppe i transportsektoren: Jan Otto Larsen (leder) og Pål Rosland (sekretær), Statens vegvesen Vegdirektoratet, Kjell Arne Skoglund, Jernbaneverket, Eivind Johnsen, Kystverket og Olav Mosvold Larsen, Avinor.
- Vedleggsrapport "Regionale klimascenarier for transportsektoren i Norge – en oppdatering", av Jan Erik Haugen og Jens Debernard, Det Norske Meteorologiske institutt, februar 2007. (Rapporten er basert på scenarier fra RegClim prosjektet.)
- "Klima i Norge 2100", utarbeidet for NOU Klimatilpassing av Meteorologisk institutt, Bjerknæssenteret, Nansensenteret, Havforskningsinstitutt og NVE, juni 2009.

'Klima og transport' består av følgende delprosjekter:

- Dp 1 Premisser og implementering
- Dp 2 Innsamling, lagring og bruk av data
- Dp 3 Flom- og erosjonssikring
- Dp 4 Snø-, stein-, jord- og flomskred
- Dp 5 Tilstandsutvikling på vegnettet
- Dp 6 Konsekvenser for vinterdrift
- Dp 7 Sårbarhet og beredskap

Prosjektleder for 'Klima og transport' er Gordana Petkovic og prosjektsekretær Reidun Svendsen. Mer informasjon om prosjektet: <http://www.vegvesen.no/klimaogtransport>

Denne rapporten tilhører delprosjekt 4 Skred som omfatter snø-, stein-, jord- og flomskred, og hvordan utløsning og frekvens av disse kan bli påvirket av endrede klimaforhold. For mer informasjon om delprosjekt 4, se vedlegg 2.

Denne rapporten er utarbeidet som grunnlag for en kommende veiledning om sikring av veger mot steinsprang og steinskred, og dermed bidra til at vegene står bedre rustet til fremtidige klimaendringer. Rapporten tar for seg de vurderinger som bør gjøres ved eksisterende og nye veger, og henvender seg i første rekke til etatens skredtekniske saksbehandlere.

Rapporten er utarbeidet av en arbeidsgruppe bestående av Ulrik Domaas (NGI), Kristin Hilde Holmøy (Sintef), Kjetil Moen (Multiconsult), Njål Farestveit, Roger Guldvik Ebeltoft, Martin Weme Nilsen, Jan Otto Larsen og Heidi Bjordal (Statens vegvesen). Svein Helge Frækaland (Statens vegvesen) har ledet arbeidet, og Heidi Bjordal har sammenstilt rapporten.

For oversikt over tidligere rapporter fra Klima og transport, se vedlegg 3.

Forsidebildet viser sikring med portal, voll og bolting av bergpartiet ved innløpet til Fatlabergtunnelen på rv. 55. Fotograf: Svein Helge Frækaland, Statens vegvesen.

Innhold

FORORD	1
1 INTRODUKSJON.....	5
1.1 INNLEDNING	5
1.2 DEFINISJONER	5
2 SIKRINGSFILOSOFI	6
3 UTLØSNING AV STEINSKRED.....	7
3.1 PROSESSER FOR UTLØSNING AV STEINSKRED.....	7
3.2 STABILITET AV BERG	7
3.3 FORVENTENDE ENDRINGER I KLIMAET DE NÆRMESTE 50 ÅR	8
3.4 KONSEKVENSER AV KLIMAENDRINGER	9
4 SKREDFAREVURDERING.....	10
4.1 GEOLOGISK KARTLEGGING.....	10
4.1.1 Innhenting av eksisterende bakgrunnsinformasjon	10
4.1.2 Befaring.....	10
4.1.3 Definisjon av potensielt stabilitetsproblem	11
4.1.4 Parameterbestemmelse.....	11
4.2 STABILITETSANALYSER	14
4.2.1 Tradisjonell deterministisk analyse	15
4.2.2 Partialfaktormetoden	16
4.3 SIMULERING OG MODELLERING	17
4.3.1 Topografisk modell for beregning av utløpsdistanse	17
4.3.2 Simuleringsmodeller.....	19
4.3.3 Bruk av GIS-verktøy.....	26
4.4 AKUTTE SKREDFAREVURDERINGER.....	30
4.4.1 Forberedelser.....	30
4.4.2 Ansvar	30
4.4.3 Situasjon.....	31
4.4.4 Vurdering	31
4.4.5 Tiltak	31
4.4.6 Rapportering	32
5 SIKRINGSMETODER.....	33
5.1 OVERVÅKING OG VARSLING	33
5.1.1 Hva bør overvåkes.....	33
5.1.2 Metoder for overvåkning.....	33
5.1.3 Varsling av skred.....	35
5.2 SIKRING I LØSNEOMRÅDE	38
5.2.1 Rensk, sprengning, spyling.....	38
5.2.2 Drenering og vegetasjonstiltak	42
5.2.3 Bolting.....	43
5.2.4 Nett og bånd.....	46
5.2.5 Sprøytebetong i skjæringer.....	49
5.3 SIKRING I SKREDBANEN.....	50
5.3.1 Fanggjerder.....	50
5.3.2 Fangvoller.....	52
5.3.3 Murer	53
5.4 SIKRING AV OBJEKTET/VEGEN	55
5.4.1 Overbygg	55
5.4.2 Portaler	55
5.4.3 Tunneler	55
5.4.4 Endring av veggeometri	55

6	PRAKTISK GJENNOMFØRING AV SIKRING, EKSEMPLER.....	56
6.1	REGISTRERINGER AV STEINSPRANG - CASE.....	56
6.2	E 16, NYGÅRD, LÆRDAL.	59
7	REFERANSELISTE.....	61

Vedlegg

Vedlegg 1	Dimensjonering av overbygg
Vedlegg 2	Beskrivelse av delprosjekt 4 Skred
Vedlegg 3	Oversikt over rapporter fra Klima og transport

1 Introduksjon

1.1 Innledning

Denne rapporten er et grunnlag for en ny veiledning om sikring av veger mot steinsprang og steinskred. Rapporten er utarbeidet for å skape et bedre grunnlag for håndtering av steinsprang og steinskredfare på vegnettet, og for dermed å stå bedre rustet til fremtidige klimaendringer.

Rapporten inneholder fremgangsmåter for vurderinger som bør gjøres på eksisterende og nye veger, sammen med beskrivelser av de mest brukte sikringsmetoder.

Formålet med veiledningen er å kunne gi best mulig forutsetninger for planlegging, prosjektering, utførelse, drift og vedlikehold av skredutsatt veg og skredsikringstiltak på vegnettet. Veiledningen er ikke ment å erstatte eksisterende håndbøker, men være et supplement til disse. Prosjektering og utførelse av skredsikringstiltak skal utføres i henhold til Statens vegvesens øvrige normaler og retningslinjer.

Veilederen omfatter i hovedsak naturlig terreng. Når det gjelder bergskjæringer og utsprengning og stabilitetsvurderinger av disse vises det til kommende veileder om høye bergskjæringer.

1.2 Definisjoner

Nedfall av stein deles ofte inn i steinsprang, steinskred og bergskred avhengig av volumet på de ustabile massene (Hestnes 1980):

Steinsprang	Volum under 100 m ³
Steinskred	Volum fra 100 m ³ til 10 000 m ³
Bergskred	Volum over 10 000 m ³

I denne veiledningen er steinskred brukt som fellesbetegnelse for nedfall av stein. Det er også konsekvent brukt begrepet *skred* og ikke *ras*.

2 Sikringsfilosofi

Fremgangsmåte og vurderingsmetodikk vil i avhenge av om man vurderer en enkelt blokk, et mindre område, eller en større fjellside. Ethvert valg av sikring vil basere seg på en forutgående befaring for å kartlegge omfang av løst berg og konsekvenser ved utfall. Ved store fjellsider som er vanskelig tilgjengelige kan det være nødvendig med befaring fra helikopter. Man vil ikke få med seg detaljer fra helikopter, men man kan få god oversikt over omfang og størrelse på løse blokker.

Sammen med en befaring vil det være vesentlig å undersøke tidligere hendelser i området. En oversikt over registrerte skredhendelser kan hentes fra NVDB, men dette må som oftest suppleres med erfaringer fra driftspersonell, byggherre og andre lokalkjente eller fastboende.

Ved valg av sikringsmetoder og utførelse av sikring er det grunnleggende å etablere samarbeid mellom byggherrerepresentanter, vegplanleggere og en eller flere geologer. Man må få oversikt om det er behov for midlertidige tiltak, eller om det skal planlegges for et varig tiltak. Det skal legges vekt på at det endelige tiltaket harmonerer med omgivelsene og utformes på en god måte med tanke på trafiksikkerhet. Dette er like viktig ved sikring av både eksisterende og nye veganlegg. Dersom det forventes betydelige miljøkonsekvenser av inngrepet skal landskapsarkitekt alltid være en del av prosjektgruppen. For gode råd vedrørende estetikk og formgivning av skredsikringstiltak vises det til (Statens vegvesen 1999; Statens vegvesen 2002).

Ved sikringsmetoder som krever supplerende elementer, for eksempel utstyr som rekkverk, belysning, skilt og koblingsbokser, må dette håndteres tidlig i planfasen for å få et helhetlig produkt.

Viktige forhold ved valg av nivå på den sikringsmetoden som velges vil blant annet være trafikkmengde på strekningen, skredfrekvens, stengningsfrekvens og konsekvenser for trafikanter ved stengning av vegen. Skredfrekvens vil naturlig nok være vesentlig. Hvor mange hendelser som berører vegen og hvor ofte vegen er stengt forteller hvor utsatt denne strekningen er i forhold til andre strekninger. Volumet på nedfall kan også være viktig, men man må samtidig huske på at selv relativt små nedfall kan få fatale konsekvenser.

3 Utløsning av steinskred

3.1 Prosesser for utløsning av steinskred

En rekke ytre faktorer påvirker stabiliteten av avløst berg og løse steinblokker i fjellsiden. Disse er:

- Nedbør (vanntrykk i sprekker)
- Snøsmelting (vanntrykk i sprekker)
- Temperatur (svingninger rundt frysepunktet)
- Rotsprengning fra trær
- Jordskjelv

Mange steinskred inntreffer under kraftig regnvær fordi vannet eroderer, gir økt vanntrykk på sprekker eller finner seg nye veier i fjellsidene. Vannet kan ta nye flomløp eller styres nye veier på grunn av menneskelige inngrep i naturen. Under snøsmeltingen på våren kan smeltevannsbidraget bli betydelig og sammen med regnvær tilføre mer vann i fjellsidene enn de er tilpasset. Sprekker fylt med is som tiner kan for en tid være glatte og forårsake utfall. Temperatursvingninger rundt null grader vil føre til gjentatt frysing av is i sprekke og gradvis jekke ut løst berg. Dette kan være en prosess som pågår i 10- eller 100-talls år. Røtter i bergsprekker bidrar også til å skyve blokkene ut. Jordfylte sprekker og forvitring bidrar til lavere friksjon mellom sprekkeflatene. Ferske utfall av steinblokker for eksempel i foten av partiet tyder på en pågående bevegelse. I Norge er jordskjelvene svake og sjeldne, og vil i liten grad være årsak til steinskred. Vi kan imidlertid ikke se bort fra at sjeldne og kraftige skjelv kan inntreffe og forårsake utfall.

Nasjonal skreddatabase er analysert sammen med en database for klimavariabler i Geoextreme-prosjektet (Kronholm, Vikhamar-Schuler et al. 2006). Skreddatabasen består av mer enn 20 000 hendelser av alle typer skred, hovedsakelig gjennom de siste 100 årene. Analysen undersøker hvilke værfaktorer som bidrar til utløsning av skred. Hensikten er å bruke resultatene til å belyse effekten av forventede klimaendringer de neste 50 år. Korrelasjonen mellom steinsprangaktivitet og observerte værparametre er ikke signifikant. Dette kan bety enten at 1) kvaliteten av databasen er for dårlig til analysen som er gjort, 2) steinsprang utløses av faktorer som er mer langvarige enn de som ble testet (maks 30 døgn), 3) en kompleks interaksjon mellom de ulike værfaktorer som fører til utløsning av steinsprang, eller 4) at steinsprang også blir utløst som følge av ikke værrelaterte faktorer. Konklusjonen fra Geoextremeprojektet er at manglende korrelasjon mellom utløsning av steinsprang og vær skyldes en kombinasjon av de nevnte årsakene. Det går steinsprang og steinskred gjennom hele året uten noen annen påviselig grunn enn de langsomtvirkende drivende prosessene. I tillegg kommer de steinskredene som inntreffer under nedbørsperioder og frys- og tine- perioder. Derfor er det viktig å merke seg alle de aktive prosessene som forårsaker steinskred. I tillegg er det også en viss årstidsvariasjon. (Jørstad 1979) påviste en årstidsrelatert sammenheng med vesentlig høyere steinsprangaktivitet under vårmåneden april og høstmånedene oktober og november. Det er erfaringsmessig store regionale forskjeller på grunn av variasjoner i klima, relieff, geologi og potensial for steinskred.

3.2 Stabilitet av berg

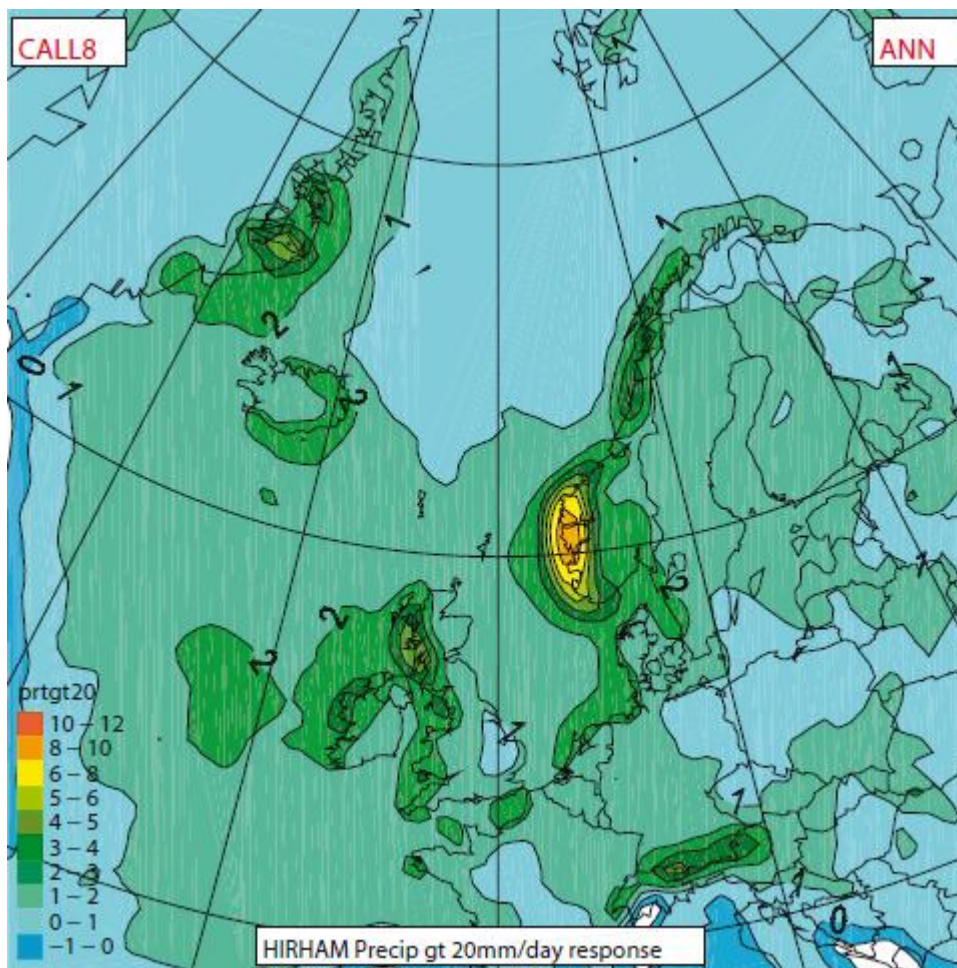
Berget i seg selv har også egenskaper som påvirker sannsynligheten for utfall. Stabiliteten bestemmes av bergets styrke, bruddmønster, mineralorientering, lokale bruddstrukturer som sprekker, slepper, foliasjon og skifrihet, samt forvitningsgrad. Utgliding på sprekkeflaten vil påvirkes av ruhet, bergstyrke, forvitring, sprekkefylling, helning på glideflaten, oppsprekingsgrad og friksjon. Løse blokker kan i varierende grad være innspent. Over så kort tid som 50 år vil berget selv i liten grad påvirkes.

Ingeniørgeologiske undersøkelser er påkrevd for å kunne gi svar på muligheten for utfall fra en skrentsone. Enkle vurderinger av løst berg kan gi en oversikt over antall løse parti og si noe om

potensialet for utfall i fra et gitt område. Dette kan være tilstrekkelig for å si noe om nødvendigheten av videre arbeide med detaljert stabilitetsundersøkelse, eller behovet for rensk eller sikring.

3.3 Forventende endringer i klimaet de nærmeste 50 år

Studier av klimaendringene i både RegClim (<http://regclim.met.no/>) og senere Geoextreme (www.geoextreme.no) tyder på en økning av vinternedbøren i Vest- og Nord-Norge de nærmeste 50-årene. Temperaturøkningen anslås fra 1,5 til 4 grader i våre områder om vinteren med størst utslag østafjells og i nord. Det kan bli flere tilfeller av sterk vind og hendelser med store nedbørsmengder med lokalt høy intensitet, særlig på vestlandet. Antall stormer vil øke, mest på kysten av Møre og Trøndelag. Det må påpekes at det er store usikkerheter forbundet med modellresultatene.



Figur 3.1 Figur som viser endring i antall dager per år med mer enn 20 mm nedbør fra i dag og frem til rundt 2050 (Haugen, Køltzow et al. 2008).

Som det framgår av figur 3.1 vil store deler av landet få en økning i antall dager med mye nedbør. Effekten forventes å bli størst i ytre deler av Hordaland og Sogn og Fjordane.

Ser vi på forskjellene i årstidene vil nedbøren kunne øke rundt 20 % sommer og høst på Vestlandet og om høsten i Nord-Norge, mens vår og vinter får en mer moderat økning på 5 % de nærmeste 50 årene i nord. Østlandet kan vente seg 10 % nedbørøkning vinterstid, og noe mindre økning om høsten de nærmest 50 årene.

Temperaturen ventes å øke litt over +1 °C for landet som helhet de nærmeste 50 årene, men mest i nord. Størst temperaturøkning får Nord-Norge vinterstid med nesten +3 °C.

3.4 Konsekvenser av klimaendringer.

Det har vist seg vanskelig å kvantifisere endring i steinsprang og steinskredaktiviteten på bakgrunn av klimaendringer (Geoextreme-prosjektet). Vi må likevel kunne anta at endringen i været de kommende 50 årene med mer nedbør, hyppigere situasjoner med kraftig nedbør, lengre og flere frys- og tineperioder vil gi en økning i steinskred- og steinsprangaktiviteten. Områdene med løst berg vil trenge lang tid på å tilpasse seg et nytt klima slik at steinskredaktiviteten igjen avtar. De endringene som antas å ha størst betydning for endringene er:

- Flere ekstreme nedbørssituasjoner med lokale variasjoner
- Økning i årsnedbøren
- Mer snø i høyfjellet vinterstid
- Større områder uten snø i lavlandet vintertid
- Snøsmelting under flere perioder i året pga mildere vintre

Økningen i steinskred og steinsprangaktiviteten vil trolig gjelde for hele landet. Det er forskjeller i hvor denne endringen forventes å bli størst og årsakene til at dette skjer. Vestlandet kan vente seg størst økning i nedbøren generelt for hele året, og det er særlig her vi forventer størst økning i steinskredaktiviteten, særlig sommer og høst. Derrest forventes Nord-Norge å få en nedbørsrelatert økning av steinskredaktiviteten, og mest på høsten. Østlandet kan vente en viss økning om høsten.

Økningen i steinskredaktiviteten vil mest sannsynlig gi en økning i vegstengninger, men kan også gi en liten økning i antall ulykkeshendelser på vegene. Det er foreløpig ikke mange omkomne pr år på grunn av steinsprang, men det er lite toleranse for slike ulykker på vegene våre i dag. En økning i redusert regularitet på de mest steinskredutsatte vegstrekningene på Vestlandet og i Nord-Norge kan forventes for hele året, men mest på høsten og i tillegg om sommeren på Vestlandet.

Pr i dag er det vanskelig å anslå med i hvilken grad endringene i nedbør og temperatur vil påvirke steinskredaktiviteten. Siden nedbør og temperatur har størst betydning for steinsprangaktiviteten antas det at disse endringene kan gi en anslagsvis økning i steinskredaktiviteten på 5-10 %. Denne antagelsen er ikke begrunnet i forskning. Dersom denne endringen inntreffer, kan dette gi merkbare endringer på Vestlandet og i Nord-Norge, men i mindre grad på Østlandet. Kraftige lavtrykk, dvs. sterkere vind, kan gi utslag i at områder øst for værskillet i Sør-Norge kan få en viss økning i steinskredaktiviteten.

Særlig vil økningene gjelde veger som ligger inn mot foten av de bratte fjellssidene og inntil bratte urer. En økning i hyppigheten i utfall vil trolig føre til en viss økning i rekkevidden for områder med størst steinskredaktivitet. I kombinasjon med økende trafikk og økende krav til regularitet som følge av sentralisering, spesialisering og dagpendling over større avstander vil dette ha en uheldig konsekvens. Der vegene ligger noen 10-talls meter ut fra foten ura eller i flatt terreng antar vi at skredhyppigheten ikke vil endre seg merkbart de nærmeste 50 årene.

4 Skredfarevurdering

4.1 Geologisk kartlegging

I forkant av analyse og kalkulasjoner for å finne ut om et område er stabilt eller ikke er en trinnvis tilnærming ofte nøkkelen til suksess. Først må man bestemme hvilken type stabilitetsproblem man har med å gjøre, for deretter å kvantifisere parametere som er nødvendige for å utføre en analyse og kalkulasjon. Dette igjen vil avgjøre om tiltak er nødvendig og hvilke tiltak som bør anbefales. Den geologiske kartleggingen er her svært viktig for å definere type stabilitetsproblem og finne riktige inngangsparametre.

4.1.1 Innhenting av eksisterende bakgrunnsinformasjon

Det er viktig med en innhenting og studier av eksisterende kart, både topografiske og geologiske. Studier av flyfoto med stereoskop har vært den tradisjonelle metoden for å kartlegge svakhetssoner og potensielt ustabile områder. Tilsvarende kan det utføres lineamentsstudier for å finne svakhetssoner ved hjelp av detaljerte digitale kart og programvare som for eksempel ArcGIS. Digitale kart og høydemodeller kan også prosesseres for å studere terrengets hellingsvinkel i aktuelt område.

Informasjon om nedbørsintensitet over tid er vesentlig å innhente. I tillegg bør det undersøkes om området tidligere har vært utsatt for skred, og i så fall hvilken frekvens og hvilket omfang.

4.1.2 Befaring

For å gjennomføre stabilitetsberegninger er det nødvendig med gode inngangsparametre og undersøke disse ved befaring og kartlegging i felt. For å foreta en helhetsvurdering av et større område er det om mulig en fordel å bruke helikopter innledningsvis for å danne seg en oversikt over potensielt ustabile partier og for å planlegge videre geologisk kartlegging i felt. En detaljert geologisk kartlegging innbefatter strøk og fall målinger av sprekker og eventuelle svakhetssoner i bergmassen. Antall strøk og fall målinger som bør tas må være tilstrekkelige for å få et godt bilde av sprekke mønsteret og sprekkeorienteringen.

Følgende bør registreres:

- Retning og helning på selve skråningen
- Bergart
- Eventuelle svakhetssoner og forkastninger
- Vanntilgang og dreneringsforhold
- Antall sprekkesett
- Overheng, spesielt etter ferske utfall

For hvert sprekkesett bør følgende registreres:

- Sprekkeorientering (strøk og fall målinger)
- Midlere sprekkeavstand
- Midlere blokkvolum
- Sprekkeutholdenhet
- Sprekkeruhet (Joint Roughness Coefficient, JRC) (Bandis, Lumsden et al. 1981; Barton 1988)
- Forvittringsgrad (Nilsen and Palmstrøm 2000)
- Sprekkefylling (Nilsen and Palmstrøm 2000)
- Kritisk helningsvinkel for utglidning (finnes det eksempel på utglidningsplan der det har vært bevegelse?)

Hvis man ønsker å beregne skjærstyrke på sprekkene må sprekkenes trykkfasthet (JCS) beregnes, for eksempel med Schmidhammer. JCS (Joint wall compression strength) brukes for stabilitetsberegninger.

4.1.3 Definisjon av potensielt stabilitetsproblem

Når et potensielt stabilitetsproblem skal analyseres er det viktig å definere om det korttidsstabilitet (over et begrenset antall år, ofte 10-20 år) eller langtidsstabilitet (over en atskillig lengre periode, vanligst for naturlige skjæringer) som skal vurderes. I tillegg må det i hvert enkelt tilfelle skilles mellom totalstabilitet (stabiliteten for hele skråningen) og detaljstabilitet (stabiliteten for et lokalt område, for eksempel en enkelt steinblokk).

Definisjon av potensielt problem innebærer først og fremst en ingeniørgeologisk kartlegging med hovedvekt på sprekkekartlegging og i noen tilfeller analyse ved hjelp av stereografisk projeksjon. Bruk av stereografisk projeksjon er for eksempel beskrevet i (McClay 1987). Det finnes også programvare for stereografisk analyse, blant annet "Dips" fra RocScience.

4.1.4 Parameterbestemmelse

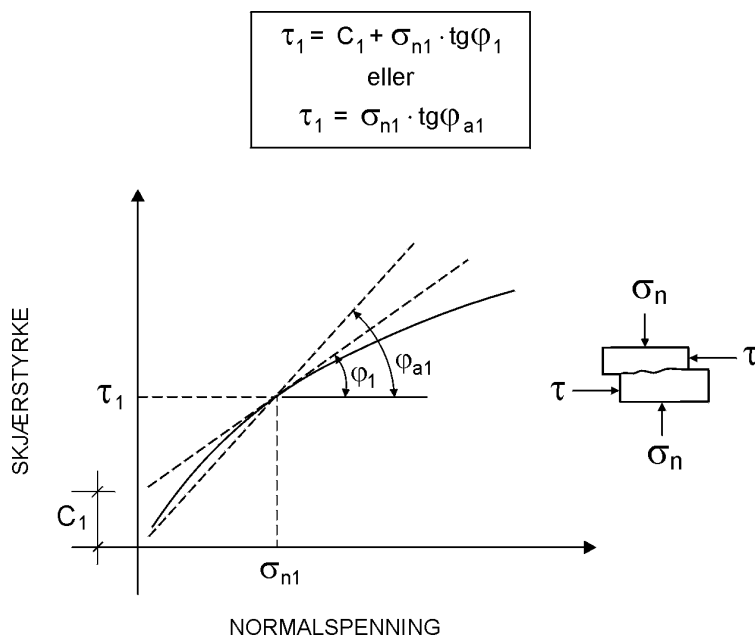
Inngangsparameterne i en stabilitetsanalyse er i hovedsak knyttet til:

- Geometri
- Sprekkefriksjon
- Vanntrykk
- Seismisk aktivitet

Data vedrørende geometri finnes ved feltkartlegging, i noen tilfeller supplert med stereografisk analyse. Seismologiske data defineres vanligvis av seismologer, og det er ofte knyttet en viss grad av usikkerhet til disse. Størst grad av usikkerhet er likevel utvilsomt knyttet til sprekkefriksjon og vanntrykk.

4.1.4.1 Sprekkefriksjon

Diskontinuiteter i bergmassen er vanligvis store og små ujevnheter (sprekkeruhet). Som resultat av dilatans (utvidelse ved skjærbevegelse) og/eller avskjæring av disse ujevnheterne ved skjærbevegelse er det vanligvis, som vist i figur 4.1, ikke-lineær sammenheng mellom skjærstyrke og normalspenning (Nilsen 1999). Som et resultat er ofte friksjonsvinkelen høy ved lave normalspenninger.



Figur 4.1 Typisk ikke-lineært forløp av skjærfasthetskurven (Nilsen, 1999)

Det ikke-lineære forløpet kan tas hensyn til ved å innføre ”tilsynelatende kohesjon” (C_1 i øvre ligning), alternativt kan man bruke ”aktiv friksjonsvinkel” (φ_{a1} i nedre ligning). Nedre ligning og φ_{a1} forenkler beregningen, og er oftest benyttet ved stabilitetsanalyser.

I prinsippet finnes det fire hoved-alternativer for bestemmelse av sprekkefriksjon:

- 1) Laboratorietesting
- 2) In-situ testing
- 3) Tilbakeberegning
- 4) Empiriske metoder

De tre førstnevnte har klare begrensninger (pga. henholdsvis ofte begrenset prøvestørrelse, høy kostnad og manglende sammenlignbare tilfeller). Empiriske metoder, og spesielt metoden utviklet av NGI (Barton and Choubey 1977; Barton and Bandis 1990), der bl.a. ruhet og eventuell forvitring i sprekkeflaten inngår som inngangsparametrene, er derfor mest benyttet. Skjærstyrken kan etter denne beregnes etter følgende formel:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \left[\operatorname{JRC} \times \log \left(\frac{\operatorname{JCS}}{\sigma_n} \right) + \Phi_r \right] \quad (1)$$

Der

- τ = skjærstyrke
- σ_n = effektiv normalspenning (fastlegges ut fra geometrien og egenvekt av berg)
- JRC = sprekkeruhet (fra feltkartlegging)
- JCS = trykkfasthet på sprekkeplan (fra Schmidt hammer tester i felt)
- Φ_r = residual friksjonsvinkel (basert på basis friksjonsvinkel)

Basis friksjonsvinkel (Φ_b) måles vanligvis i laboratorium og ifølge (Barton 1973) vil basis friksjonsvinkel være lik residual friksjonsvinkel for naturlige sprekkeplan i de fleste bergartstyper, og varierer typisk mellom 25° og 35° , se også tabell 4.1. Om sprekkeoverflaten ikke er forvitret vil residual friksjonsvinkel være lik basis friksjonsvinkel. Hvis sprekkeflaten er forvitret, kan Φ_r estimeres

ved hjelp av resultater fra registrert tilbakeslagskraft fra Schmidthammer tester (Barton and Choubey 1977) ut fra følgende formel:

$$\Phi_r = (\Phi_b - 20) + 20 \frac{r}{R} \quad (2)$$

Der Φ_b = basis friksjonsvinkel
 r = tilbakeslagskraft ved våt og forvitret bergoverflate
 R = tilbakeslagskraft ved tørr og uforvitret bergoverflate

I tabell 4.1 vises eksempel på basis friksjonsvinkel (ϕ_b) for forskjellige bergartstyper.

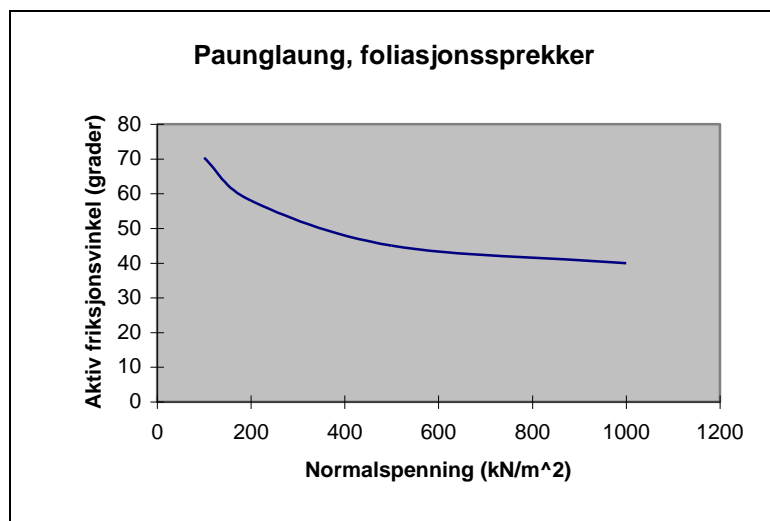
Tabell 4.1 Variasjonsområde for basis friksjonsvinkel til ulike bergartstyper (Nilsen and Palmstrøm 2000; Wyllie and Mah 2004).

Friksjon	Variasjonsområde for basis friksjonsvinkel ϕ_b	Typiske bergartstyper
Lav friksjon	20°-27°	Skifer (høgt innhold av glimmer), leir-/siltstein, kalkstein
Middels friksjon	27°-34°	Sandstein, siltstein, gneis, skifer, porfyr
Høy friksjon	34°-40°	Basalt, granitt, kalkstein, konglomerat, doleritt

Ved å variere normalspenningen (σ_n) kan skjærstyrken (τ) beregnes ut fra ligning (1), og man får en kurve tilsvarende den som er vist i figur 4.1. Videre kan aktiv friksjonsvinkel beregnes for varierende normalspenning fra følgende ligning:

$$\Phi_a = \arctg \frac{\tau}{\sigma_n} \quad (3)$$

Som resultat av dilatans er den aktive friksjonsvinkelen ϕ_a ofte høy ved lave normalspenninger. Figur 4.2 illustrerer dette.

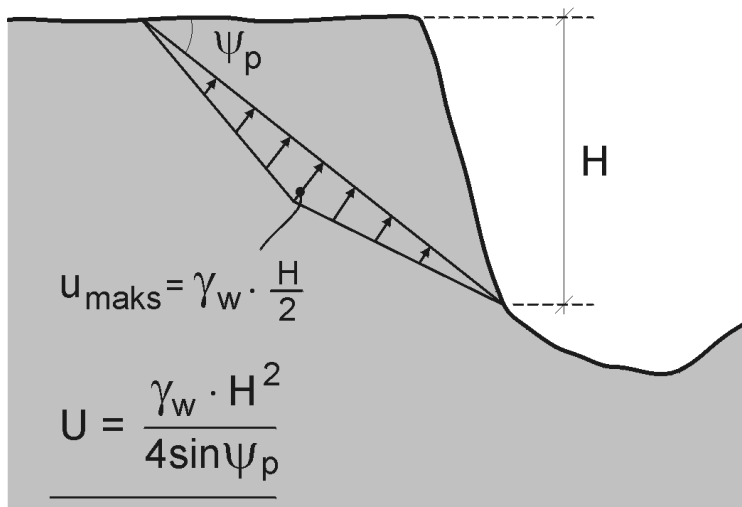


Figur 4.2 Eksempel på aktiv friksjonsvinkel for foliasjonssprekker i gneis ved Paunglaung basert på laborietesting og litteraturstudier, (Nilsen 1999).

4.1.4.2 Vanntrykk

Eventuelt sprekkevannstrykk i en potensiell utglidningsflate vil ha stor innvirkning på stabiliteten ved at det reduserer normalspenningen, og dermed også friksjonskreftene. Vann i vertikale eller nær vertikale sprekker vil direkte utgjøre drivende krefter, og enda mer ugunstig vil situasjonen være om vannet fryser til is.

Realistisk modellering av sprekkevannstrykk er ofte vanskelig i forbindelse med stabilitetsanalyse. In-situ testing eller målinger kan være nyttig i eksisterende skjæringer og anlegg, men er mindre relevant på planleggingsstadiet. I praksis er det vanligst å modellere "worst case"- situasjonen (kraftig regnfall) som en jevn trekantfordeling som vist i figur 4.3. Vannet antas her å renne fritt inn i sprekkeflaten i toppen av skjæringen, og dreneres fritt i bunnen etter å ha nådd et maksimum trykk tilsvarende det hydrostatiske i nivå lik halve skråningshøyden.



Figur 4.3 Antatt "worst case" vanntrykkskonfigurasjon langs potensiell utglidningsflate. Vanntrykkets maksimal- og resultantverdi er definert (Nilsen 1999).

Pga. bergmassens inhomogene og diskontinuerlige natur vil nok "worst case" sjelden være akkurat som angitt i figur 4.3. I mangel av bedre alternativ er likevel dette den konfigurasjonen som generelt er mest benyttet. Resultantrykk beregnet ut fra denne er i mange tilfeller funnet å stemme godt overens med det faktiske. Siden sprekker og stikk vanligvis gir en viss drenering mot skråningsveggen, vil det bety at "worst case" vanntrykket ofte gir en viss overdrivelse av resultantrykket.

4.1.4.3 Seismisk aktivitet

Jordskjelvbelastning beregnes som ekvivalent horisontal belastning, F_a som vil representere ugunstigste situasjon, se figur 4.4.

4.2 Stabilitetsanalyser

Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering (NS-EN 1997-1:2004+NA:2008) krever at all stabilitetsanalyse skal utføres etter partialfaktormetoden. Dette innebærer bruk av partielle faktorer for laster og materialer i stedet for en enkelt sikkerhetsfaktor som man tidligere har benyttet i deterministiske analyser. I dette avsnittet vil bruk av tradisjonell deterministisk analyse og partialfaktormetoden beskrives.

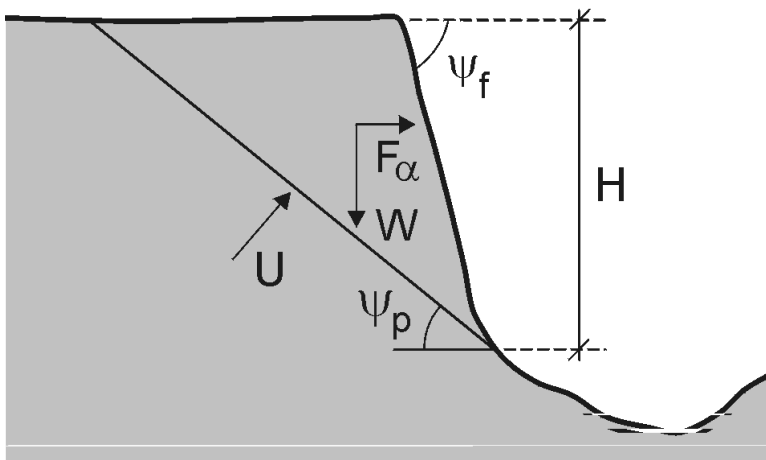
Andre aktuelle fremgangsmåter for stabilitetsanalyser er probabalistiske analyser eller numeriske analyser. Ved probabalistiske analyser brukes sannsynlighetsfordelinger for parametre som vanntrykk, seismisk akselerasjon og friksjonsvinkel, og resultatet gis som en sannsynlighetsfordeling av

sikkerhetsfaktoren. Det finnes flere aktuelle programmer for å utføre probabilistiske analyser på markedet, og en nærmere beskrivelse av metoden er for eksempel gitt i (Nilsen 1999).

Numeriske analyser utføres ikke ofte ved stabilitetsvurderinger av eksisterende terreng. Ved utsprenning av større bergskjæringer vises det til veileder om høye bergskjæringer. For analyser av mindre ustabile volum kan verktøy som Swedge og RocPlane benyttes, og simuleringmodeller som RocFall og CRSP som er nærmere beskrevet i avsnitt 4.3.2.

4.2.1 Tradisjonell deterministisk analyse

Det grunnleggende prinsipp ved tradisjonell deterministisk analyse er å beregne stabiliserende og drivende krefter, og en sikkerhetsfaktor (F) som forholdet mellom disse. Et eksempel fra Paunglaungprosjektet i Burma (Nilsen 1999), se figur 4.4, vil bli benyttet i det følgende for å illustrere dette.



Figur 4.4 Geometri og opptredende krefter for Paunglaungeksemplet (Nilsen 1999)

H = skråningshøyde = 35 m

Ψ_f = skråningsvinkel = 80°

Ψ_p = helningsvinkel for potensielt utglidningsplan = 40°

γ_r = bergmassens egyptyngde = 26 kN/m^3

γ_w = egyptyngden av vann = 10 kN/m^3

$$W = \text{vekt av potensiell skredmasse} = \gamma_r \frac{H^2}{2} \left(\frac{1}{\tan \Psi_p} - \frac{1}{\tan \Psi_f} \right) = 16,173 \text{ kN/m} \quad (5)$$

$$U = \text{vanntrykk} = \gamma_w \frac{H^2}{4 \sin \Psi_p} \text{ (kN/m)} \quad (6)$$

α = seismisk akselerasjon som andel av g (m/s^2)

F_α = $m\alpha$ = jordskjelvbekstning (kN/m)

Vanntrykket antas å ha trekantfordeling og maksimalverdi som angitt i figur 4.3.

I dette eksemplet er maksimum seismisk akselerasjon i løpet av prosjektets levetid antatt å være:

$$\alpha_{\max} = 0.25 \cdot g$$

Dette tilsvarer maksimal jordskjelvbekstning lik:

$$F_\alpha = 0.25 \cdot W \quad (7)$$

Sikkerhetsfaktoren er definert som forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter. De stabiliserende kreftene er sprekkeplanet friksjon, mens vanntrykk, seismisk akselerasjon og tyngdekraften vil være drivende krefter. For eksemplet i figur 4.4 vil dette være:

$$F = \frac{(W \cos \Psi_p - U - F_\alpha \sin \Psi_p) \tan \varphi_a}{W \sin \Psi_p + F_\alpha \cos \Psi_p} \quad (8)$$

der:

φ_a = aktiv friksjonsvinkel (°)

Ettersom φ_a ikke er en konstant, men en funksjon av σ_n , må en fastlegge sistnevnte i hvert enkelt tilfelle for å kunne beregne φ_a :

$$\sigma_n = (W \cos \Psi_p - U - F_\alpha \sin \Psi_p) / l \quad (9)$$

der:

$l = H / \sin \Psi_p = 54.5 \text{ m}$ = lengden av potensielt utglidningsplan

4.2.2 Partialfaktormetoden

Eurokode 7 NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (Standard Norge 2008) krever at all stabilitetsanalyse skal utføres etter den såkalte partialfaktormetoden. Dette innebærer bruk av partielle faktorer for laster og materialer i stedet for en enkelt sikkerhetsfaktor. Beregning utføres i prinsippet som følger:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f$$

$$M_d = M_k / \gamma_m$$

hvor: F_d = dimensjonerende last

F_k = karakteristisk last

γ_f = partiell faktor for last

M_d = dimensjonerende styrke

M_k = karakteristisk styrke

γ_m = materialfaktor

Konstruksjonen/designen anses som tilfredsstillende dersom:

$$M_d > F_d$$

For stabilitetsberegning kan dette oversettes til:

stabiliserende krefter > drivende krefter.

Retningslinjer for fastlegging av partielle faktorer finnes i NS-EN 1997-1:2004+NA:2008. Faktorene er gitt i tillegg A tabell A.3 og A.4. For eksemplet i figur 4.4 vil faktorene i følge (Standard Norge 2008) være:

$$W, U: \quad \gamma_f = 1.0$$

$$F_\alpha: \quad \gamma_f = 1.3$$

$$\tan \varphi_a: \quad \gamma_m = 1.25$$

Materialfaktoren γ_m tas i ligning (8) hensyn til ved å redusere den aktive friksjonsvinkelen som følger:

$$\tan \varphi_a / \gamma_m = \tan \varphi_a / 1.25 \quad (10)$$

Lastene W og U i ligning (8) justeres ved å multiplisere disse med de respektive lastfaktorene.

4.3 Simulering og modellering

Tradisjonelt har utløpsdistansen til skred vært anslått ut fra historiske beretninger om enkeltskred. For arealplanleggere som jobber med lokalisering av bygninger, boligfelt, skoler, eller ved planlegging av veier og kraftlinjer står utløpslengden sentralt. Av denne grunn trenger man enkle og robuste verktøy for å gi et overslag om utløpet.

Forskjellige empiriske sammenhenger kan benyttes som et supplement i forbindelse med utformingen av sikringstiltak mot skred. Slike metoder tas i bruk som grunnlag for å beregne forventede hastigheter, utløpsdistanser eller påvirket areal. Dette er helt sentrale faktorer når man vurderer metoder for sikring.

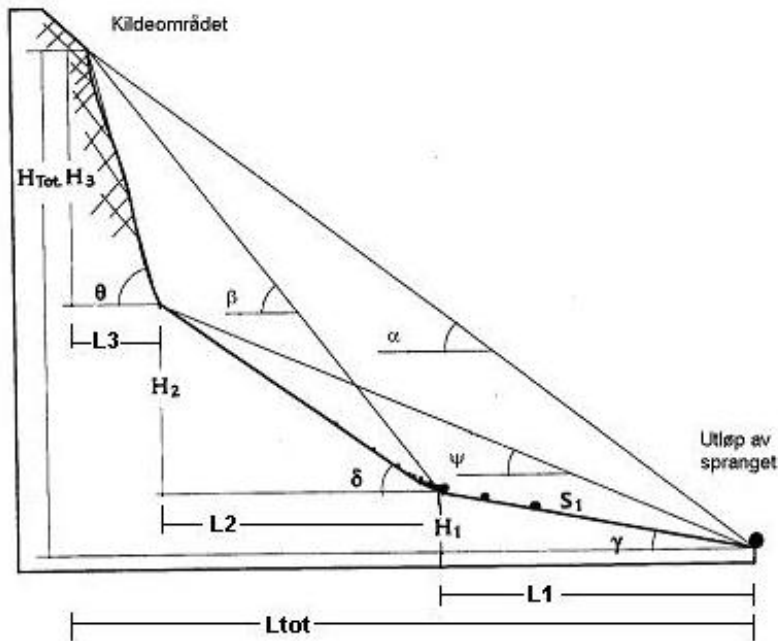
Empiriske metoder for beregning av utløpsdistanse er i de fleste tilfeller basert på generaliserte terrengparametere. Et terrengprofil deles opp i forhold til hensiktsmessige topografiske holdepunkter og utløpet beregnes ut fra disse. En annen metode er å bruke volumbetraktninger som overslag for utløp, eller påvirket areal. Metodene er fordelaktige på den måten at de er enklere å ta i bruk enn dynamiske modeller som ofte krever mange parametere som varierer i tid og rom. Det er imidlertid en forutsetning at de empiriske metodene sees i sammenheng med tidligere erfaringer av skredløp og risikoberegning.

Et annet verktøy for beregning av utløp og sikringstiltak er simuleringmodeller. Disse bruker fysiske likninger og energiberegninger for å gi et bilde av skredbane, hastighet, sannsynlig utløpslengde og energi. På denne måten kan man få verdifull informasjon om forventede spranghøyder og kinetisk energi i forskjellige deler av skredbanen.

Ved all bruk av simuleringmodeller er det viktig at brukeren er klar over hvilke begrensninger som ligger i modellen. Beregningsmodellene vil alltid være forenklede tilpasninger til naturen og tar ofte ikke høyde for lokale variasjoner og ujevnheter i underlaget. I tillegg er høye sprett og knusning som regel ikke tatt med i likningene.

4.3.1 Topografisk modell for beregning av utløpsdistanse

For beregning av utløpsdistanser for snøskred er det utviklet en topografisk metode ($\alpha\beta$ -metoden) ved NGI. Denne metoden beskriver snøskredenes utløpsdistanse basert på skredbanens "bratthet" (Lied and Kristensen 2003). Metoden bruker forholdet mellom to linjer i skredbanen som er energilinjen mellom utløsningsområdet og endepunktet, og linje som beskriver terrenget. For snøskred benyttes punktet hvor terrenget har en helning på 10° . Prinsippene ved denne metoden kan overføres til andre skredtyper. For steinsprang er terrenglinjen satt topografisk ut fra uras endepunkt (Domaas 1994).



Figur 4.5: Illustrasjon av empiriske vinkler og helninger i et generalisert terrengprofil (Domaas 1994).

Figur 4.5 viser hvordan fjellsiden kan deles inn i tre deler: klippen, steinura og terrenget nedenfor steinura. Utløpslengden og høyde kan på denne måten representeres geomorfologisk med en horisontaldel (L), en hellende lengde (S) og en vertikaldel (H). Lengder (L , S) og høyder (H) kan så relateres til hver sin del av profilet på følgende måte:

- S_1 : Lengde av utløpet utenfor steinur.
- L_1 : Horisontal lengde av utløpet utenfor ura.
- H_1 : Høyden av terrenget utenfor ura.
- S_2 : Lengde av steinur.
- L_2 : Horisontal lengde av steinur.
- H_2 : Høyden av steinur.
- H_3 : Høyden av klippe.
- L_{tot} : Total horisontal lengde ($L_1 + L_2 + L_3$).

De benyttede vinklene i profilet angir helningsgraden til de forskjellige delene av terrengprofilen, eller rekkevidden av spranget i forhold til definerte punkter.

Vinklene som angir helningsgraden i de tre delene kan deles inn på følgende måte:

- γ som representerer vinkelen på utløpssonen (S_1) med en respektiv høyde H_1
- δ som representerer vinkelen på ura med en respektiv høyde H_2
- θ som representerer vinkelen på klippen med en respektiv høyde H_3

Vinklene som angir rekkevidden av spranget vil være:

- α som representerer den altomfattende energilinjen fra kildeområdet til utløpet av spranget
- Ψ som representerer rekkevidden fra toppen av ura og frem til endepunktet av spranget

Vinkelen Ψ blir ofte kalt skyggevinkelen og vil ifølge Lied (1977) ligge mellom $28-30^\circ$.

Observasjoner av Evans og Hungr fastsetter en minste skyggevinkel på $27,5^\circ$. En empirisk grense på

27,5 eller 25° kan benyttes for å gi en grov første tilnærming av utløpslengden (Heidenreich 2004). Det er imidlertid viktig at en slik metode understøttes av høydeforhold, historiske sprang på stedet og simuleringer.

En enkel lineær regresjonsanalyse gjort på 122 steinsprang samlet inn av Domaas gir den lineære relasjonen (Keylock and Domaas 1999):

$$\alpha = 0.77\beta + 4.26^\circ$$

Basert på et grunnlag av 122 steinsprang gir disse to parameterne en korrelasjonskoeffisient på 0,80.

4.3.2 Simuleringsmodeller

For å vurdere forløp av potensielle steinsprang kan simuleringsmodeller benyttes. Programmene RocFall (utviklet av RocScience inc i Canada) og Colorado Rocfall Simulation Program, CRSP, (utviklet ved Colorado School of Mines) er to eksempler på slike program. Beskrivelse av programmene tar utgangspunkt i versjon 4.0 av begge to. CRSP er nærmere beskrevet i (Jones, Higgins et al. 2000), bruk av RocFall er beskrevet i (Stevens 2003).

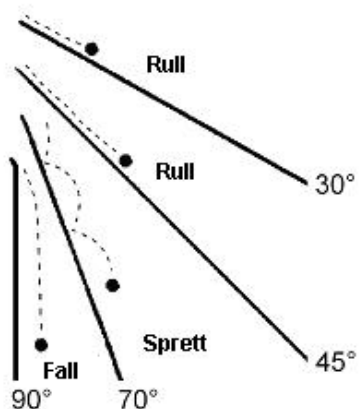
For å kunne bruke simuleringsprogrammer må man legge inn data om skråningsprofilen og hvilke materialtyper underlaget består av. Videre må man legge inn antatt løsnepunkt, og form og vekt for den ustabile blokken. Programmene gir en statistisk fordeling av sannsynlige skredbaner for et valgt antall simuleringer. Ut fra simuleringene kan man få beregnet blokkens mest sannsynlige bane, energi og utløpsdistanse.

Modellene gir muligheten til å vise blokkens energi og spranghøyde på valgte observasjonspunkt i skredbanen. Dette er et viktig verktøy for å bestemme plassering, høyde og kapasitet på sikringstiltak som fanggjerdjer og voller. Ved bruk av simuleringsmodeller er det mange feilkilder knyttet til bestemmelse av inngangsparametre slik at beslutninger med tanke på sikringstiltak må baseres på faglige og erfaringsmessige vurderinger i tillegg til beregninger.

4.3.2.1 Oppbygging av simuleringsmodellene

Bevegelsen i et steinsprang er sammensatt av utglidning, fritt fall, sprang mot underlaget, rulling og glidning. Hvordan blokken beveger seg etter utløsning vil avhenge av geometrien i skredbanen og dempningsforholdene nedover i skredbanen.

Steinblokkens sannsynlige bevegelse kan antas ut fra helningsgraden på ulike deler av skredbanen som vist i figur 4.6.



Figur 4.6: Illustrasjon av bevegelsesmåter for steinsprang basert på generaliserte terrengvinkler

Beregningene i simuleringmodellene gjøres ut fra perspektivet at massen i steinen er samlet i et uendelig lite sirkulært punkt. Dersom det er sannsynlig at steinspranget vil bestå av flere blokker bør man foreta flere beregninger av blokker med forskjellig form, vekt og parameterverdier. På denne måten kan man fastsette det verste scenariet for en vegstrekning.

Valg av parameterverdier bør gjøres slik at simuleringen, endepunktet og banen av spranget reflekterer historiske sprang på en vegstrekning. Det vil være hensiktsmessig å utføre en sensitivitetsanalyse på parameterne. Dette kan gjøres ved å variere én parameter og slik at spranget reflekterer rekkevidden i området. Det vil imidlertid være en forutsetning at man har en innsikt i hva som vil være realistiske parameterverdier.

4.3.2.2 Valg av parameterverdier i simuleringmodeller

Utvelgelsen av parameterverdier for steinsprang begynner med identifiseringen av en skredbane og området som skal sikres.

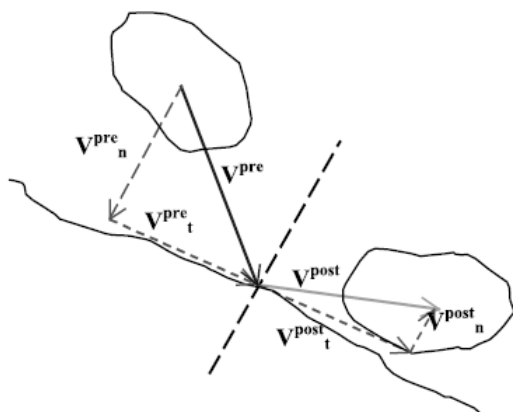
Dersom det er vesentlig variasjon i terrenget og mer enn en skredbane bør man lage flere profiler for strekningen. Skråningsprofilen kan baseres på økonomisk kartverk. Inndelingen av profilet i forskjellige segmenter og fastsettelse av de mest realistiske parameterverdiene gjøres etter befaringsfelt der mindre helningsendringer og endringer i materialer kan observeres. Det beste datagrunnlaget fås ved å klatre opp skredbanen. Dersom skredbanen er vanskelig tilgjengelig må man heller samle inn dette fra avstand.

Når man bruker simuleringmodeller for beregning av rekkevidde og potensielle energimengder, er det helt vesentlig å ha kjennskap til hvordan valg av parameterverdier vil påvirke resultatene. I det følgende vil det gis en kort beskrivelse av de viktigste parametrene som brukes, og hvordan disse påvirker analysen.

- Restitusjonskoeffisienter
- Ruhet i helningen
- Form og størrelse av fallblokken
- Rotasjonsenergi
- Friksjonsvinkel

4.3.2.3 Restitusjonskoeffisienter

Restitusjonskoeffisienter, eller dempningskoeffisienter, brukes for å angi hvor mye av hastigheten (eller energien) i et steinsprang som bevares i et treff med underlaget (hastighet etter nedslag dividert med hastighet før nedslag). Dempningen/restitusjonen angis normalt på bakken (normalrestitusjon) og parallelt med bakken (tangentiell restitusjon), se figur 4.7 (Giani and al 2004).



Figur 4.7: Hastighet før (V_{pre}) og etter (V_{post}) nedslag dekomponert i tangentiell og normal retning.

Restitusjonskoeffisientene for normal (k_n) og tangentiell (k_t) retning bestemmes av hastigheten i den respektive retning på følgende måte:

$$k_n = \frac{V_n^{post}}{V_n^{pre}} \quad (\text{Normalrestitusjon})$$

$$k_t = \frac{V_t^{post}}{V_t^{pre}} \quad (\text{Tangentiellrestitusjon})$$

Starthastigheten som brukes i simuleringene defineres av brukeren. Deretter beregnes hastigheten for forskjellige deler av profilet i programmet. Ved hvert nedslag analyseres innfallsvinkelen, hastigheten før (V_{pre}) i normal og tangentiell retning og graden av rotasjon for å beregne nye utgangshastigheter (V_{post}).

De benyttede restitusjonskonstantene for RocFall og CRSP er vist i tabell 4.2. RocFall benytter standardverdier for sine restitusjonsverdier som kan endres brukeren. I CRSP må brukeren selv definere verdiene for de ulike delene av profilet.

RocFall gir muligheten til å skalere restitusjonen i normalretning med hastigheten eller massen. Intensjonen bak dette alternativet er at restitusjonen ikke er uavhengig av hastighet eller masse, og følgelig vil trenge dypere ned i grunnen ved en høyere hastighet, evt. delvis knuses mot underlaget.

Typiske verdier for normalrestitusjonen ligger fra 0,3 til 0,5. Typiske verdier for den tangentielle restitusjonen ligger på mellom 0,8 og 0,95. Vegetasjon og bløte jordsmonn vil ha de laveste verdiene, mens grunnfjell og andre harde flater har de høyeste. Den normale restitusjonen vil bety mer for resultatet av beregningene enn den tangentielle restitusjonen.

Tabell 4.2: Tabell med erfaringsverdier for restitusjonskoeffisienter for henholdsvis RocFall og CRSP

Materiale	R_N	R_T	R_N	R_T
	(RocFall)	(RocFall)	(CRSP)	(CRSP)
Rent hardt grunnfjell	0,53	0,99	0,45 - 0,50	0,90 - 1,00
Grunnfjell- og blokkområder	0,35	0,85	0,40 - 0,45	0,75 - 0,95
Bløt mark	0,30	0,80	0,20 - 0,25	0,50 - 0,80
Ur og kompakte forvittringsområder	0,32	0,82	0,20 - 0,40	0,65 - 0,95
Ur med vegetasjon	0,32	0,80	-	-
Asfalt	0,40	0,90	-	-

Restitusjonskoeffisientene i simuleringprogrammet er beregnet på bakgrunn av standardiserte materialkonstanter. En slik tilnærming er en signifikant forenkling fra virkeligheten og må tas i betraktning ved bruk av programmet. Restitusjonsegenskapene til materialet vil bare gjøre seg gjeldende ved nedslag. Derfor vil spranghøyden og hastigheten som beregnes være avhengig av hvor ofte simuleringene gir nedslag. En del av de faktorer som påvirker restitusjonsegenskapene er vist i tabell 4.3.

Tabell 4.3 Oversikt over parametre som påvirker hastighetsenergien til en blokk (Heidenreich 2004).

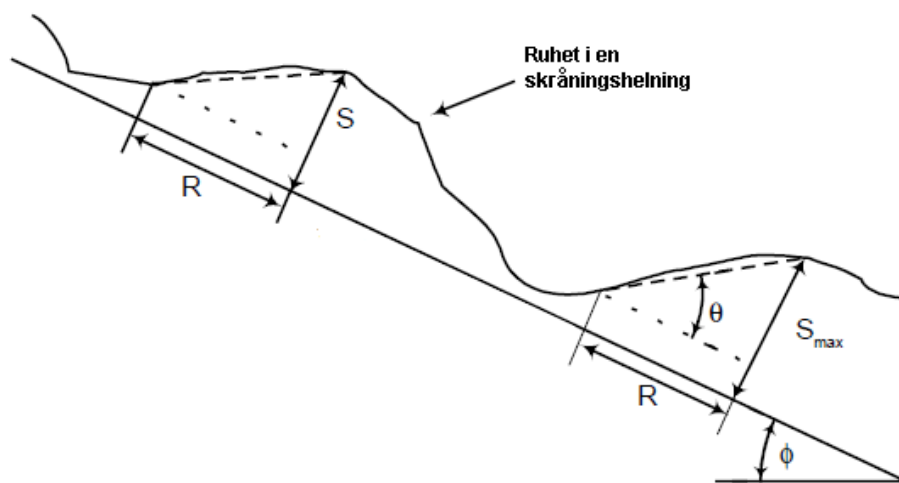
Helningsegenskaper	Blokkeegenskaper	Kinematikk
- Deformasjonsstyrke	- Deformasjonsstyrke	- Hastighet (translasjon* og rotasjon)
- Stivhet	- Stivhet	- Kollisjonsvinkel
- Ruhet i forhold til blokkstørrelsen	- Vekt	- Konfigurasjonen av blokken ved nedslag
- Inklinasjon	- Størrelse	
	- Form	

*Translasjon - bevegelse uten rotasjon

4.3.2.4 Ruhet og variasjoner i underlaget

Ruheten mot underlaget kan defineres som variasjonen normalt på helningen i en avstand som er lik radien til steinen. På denne måten vil parameteren være avhengig av størrelsen på steinen. For CRSP vil den maksimale ruheten mot underlaget være avgjort av avvik fra det gjennomsnittlige helningsplanet (S) og radien til steinen (R). Følgelig vil det maksimale avviket fra gjennomsnittshelningen, (definert som variasjonsvinkelen θ), være gitt ved forholdet (Jones et. al., 2000):

$$\theta_{\max} = \arctan\left(\frac{S}{R}\right)$$



Figur 4.8: Illustrasjon av beregningsmetoden for ruhet i et gjennomsnittlig helningsplan (Jones et. al, 2000).

I CRSP vil variasjonsvinkelen (θ) velges tilfeldig, mindre enn θ_{\max} , og på denne måten angi variasjonen i helningen. Virkningen av ruheten vil endres med helningsvinkelen. En økning i ruheten vil ha større virkning på lave helningsvinkler enn i relativt brattere helningsvinkler. Økning i ruheten vil også redusere hastigheten og øke spranghøyden inntil hastigheten i seg selv også medvirker til at spranghøyden reduseres (Jones, Higgins et al. 2000). (Larsen 1993) fant at ruhetsverdier mellom 0,1 og 1 er spesielt signifikant for utløpslengden av steinsprang. Således vil små økninger i lave verdier gi en betydelig reduksjon av utløpslengden.

Veiledende ruhetsverdier for simuleringer kan benyttes for underlaget på samme måte som for restitusjonsparametrene i normal og tangentiell retning.

Tabell 4.4: Veiledende verdier for ulike underlag (Larsen 1993).

Materiale	S (Ruhetsparameter)
Rent hardt grunnfjell	0,1 - 0,2
Grunnfjell m/hyller blokkområder	0,2 - 0,4
Ur (finkornet)	0,4 - 0,6
Grov ur	0,6 - 1,0
Bløt mark	1,0 - 2,0

RocFall benytter en statistisk metode for å beregne ruhetsfaktoren. Programmet gir brukeren anledning til å endre standardavviket for et linjesegment i grader. På denne måten vil ruheten dermed være definert som en normalfordeling med standardavvik i helningen definert av brukeren, eller (dersom denne ikke er endret av brukeren) beregnet ut fra en normalfordeling på bakgrunn av linjesegmentet (Stevens 2003).

4.3.2.5 Fallblokkens form og størrelse

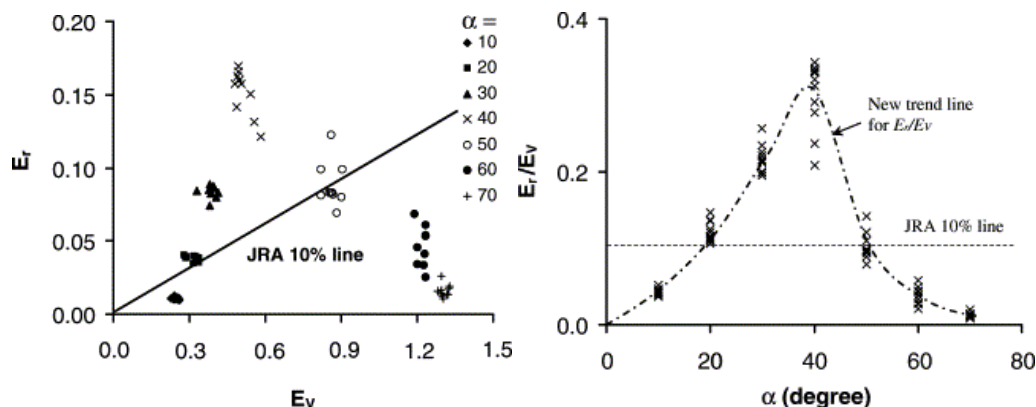
Formen av fallblokken har betydning med hensyn til friksjonen mot underlaget og konfigurasjonen av fallblokken sett i forhold til restitusjonsegenskapene. Formen vil også ha en viss innflytelse på den sannsynlige utløpsdistansen. En avlang eller flat fallblokk vil i større grad gli mot underlaget enn en rundere blokk som i større grad vil rulle mot underlaget. I tillegg vil treghetsmomentet være forskjellig mellom en sirkulær fallblokk og en sylindrisk fallblokk. CRSP gir brukeren mulighet til å endre fallblokkens form og diameter. Alternativene for formen av fallblokken i CRSP er sfærisk (kule), sylindrisk (avlang) eller diskoidal (skive). I RocFall brukes en rund (sfærisk) form som vil gi mer konservative simuleringer og i mange tilfeller en lengre utløp enn mer kantete former.

Størrelsen av blokken vil ha betydning i forhold til utløpsdistansen. Dette er fordi en større blokk vil ha mindre ruhet mot underlaget og en større drivkraft (moment) sammenlignet med en mindre blokk. I tillegg vil en stor blokk i mindre grad grave seg ned i underlaget enn en mindre. Størrelsen på fallblokken vil imidlertid ikke ha noen vesentlig betydning der man har jevne harde skredløp, og dermed vil ikke størrelsen være noen kritisk parameter i simuleringen så lenge terminalhastigheten (dvs så lenge blokken ikke akselererer) for profilet oppnås ved simuleringen. Likevel er det viktig å ta i betraktning at massen av steinen er en komponent i beregningen av den kinetiske energien, og størrelsen på det sannsynlige utfallet vil være noe man må ha en formening om når det kommer til dimensjoneringen av sikringstiltak (Jones, Higgins et al. 2000).

4.3.2.6 Rotasjonsenergi

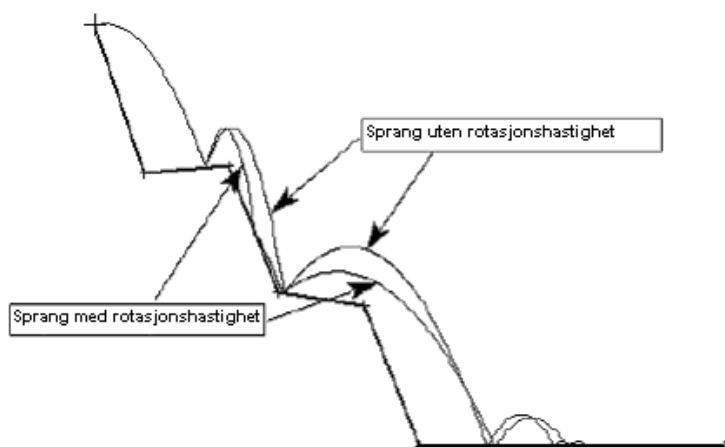
Energien i et steinsprang deles normalt mellom to forskjellige bevegelsesmåter. Den første er translasjon (forflytning?) av massen, mens den andre er rotasjon av fallblokken rundt massesenteret. Virkningen av fallblokkens rotasjon i spranget taes normalt ikke i betraktning ved beregning av restitusjonsparametere. Normalt vil de fleste steinsprang ikke ha rotasjon like etter utløsning. Dersom skredbanen er relativt slak, eller det er hindringer i fallbanen vil fallblokken imidlertid kunne få en rotasjon (rundt massesenteret) relativt raskt etter utløsning.

Undersøkelser foretatt av vegmyndighetene i Japan viser at rotasjonsenergien alltid vil være under 40 % og ofte ikke mer enn 10 % av translasjonsenergien. Videre fant man at nedslagsvinkelen har sentral betydning for rotasjonen i fallblokken, og at størst andel av rotasjonsenergi oppnås ved helninger rundt 40° (Heidenreich 2004).



Figur 4.9: Relasjon mellom fallblokkens rotasjons- og translasjonsenergi i forhold til helningsvinkelen (Heidenreich 2004).

I RocFall har brukeren mulighet til å neglisjere rotasjonshastighet som en komponent av fallblokkens totale kinetiske energi. For å gi en mer realistisk simulering anbefales det imidlertid at dette inkluderes for alle simuleringer.



Figur 4.10: RocFall simulering som viser effekten av å inkludere rotasjonshastigheten (Stevens 2003).

I CRSP vil rotasjonshastigheten beregnes for hvert nedslag med en inngangs- og utgangshastighet. Beregning gjøres på grunnlag av likninger for energikonservering der fallblokkens forskjellige treghetsmoment (på bakgrunn av formen) er inkludert (Jones, Higgins et al. 2000).

Selv om rotasjonsenergien er relativt liten i forhold til den translative energien vil den være viktig å ta i betraktning når fangvoller av jordmateriale benyttes som sikringsmetode. Dette er fordi det bløte materialet gir relativt små normalrestitusjoner og følgelig små refleksjonsvinkler. Dersom en fallblokk kommer i stor fart og støter på en relativt slak og lav fangvoll, er det derfor mulig at blokken kan rulle over. Av denne grunn er det viktig å dimensjonere jordvoller med tilstrekkelig høyde og vinkel (bratthet) på treffsiden.

4.3.2.7 Friksjonsvinkelen

Friksjonsvinkelen avhenger av formen og bevegelsen til fallblokken. Både RocFall og CRSP justerer friksjonen mot underlaget avhengig av om fallblokken glir eller ruller mot underlaget. I RocFall er friksjonsvinkelen den kritiske vinkelen av skråningssegmentet som medfører at fallblokken fortsetter

eller stanser sin bevegelse. Dersom dette segmentet er brattere enn den kritiske vinkelen vil fallblokken fortsette sin ferd nedover skråningen, mens den vil bremse opp og stanse hvis den er slakere.

RocFall benytter en standardisert verdi på friksjonen som benyttes både for den statiske situasjonen og for den dynamiske situasjonen. Programmet gir imidlertid brukeren en mulighet til å endre friksjonsvinklene enten ved å sette den lik 0 (dvs. at vi ikke har bevegelsesmotstand nedover skredbanen og følgelig et lengst tenkelig utløp), eller ved å beregne friksjonen ut fra den tangentielle restitusjonen.

CRSP beregner friksjonsvinkelen ved å benytte en funksjon som er basert på forskjellene mellom den tangentielle restitusjonen og rotasjonshastigheten under nedslag med underlaget. Dermed vil energien som forsvinner i et nedslag med bakken være avgjort av forskjellen mellom rotasjonshastighet og tangentiell hastighet, hastigheten normalt til helningen og den tangentielle restitusjonskoeffisienten (Jones, Higgins et al. 2000).

4.3.2.8 Resultater og tolkninger

Resultatene av en steinsprangsimulering gir en grafisk fremstilling av de ulike sprangbanene i forhold til det innlagte skråningsprofilen. De grafiske fremstillingene viser:

- Maksimal og gjennomsnittlig spranghøyde.
- Hastighetskurver og grafer (translativ hastighet og rotasjonshastighet)
- Fordeling av kinetisk energi (translativ og radiell)
- Grafisk fordeling av endepunkter for steinene i analysen
- Statistiske opplysninger i analysepunkter langs profilet

Resultatene presenteres ved hjelp av histogram og hastighetskurver slik at man kan se fordelingen av utløpsdistanse etter simuleringen. Dette er viktig informasjon i forhold til dimensjonering og plassering av eventuelle sikringstiltak.

RocFall gir muligheten til å sette inn barrierer direkte i profilet. På denne måten kan brukeren få en informasjon om forventet spranghøyde i barrieren og energimengdene ved treff mot barrieren. I CRSP kan ikke barrierer legges direkte inn, men man kan legge inn et "observasjonspunkt" hvor informasjon om spranghøyder, energi og hastighet kan leses.

Ved alle tilfeller er det viktig å understreke usikkerheten ved simuleringresultater. Resultatene kommer fra forenklete beregninger og avhenger av flere inngangsparametre med usikkerhet. Av inngangsparametrene er det normalrestitusjonen og ruhet som har størst innflytelse på resultatet. Det beste og mest realistiske resultatet vil oppnås ved å supplere simuleringen med data fra feltundersøkelser.

4.3.3 Bruk av GIS-verktøy

GIS, eller geografiske informasjonssystemer, er dataverktøy som brukes til å registrere, lagre, analysere og presentere geografisk refererte data. I et GIS-verktøy kan man sammenligne data og gjøre beregninger på datasettene.

GIS-analyser er avhengige av en god digital terrengmodell som grunnlag for beregningene, og nøyaktigheten i beregningene vil avhenge av oppløsningen. Vanligvis brukes en terrengmodell med oppløsning 25 x 25 m, men dette kan bli for grovt i mange tilfeller. Ved laserscanning (lidar eller InSAR) kan man få mer nøyaktige terrengmodeller.

En enkel bruk av GIS er produksjon av helningskart (eksempel fra Tore?), hvor man kan vise terrengets bratthet. Man kan bruke verktøyet til å kombinere ulike temalag og utføre beregninger og analyser ut fra informasjonen i temalagene.

Mer avansert bruk av GIS kan deles inn i tre ulike metoder:

1. Statistiske metoder som sammenligner fordelingen av observerte skredområder med fordelingen av parametere som har en direkte eller indirekte betydning for utløsning av skred ved hjelp av statistiske teknikker.
2. Multikriterie metoder som vekter forskjellige faktorer for ustabilitet basert på erfaring og ekspertise.
3. Fysisk baserte modeller som evaluerer stabiliteten ved å benytte fysiske lover.

4.3.3.1 Statistiske GIS - metoder

Forsøk der man har benyttet GIS kombinert med statistiske analyser for skredfare har vist seg å gi gode resultater. Metoden følger en generell metodikk der en eller flere uavhengige variable benyttes og en diskriminant modell eller regresjonsmodell konstrueres ut fra en romlig fordeling av tidligere hendelser og faktorer som styrer massebevegelse. Sistnevnte vil vanligvis bestå av geologi (litologi og strukturer), morfologi, hydrogeologi, landbruk, antropogene inngrep og nedbør. Morfologien i høydemodellen (DEM) spesifiseres ytterligere på bakgrunn av dreneringsmønstre i terrenget. På denne måten deles faktoren opp i forskjellige enheter i en skråning.

Data som benyttes i modellen fåes ofte fra topografiske kart, flyfoto og feltundersøkelser. Et kart over stabile og ustabile områder produseres deretter ut fra datagrunnlaget. Metoden er fordelaktig ved at den viser de mest diskriminerende variablene i analysen og på den måten gir en verdifull indikator over hva som er sentralt for sårbarheten i et område.

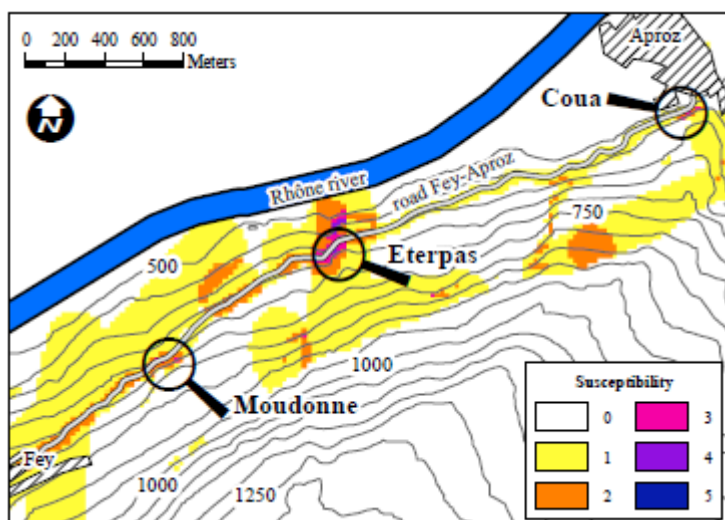
På den annen side krever metoden mange forskjellige variable og god kvalitet i datagrunnlaget for å kunne produsere et godt resultat (Guzzetti 1993).

4.3.3.2 Multikriterie metoder

Multikriterie metodene baseres som regel på topografiske, geomorfologiske og geologiske parametere fra lokaliteter med observerte steinsprang. En metode (Baillifard, Jaboyedoff et al. 2003) benytter følgende faktorer for å klassifisere ustabile steinsprangområder:

1. Nærheten til en forkastning
2. Nærheten til en steinur
3. Tilstedeværelse av en bergklippe
4. En bratt helning
5. En veg

De topografiske og geologiske faktorene vil vektas i forhold til terskler som angir faregraden av utfall. Det endelige resultatet viser et kart med farger som angir forskjellige grader av sårbarhet for utfall av stein. Den relative faregraden vil i mange tilfeller stemme godt overens med historisk sårbare områder og gi en indikasjon på andre sårbare områder.



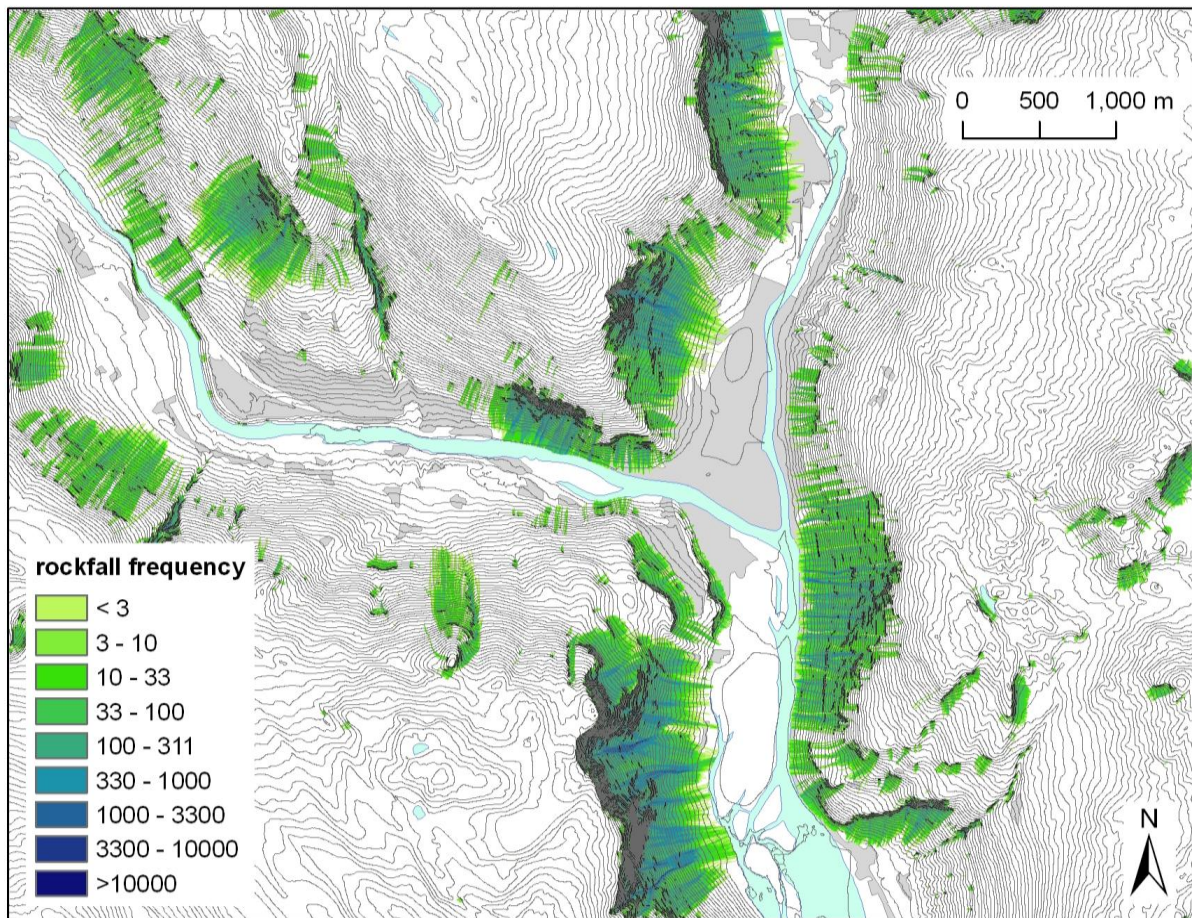
Figur 4.11: Kart som viser eksempel på en multikriterie analyse av steinsprang. Sårbarhetsgraden angis fra 0 (ingen fare) til 5 (svært høy fare for utfall)(Baillifard, Jaboyedoff et al. 2003).

4.3.3.3 Fysiske GIS-modeller

En fysisk basert GIS-metode tilsikter å gi en relativt nøyaktig tilnærming av et skredfenomen ved at ulike faktorer som bestemmer om steinsprang vil opptre og forhold nedover i fjellsiden sammenstilles i GIS-verktøyet. Resultatet er en romlig distribusjon for ulike skredbaner ut fra frekvens av utfall og dynamikken i spranget.

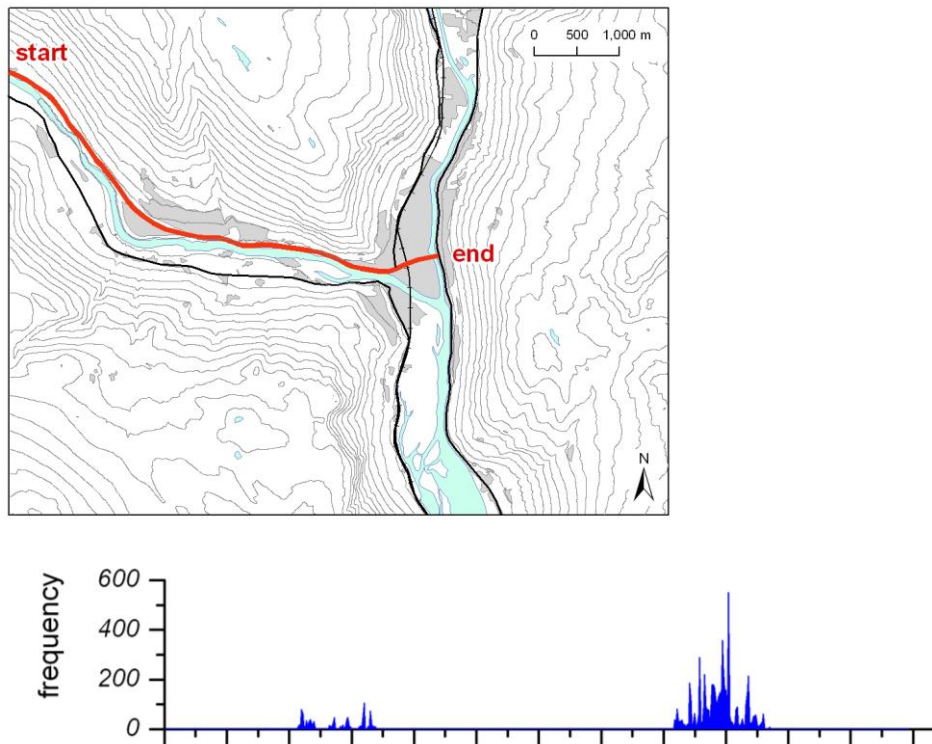
Underlag for kjøring med en slik modell er et 3-dimensjonalt terreng (raster DEM og en vektorbasert topografisk triangulær modell) basert på en høydemodell for området. De ulike faktorene legges lagvis i digitale kart for en samlet analyse. De ulike lagene vektas forskjellig etter hvor stor betydning de har. Det er stor usikkerhet med hensyn til hvordan blokker beveger seg i fjellsidene. Det er store forskjeller utfallshyppighet, form og størrelse, i energitap i anslag nedover i fjellsiden, i sprang og rulling, i lokal geometri og ruhet i fjellsiden som gir stor variasjon i beregningene. I tillegg kommer sideveis spredning av sprangbanene.

Kartene som produseres av modellen viser områdene der steinsprang er forventet å opptre, frekvensen av utfall og den forventede energien i sprangene. På denne måten vil modellen produsere en romlig fordeling som kan benyttes som en veiledning for faregraden av steinsprang, se figur 4.12 (Crosta and Agliardi 2003).



Figur 4.12 Steinsprangfrekvens kart utarbeidet over Otta i forbindelse med GeoExtreme-prosjektet.

Data fra en slik GIS-analyse kan kobles mot eksisterende veg- og jernbanenett for å se på frekvens av steinsprang mot vegen og lokalisere de mest utsatte områdene. Det er også mulig å si noe om aktuelle sikringsløsninger på bakgrunn av høyde og hastighet. Et slikt kart må imidlertid tilpasses de aktuelle forhold og historikk på stedet for å bli praktisk anvendbar. Fordelen med en slik metode er at en vegstrekning kan vurderes samlet. Mer bakgrunn om metoden kan finnes i (Crosta and Agliardi 2003) og (Crosta, Agliardi et al. 2004).



Figur 4.13 Steinsprangfare langs Rv15 med frekvens av steinsprang mot vegen. skala på x-akse

4.4 Akutte skredfarevurderinger

Ved skredulykker eller stengt veg på grunn av steinsprang og steinskred må det foretas en vurdering av skredfaresituasjonen på stedet. Dersom skredet har gått på en veg med høy trafikk er det som oftest snakk om å komme til skadestedet så fort som mulig. Spesielt dersom det er fare for at personer er savnet og det er nødvendig å gjøre en vurdering før hjelpemannskap kan gå inn i området.

4.4.1 Forberedelser

Som en forberedelse før man må ut og gjøre akutte skredfarevurderinger er det viktig å ha oversikt over følgende:

- Beredskapsplaner
- Nødvendig utstyr
- Oversikt over aktuelle firma og personer (helikopterfirma, byggherrevakt, meteorologisk institutt, fjellsikringsfirma osv.)
- Mal for Sikker Jobb Analyse.
- Logg for å føre ned fremgangen under arbeidet.

I tillegg vil det være viktig å tenke gjennom på hvilke situasjoner man kan komme opp i, og hvilken rolle man som skredfaglig person vil ha.

Ved en forespørsel om utrykning er det viktig å ta den tiden som trengs til å få med seg nødvendig utstyr og informasjon som kan være nyttig i forbindelse med den vurderingen som skal gjøres.

- Hvor har skredet gått - hvordan komme seg dit
- Når gikk skredet
- Hvem har ansvar på stedet,
- Er det en ulykke, er området sikret/sperret
- Hvor kommer skredet fra, og hvor stort er det, hvordan er tilkomsten til skredområdet
- Værforhold på stedet, værforhold tidligere og fremover
- Tidligere skredhendelser

Ved hendelser hvor man kan forvente stort fokus, for eksempel dersom personer eller kjøretøy er innblandet bør man vurdere om to personer med skredfaglig kompetanse stiller.

I tillegg til gode forberedelser er det viktig med en ryddig og klar opptreden på skredstedet. Vær tydelig i kommunikasjonen av de avgjørelsene som tas og hvilke anbefalinger som gis.

4.4.2 Ansvar

I en skredsituasjon hvor det er personer som er forulykket eller savnet, er det politiet som har ansvaret for skredområdet. Kommer du til et skredområde hvor det ikke er full oversikt om det er folk involvert, så kontakt politiet straks. Avtal rollefordelingen med byggherre og eventuelt politiet.

I tilfeller hvor en har så god oversikt at det kan utelukkes at folk er savnet, vil det være objekteier som er ansvarlig for sitt objekt. For eksempel vil vegvesenets byggherre ha ansvaret for en veg som er administrert av vegvesenet.

Ansvaret som skredfaglig sakkyndig vil være å bedømme skredfaren, og gi råd om hvordan skredsituasjonen skal håndteres.

De råd som gis må være så klare og enkle at de faktisk kan gjennomføres. Den skredfaglig sakkyndige er ikke den som er direkte ansvarlig for å bestemme en åpning, men det er den skredfaglig sakkyndige sitt ansvar å gi så gode og entydige råd, at beslutningen kan fattes.

4.4.3 Situasjon

Å få oversikt over situasjonen er første prioritet. Hvis det er mange samlet ved skredområdet kan det være lurt å samle alle involverte som har en rolle, for å dele nødvendig informasjon. Samtidig bør det informeres om hvordan en ønsker å gå frem, og hvordan man skal forholde seg til den risikoen det er å oppholde seg i et uavklart skredområde. Gi klar melding om hvor folk ikke kan oppholde seg. Er politiet på stedet bør de informeres om at du representerer skredfaglig kompetanse og sørg for at videre arbeid samordnes med dem.

4.4.4 Vurdering

Vurderingene du tar, skal i første omgang føre til at skredsituasjonen blir løst på en slik måte at personell som skal utføre sikring kan arbeide trygt. Vurderingen vil måtte basere seg på det enkelte skred og skredtype.

Her nevnes noen punkter som er viktige å vurdere:

- Dagslys/mørke. Hvis det er mørkt gjøres vanligvis ingenting før det er lyst med mindre noen er savnet.
- Stabiliteten i og omkring løseområdet. Er selve løseområdet stabilt, finnes det eventuelt tilsvarende problemer rett i nærheten? Det man skal se etter vil i stor grad være de samme forhold som er beskrevet under kapittel 4.1, som:
 - Løse blokker / løsmasser
 - Sprekkeavgrensede blokker
 - Vanntilgang i området
 - Bevegelse i tilgrensende områder
 - Størrelsen på potensielle nye utfall
- Stabiliteten i skredløpet og skredavsetningen. Ligger det igjen løse masser som kan havne på vegen?
- Nedbørs- og temperaturforhold da skredet gikk. Hva forårsaket skredet?
- Nedbørs- og temperaturforhold fram til tiltak og gjenåpning av vegen.
- Behov for eventuelle tiltak før åpning.

Ved behov for tiltak, vil hensikten med dette være å oppnå sikkerhet for at det objektet (vegen) som er truffet, eller truet av skred, ikke skal treffes av nye skred. I en slik vurdering vil det være viktig å vurdere risikoen for nye hendelser og restrisiko ved aktuelle tiltak. Tiltak på stedet må sees i forhold til eventuelle planlagte tiltak.

4.4.5 Tiltak

Spyling med helikopter kan være en metode for å renske ned skredmasser uten å ha personell direkte i skredbanen. Helikopter kan også være nødvendig for å få tilstrekkelig oversikt. Andre ganger kan bruk av personell som arbeider i tau, eller store maskiner være det riktige.

I noen skredsituasjoner er det mulig å utføre tiltak som avhjelper situasjonen midlertidig. For eksempel kan det være mulig å renske et løseområde og et skredløp for å få åpnet en stengt veg. Senere vil det kanskje være nødvendig å montere fanggjerde, eller sikre det samme området med en voll, for å oppnå tilstrekkelig reduksjon av restrisiko. Om tiltaket som anbefales er midlertidig eller permanent må sees i forhold til en vurdering av risiko og restrisiko. Anbefalte tiltak må også sees opp mot strekningen som helhet. Dersom det er en større fjell- eller dalside med flere potensielle løse

blokker bør forholdene for hele strekningen vurderes opp mot sikring av det enkelte punktet. Dersom punktet er inkludert i skredsikringsplanene bør man kontrollere at inngangsparametrene stemmer overens med den nye situasjonen. Dersom punktet ikke er inkludert bør det tas med dersom det oppfyller kravet til et skredpunkt.

4.4.6 Rapportering

Rapporteringen fra en skredsituasjon skjer i første omgang muntlig direkte på skredplassen til objekteier og arbeidende personell. Det er svært viktig at dine vurderinger blir notert i loggen ettersom arbeidet på skredplassen skrider frem. Ved eventuelle uønskede hendelser er loggen viktig dokumentasjon.

Etter utført oppdrag skal det alltid lages et notat eller en rapport som beskriver fakta, sier hvilke vurderinger som er gjort, og hvilke tiltak som er anbefalt. Tiltakene kan deles inn i midlertidige og permanente, i forhold til risiko og restrisiko. Rapporteringen bør skje samme dag eller senest påfølgende dag. Er dette ikke mulig bør det som et minimum sendes et kortfattet foreløpig sammendrag på e-post eller lignende.

Rapportering bør skje ”i linja” til den som har tildelt oppdraget. Informasjon til oppdragsgiver og til media, er ofte etterspurt ved skred. Derfor bør du passe på å melde kontinuerlig til oppdragsgiver om situasjonen. Avklar med objekteier hvem som eventuelt uttaler seg til media. Du bør begrense dine uttalelser til fakta som går direkte på skredhendelsen.

5 Sikringsmetoder

5.1 Overvåking og varsling

Det finnes flere eksempler, både i Norge og andre land, at man forut for store bergskred har fått varsler i form av økt bevegelse og rystelser. Når det gjelder mindre steinskred er slike varsler ikke dokumentert i samme grad, men det er naturlig å anta at man for enkelte mindre steinskred kan få målbare forhåndsvarsler. I denne veilederen er det stabilitet i nettopp slike mindre volumer som er hovedfokus.

Hovedhensikten med et overvåkings-/varslingsanlegg er å få så tidlig varsel at veger kan stenges før skredet inntreffer, slik at ulykker med personskade eller tap av menneskeliv kan unngås. Det skiller her mellom overvåkingsanlegg, hvor bevegelse frem mot et skred kan oppdages og et varslingsanlegg hvor et skred i bevegelse kan oppdages og tiltak iverksettes slik at bilister kan hindres i å kjøre inn i skredområdet og dermed redusere skadeomfanget.

5.1.1 Hva bør overvåkes

Oppfølging av et overvåkingsanlegg kan være ressurskrevende. Før det bestemmes å iverksette overvåking må man vurdere om det ustabile partiet vil bevege seg med en økende akselerasjon, eller om det er mer sannsynlig at det vil inntreffe en plutselig kollaps. I det siste tilfelle vil overvåking ikke være til hjelp.

Ved etablering av overvåking må følgende avklares

- Hvem er ansvarlig for overvåking og varsling
- Hvordan skal varsling foregå?
- Skal trafikanter varsles, og i så fall hvordan skal det foregå?
- Hvor lenge skal overvåkingen pågå

Når et overvåkingsanlegg er satt i gang er det viktig at det følges opp på en god måte. Hvor hyppig målinger skal gjøres og om dette skal gjøres automatisk eller manuelt vil variere avhengig av hvor stor sannsynligheten for et skred er. Det er mulig å foreta automatiske avlesninger med bestemte intervall og digital iverføring av resultater. Unntatt for dette er enklere metoder som for eksempel manuell måling med tapeekstensometer.

Det vil være behov for oppfølging med analyser der man tar hensyn til støy og sesongvariasjoner, og ser spesielt etter økt deformasjon og hastighet (mm/dag). Det bør fastsettes terskelverdier for beredskap, varsling og i siste instans stenging av veg og eventuelt evakuering.

5.1.2 Metoder for overvåking

Ved valg av metode for overvåking må man vurdere hensikten med overvåkingen. Frykter man stor bevegelse og fare for kollaps bør minst to uavhengige system etableres, og for eksempel bør man ikke kun bruke systemer som baserer seg på god sikt. Det bør også foretas en innledende kartlegging for å finne ut i hvilke områder det kan være bevegelse og bruke denne som grunnlag for valg av metode.

5.1.2.1 Måling av deformasjoner i overflaten

Her benyttes ulike former for avstandsmåling mellom et fastpunkt og ett eller flere punkt på terrengoverflaten, eventuelt fastmonterte reflektorer.

GPS

GPS er en posisjonsmåler som gir posisjon i tre dimensjoner ved hjelp av navigasjonssatellitter. I kombinasjon med en fast basestasjon kan posisjonen til en GPS-mottaker bestemmes med millimeters nøyaktighet. Et antall mottakere kan plasseres direkte i ønskede lokaliteter, og mottakerens koordinater kan registreres kontinuerlig. En mottaker på fast grunn brukes som referanse.

Periodiske GPS-målinger brukes ofte i forbindelse med innledende undersøkelser av et område.

Laser / teodolitt (totalstasjon)

Et mer nøyaktig system baserer seg på laserstråler (elektromagnetiske stråler) som sendes ut fast kjent posisjon og reflekteres i monterte prizmer eller direkte fra terrengoverflaten. Den reflekterte strålen registreres i samme instrument som sendte den ut. Avstand beregnes, enten ut fra tiden fra utsendelse til mottak, eller ut fra en faseforskyvning. Avstander kan bestemmes med nøyaktighet på en brøkdel av 1 mm.

Totalstasjon er et instrument som måler både vinkler og avstander (teodolitt og laser avstandsmåler). Ved å sette opp en automatisk registrerende totalstasjon kan prismenes koordinater registreres med korte intervall. Alternativt kan man foreta periodiske målinger manuelt.

Med laserscanning kan større områder overvåkes. Metoden kalles "Light Detection and Ranging" (LIDAR). Lasestråler sendes ut og reflekteres på terrengoverflaten. Det kan produseres 3D-bilder med stor nøyaktighet. Denne metoden kan være et alternativ til radarmålinger som beskrives nedenfor. Laserscanning kan utføres fra fly eller fra bakken.

Radar

Prinsippet for radar er korte høyfrekvente radiopulser, som sendes ut med en bestemt retning. En liten del av strålen som reflekteres på terrengoverflaten fanges opp av mottakerantennen. Radar kan benyttes både fra bakke, fly og satellitt. Radarmålinger kan i prinsippet gjøres uten å montere reflektorer i skredområdet, men det trengs bart fjell for å få gode måleresultater.

Ved satellittradmålinger analyseres radarbilder tatt fra satellitter i bane rundt jorden. Ved å sammenligne bilder er det mulig å måle små bevegelser. Utplassering av reflektorer direkte i skredområdet, og referansereflektorer på fast, stabil grunn kan øke nøyaktigheten.

Metoden egner seg for overvåking av relativt store områder. Det er en relativt kostbar metode, og den krever omfattende prosessering og tolking. Ved bruk av radarsatellitter må man ta høyde for at satellittene har en omløpstid på 24-35 døgn. Dette vil kun gi periodiske observasjoner, og vil derfor egne seg bedre for innledende kartlegging enn kontinuerlig overvåking.

Bakkeradar benytter det samme prinsippet som satellittradar. Med bakkeradar kan man etablere systemer både med periodiske målinger og kontinuerlige målinger med frekvens ned mot noen få minutter.

Måling med bakkeradar kan være ømfintlige for lokale variasjoner i klimatiske forhold. For å oppnå god nok målenøyaktighet må man som regel måle relative avstandsvariasjoner mellom reflektorer montert på fast grunn i det potensielle skredområdet.

5.1.2.2 Målinger av bevegelse over sprekker og svakhetssoner

Ekstensometer

Et ekstensometer er en avstandsmåler som monteres over sprekkesystemer for å måle bevegelse i sprekken, eller i borehull hvor det kan brukes til å måle deformasjoner i ulike dybder fra bergoverflaten.

Ekstensometre for bruk over sprekker har en størrelse på 2-3 m og et måleområde på rundt 1 m. Sprekkeekstensometre består av stålstenger med ulike lengder, som forankres i ulike dybder i borehullet og kan bevege seg fritt i en faststøpt måleplate på utsiden av borehullet. Måledata kan overføres elektronisk og målinger kan i prinsippet utføres kontinuerlig eller med korte intervall.

”Tape-ekstensometer” er i prinsippet et presisjonsmålebånd som spennes opp med en bestemt kraft mellom to målebolter. Avstanden kan måles med en nøyaktighet på en brøkdel av 1 mm. Metoden har vært mye brukt for å måle deformasjoner i tunneler og store bergrom, men blir i stadig større grad erstattet med andre metoder. Måling med tape-ekstensometer kan kun utføres manuelt og periodisk.

Crackmeter

Et crackmeter er mekaniske avstandsmålere som monteres over mindre sprekkesystem for å måle sprekkeutvidelse. Instrumentlengden er ca 30 cm og måleområdet ca 10 cm. Måledata kan overføres elektronisk og målinger kan i prinsippet utføres kontinuerlig og med korte intervall.

Inklinometer (tiltmeter)

Et inklinometer er i prinsippet en elektronisk libelle som måler vinkelendringer med stor nøyaktighet. Inklinometere kan monteres direkte på en bergoverflate, eller i borehull.

5.1.2.3 Andre metoder

Visuell overvåkning, webkamera

Det kan være aktuell å overvåke skredområder visuelt, ved å montere ett eller flere webkamera. Dette er vanligvis et supplement til andre metoder, men kan tenkes som selvstendig tiltak i spesielle tilfeller.

Vanntrykk

Grunnvann eller sprekkevann har stor betydning for stabilitetsforholdene i en fjellside. Oppbygging av vanntrykk på sprekkeplan som normalt er drenert er ofte utløsende årsak til steinskred, og endring i sprekkevannsnivå kan derfor gi en tidlig indikasjon på økt skredfare. Dette kan måles med piezometere i borehull.

Slike målinger kan ikke alene gi pålitelige forhåndsvarsler for skred, men må kombineres med andre typer målinger. Piezometermålinger i borehull kombineres ofte med andre målinger i borehullet, for eksempel målinger med inklinometer.

Værdata

En værstasjon som gir målinger av temperatur, nedbør vind mm vil vi viktig tilleggsinformasjon til et overvåkningsanlegg, og kan ofte være avgjørende for å tolke resultater av de målinger som foretas.

5.1.3 Varsling av skred

Hensikten med varslingsystemer er å oppdage et skred, og deretter varsle trafikanter slik at man unngår ulykker og reduserer skadeomfanget. Statens vegvesen har i dag varslingsystemer i bruk for å oppdage snøskred ved hjelp av geofoner. I Jernbaneverket er det utstrakt bruk av trådgjerder for å varsle flere typer skred, og det er også installert et geofonanlegg for å varsle steinsprang. I tillegg foregår overvåking med tilhørende varslingsprosedyrer i regi av regionale overvåkingscentre med tanke på store bergskred (bl.a. Storfjorden på Sunnmøre og Lyngen i Troms).

5.1.3.1 Varslingsgjerder

Hensikten med varslingsgjerder er å få tidlig varsel etter et skred har gått, og denne typen gjerder benyttes mye av Jernbaneverket. Formålet er å hindre at tog kjører inn i skredmasser og forårsaker ulykker og skader. Det brukes i dag to typer gjerder, trådgjerde eller stolpegjerde. Prinsippet i disse gjerdene er at en strømkrets i gjerdet vil brytes dersom det treffes av et skred. Anlegget er knyttet opp mot et signal, slik at stoppsignal gis dersom strømkretsen brytes.

I trådgjerdene går strømkretsen i tråder som er oppspent mellom gjerdestopler, og dersom en tråd brytes eller en kortslutning oppstår mellom to nabotråder vil strømkretsen brytes. I tillegg har gjerdestolpene en helningssensor som vil bryte strømkretsen dersom stolpen kommer ut av stilling. I stolpegjerder består gjerdet av hule firkantrør montert vertikalt med avstand ca 0,5 m. På rørene er det sveiset fast en saksemekanisme som vil bryte en strømkabel dersom øvre del av røret kommer ut av stilling.

Gjerdene er sårbare for snøsig, og de må derfor plasseres slik at dette problemet reduseres. Vegetasjon rundt gjerdet kan også være et problem og bør unngås.



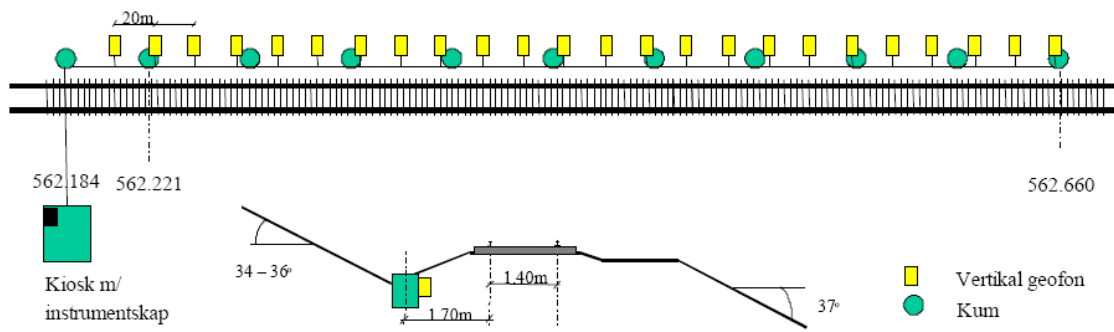
Figur 5.1 Trådgjerde og stolpegjerde

5.1.3.2 Geofoner

Et steinskred i bevegelse vil indusere vibrasjoner som kan fanges opp av geofoner. Geofoner kan derfor brukes som et alternativ til varslingsgjerde, og Jernbanelverket har et forsøksanlegg til uttesting på Nordlandsbanen.

Anlegget består av geofoner som er nedgravd i grøfta på innsiden av banen. Geofonene detekterer alle vibrasjoner som oppstår, og anlegget tolker signalene slik at varsel gis ved vibrasjoner som oppstår på grunn av steinsprang. Erfaringene er at alle steinsprang tolkes som steinsprang, men også noen togpasseringer og andre hendelser tolkes som skred.

Fordelen med et geofonanlegg framfor et gjerdessystem er at geofonanlegget er nedgravd og beskyttet og det er mindre sannsynlig at det ødelegges av skredet. Videre kan det programmeres til å restarte seg selv etter utløsning. Kostnadene med et geofonanlegg forventes å være vesentlig lavere enn for et tradisjonelt rasvarslingsgjerde, både ved installasjon og i drift.



Figur 5.2 Prinsippkisse for geofonanlegg

5.2 Sikring i løsneområde

Ved sikring i løsneområdet velger man å enten fjerne det ustabile partiet, eller å sikre det slik at man oppnår tilstrekkelig sikkerhet mot senere utfall.

Rensk, spyling, sprengning eller bruk av luftpute er alle metoder som vil fjerne det ustabile partiet, mens bruk av nett, bolter eller sprøytebetong er mye brukte metoder til sikring.

En viktig vurdering rundt valg av metode vil være om man klarer å fjerne det ustabile partiet uten å skape ny ustabilitet i fjellsiden.

5.2.1 Rensk, sprengning, spyling

5.2.1.1 Kontroll og rensk

Spettrensk kan karakteriseres som den enkleste og rimeligste form for fjellsikring, og benyttes i tilfeller der man har med helt avløste steinblokker eller bergpartier å gjøre. Metoden egner seg best for ustabile partier med begrenset størrelse, i og med at den drivende kraft er basert på muskelstyrke hos sikringspersonellet. Det må benyttes renskespett, som er spesielt utviklet til formålet.

Utførelse av spettrensk er et ”håndarbeid” som krever erfaring fra det utførende sikringspersonell. Vanskelighetsgraden kan variere mye, fra små steinblokker som lett lar seg renske ned, til store blokker og bergparti som krever noe mer innsikt i hvordan ”bruddmekanismen” skal utløses på mest mulig rasjonell måte.

Større blokker som ikke lar seg renske ned med spett kan fjernes med luftpute (eller løftepute). Bruk av luftputer er godt egnet til større steinblokker som ikke lar seg renske ned med renskespett, og som samtidig er for risikable å sikre aktivt med bolter, nett etc.

Metoden baserer seg på at den flate, uekspanderte luftputen plasseres i en åpen baksprekk bak det ustabile partiet. Deretter ekspanderes luftputen med trykkluft slik at den utøver et trykk mot det ustabile partiet, helt til dette raser ut. Bruk av luftpute kan i mange tilfeller være et godt og rimelig alternativ til nedsprengning.

Luftputer finnes i forskjellige former og størrelser opptil ca. 1 x 1 m. Før ekspansjon er tykkelsen på slike luftputer 1,5 – 2,5 cm. Fullt ekspandert kan tykkelsen være opptil ca. 50 cm. De største putene kan mobilisere en kraft mot det ustabile partiet tilsvarende ca. 70 tonn.

Ved renskearbeider vil det være viktig å foreta løpende kontroll og vurderinger av hvor mye som skal renskes, og hva som bør sikres på andre måter. Dette vil også være viktig med gode rutiner og erfarent mannskap for å kunne utføre oppgaven med god sikkerhet.

Nedfall av stein under renskearbeidene vil også gi en god indikasjon på behov for tilleggsikring, for eksempel behov for steinsprangnett eller fangvoll.



Figur 5.3 Spettrensk

5.2.1.2 Sprengning

Sprengning benyttes som sikringsmetode i de tilfeller der man har å gjøre med store ustabile partier som ikke lar seg sikre på annen måte, eller at alternative sikringsmetoder blir for ressurskrevende eller kostbare. Så sant forholdene ligger til rette for nedsprengning, vil dette i mange tilfeller være et kostnadseffektivt sikringstiltak.

Før man beslutter å sprengne ned et parti bør man vurdere hvor stort volum det er snakk om og hvordan dette vil lande i terrenget. Vil massene lande i en ”mettet” ur, vil denne kunne gi fra seg ustabile blokker i lang tid fremover, likeså dersom den vil lande i et uryddig område med skrenter og løsmasser hvor blokkene kan bli ustabile ved nedbør og må renskes videre.

Boring og ladning må planlegges og utføres på en slik måte at det gir tilstrekkelig sikkerhet for avløsning av det ustabile partiet. I tillegg vil det i mange tilfeller være behov for å oppnå en viss fragmentering av bergmassene som sprenges ned. Dette krever som regel at det bores et antall salvehull i det ustabile partiet. Dersom det er aktuelt at utsprengte masser når vegen bør denne beskyttes med for eksempel en gruspute. Et lag med grus eller finpukk av en halv meters tykkelse har vist seg å gi vegen og asfalten god beskyttelse.

Ved nedsprengning kan ustabile blokker bli stående igjen. Det må derfor påregnes supplerende rensk og bolting i slike tilfeller.



Figur 5.4 Nedspregning av steinblokk (før/etter) i fjellsiden ved rv. 70 Oppdølsstranda (Foto: Betongrenovering Drift AS)

5.2.1.3 Spyling

Ved spyling fra helikopter henges en bøtte som kan fylles med 1000 l vann i line under helikopteret. Denne bøtten fylles med vann fra sjø eller vann i nærheten mens den henger i lina, og kan åpnes og tømmes fra helikopteret mens det henger over skredløpet. Metoden er aktuell å utføre etter steinskred eller jordskred og etter rensk eller sprengningsarbeider.

Hensikten med spyling er tredelt: Ved å bruke 1000 liter vann sluppet fra helikopter, renskes og sikres løsneområder og skredløp ved at jord og blokker spyles bort. Man slipper dermed at dette materialet eroderes ved senere kraftige regnskyll og kommer ned på vegen. Den andre funksjonen metoden har er å stabilisere blokker som har falt ned ved å spyle vekk jord under disse. Slik oppnås friksjonskontakt mellom blokken og berget. Tredje og siste funksjon er at jord som blir spylt, men ikke blir erodert bort, har vist seg å få en erosjonshud som er motstandsdyktig inntil vegetasjonen reetablerer seg.

Fremgangsmåten for hvordan helikopterpiloten skal spyle et løsneområde og et skredløp bør avtales nøye før selve jobben starter. Foreta gjerne en befaring med helikopteret før og etter spylingen. Husk kamera for dokumentasjon. Det er hensiktsmessig å begynne med løsneområdet for så å ta for seg skredløpet nedover mot vegen/objektet.

Faktorer som må avklares med piloten er:

- Formålet med spylingen – er det å renske ned alle løse blokker, eller er det å spyle vekk jord og løsmasser under blokker for å oppnå friksjon mot berget?
- Hvor nærme fjellsiden kan helikopteret fly? Luftspenn og overheng begrenser flyging.
- Hvor mange ganger kan helikopteret spyle før det trenger å fylle drivstoff?
- Hvor skal helikopteret hente vann?
- Hvor lenge piloten skal holde på.

Det er ofte mulig å ha radiokontakt med piloten, fra bakken, for å dirigere spylingen. Dette er en stor fordel. Sitter man selv i helikopteret under spylingen er det begrenset hva man ser, og det er lett å bli luftsyk. Bruk av fastmontert kikkert på stativ kan gi god oversikt over arbeidene.

For å øke effekten av spylingen, kan man i spesielle tilfeller bruke helikopter med større løftekapasitet og spyle med opptil 3000 l vann per løft. Denne økningen i kapasitet har vist seg å ha stor innvirkning på resultatet av spylingen ved at denne blir mye mer erosiv og kan spyle skredløp rent for jord og løsmasser.

Det har vist seg at en ved gjentatt spyling kan erodere bort løsmasser med en mektighet på en meter eller mer. Kraftspylingen har vist seg mest effektiv der terrenget ikke er brattere enn at vannet kan renne langs overflaten. Storvokst skog, overheng og luftspenn er hindringer som begrenser metoden.



Figur 5.5 Helikopterspyling med 1000 liter sett fra terrenget og vegbane. Helikopteret som er brukt er av typen AS 350 og her operert av Airlift A/S. Foto: S.H. Frækaland, SVV.

5.2.1.4 Sleggerensk

Sleggerensk er å slå løs blokker og mindre fjellparti ved å bruke et lodd hengende i en line under helikopteret som slegge. Ulike varianter av lodd har vært brukt, blant annet 1,8 tonn stålkule. Denne krever bruk av kraftig helikopter, som Super Puma. Ved å slå kule som en pendel mot fjellveggen har man lyktes i å fjerne avløste blokker opp til rundt 5 m³. Sleggerensk kan brukes i bratt terreng som ofte kan være vanskelig tilgjengelig på andre måter.

Sleggerensk kan brukes for å ta ut spesielle blokker hvor det er for vanskelig eller farlig for renskemannskap å komme til. Metoden kan brukes i brattere terreng enn spyling og kraftspyling, men den begrenses hvis det er lange parti med overheng, skog eller luftspenn.



Figur 5.6 Sleggerensk med lodd hengende i "longline" under helikopter (Foto K. Brattlien, NGI).

5.2.2 Drenering og vegetasjonstiltak

5.2.2.1 Vegetasjonstiltak

Større trær som velter med rota (rotvelter) kan rive løs steinblokker som kan rulle ut og være til fare for område og veg nedenfor. Større trær som er helt eller delvis veltet eller skadet slik at de senere sannsynlig vil velte, bør vurderes kappet ned kontrollert. Steinblokker som ligger an mot trær bør vurderes lagt til side i stabilt leie eller treet bør vurderes felt slik at blokka får stabilt leie eller velte kontrollert ut. Gjenstående fjell i rotvelt-områdene kan ha ugunstig oppsprekking.

Dersom det vokser trær som har røtter ned eller inn i fjellsprekkene, kan røttene presse ut fjellblokker med rotsprengning som resultat. Slike trær bør kappes kontrollert ned.

5.2.2.2 Dreneringstiltak

Vann har som regel ugunstig innflytelse på stabiliteten i et løsningsområde. Vannet kan føre til oppbløtning og ustabilitet i jordmassene. Vannet fører til tele i bakken og ustabilitet i jordlaget i teleløsningen. Vannet kan føre til frostsprengning i fjellsprekker og det kan bli flere fryse-/tineperioder i løpet av vinteren.

I slike områder bør man vurdere å drenere vannet bort fra løsningsområdet og inn i en bekk eller elv, for å bedre stabiliteten.

5.2.2.3 Vegetasjonsetablering

En åpen, avskjærende drengroft ovenfor en jordskråning vil ha gunstig effekt på stabiliteten i skråningen ved at vanntilgangen begrenses. Gress og busker med dyp og kraftig rot vil også hindre erosjon i skråning av jordmasser. Dette kan utnyttes ved tilsåing av åpne jordskråninger. Helst bør hellingen i skråningen først jevnes ut. Dersom skråningsoverflata består av velgradert jord og har helling slakere enn 1:1,5, så kan frø- og gjødselblanding tilføres direkte på skråningen. Dersom overflata er finkornet og/eller ensgradert bør skråningen først dekket med et nett eller en matte av kunst- eller naturfiber som festes inn i skråningen med plugger eller jordankere.

5.2.3 Bolting

Bolting er en meget vanlig sikringsmetode som favner en rekke boltetyper for ulike anvendelsesområder. Håndbok 215 Fjellbolting gir en dekkende beskrivelse av bolting og boltetyper, så vi skal her begrense oss til en overordnet beskrivelse. Det vises også til kapittel

Bolting kan i utvidet forstand defineres å omfatte alle typer fjellbolter og stag som er tilgjengelig på markedet for fjellsikring. Følgende hovedtyper kan her nevnes:

- Endeforankrede bolter
- Innstøpte bolter
- Kombinasjonsbolter
- Stag

Andre typer som friksjonsbolter og glassfiberbolter er kun i liten grad benyttet i Norge.

Bergpartier og steinblokker (av en viss størrelse) som ikke lar seg renske ned sikres ofte ved hjelp av fjellbolter og stag. Bolting er en effektiv og i de fleste tilfeller en forholdsvis rimelig form for fjellsikring. Bolting i områder over kranrekkevidde blir normalt utført av personell i klatretau og kan være tidkrevende. Spesielt tidkrevende er boring for lengre bolter enn 6 m da disse krever grovere hull pga skjøtehylser på borstengene. Omfanget av denne type boltesikring blir derfor begrenset.

Bolter benyttes også i kombinasjon med andre sikringsmidler, som nett, fjellbånd og sprøytebetong. Det oppnås da en samvirkeeffekt, der boltenes hensikt er å sikre større ustabile steinblokker, og samtidig skape forankring i stabilt berg for den andre typen sikringsmiddel.

For dimensjonering av antall og type bolter vises det til Håndbok 215 Fjellbolting, og kapittel 4.2 i denne veilederen. Det finnes programvare tilgjengelig hvor ulike typer bolter og stag kan dimensjoneres som RocPlane og Swedge fra RocScience.

5.2.3.1 Endeforankrede bolter

Endeforankrede bolter benyttes i tilfeller der det er behov for rask og midlertidig sikring (f.eks. arbeidssikring), men er i stadig større grad også godtatt til permanentsikring. Ved bruk av endeforankrede bolter til permanentsikring er det viktig å sørge for at bolt m/tilbehør har god korrosjonsbeskyttelse, siden store deler av boltene ligger blottlagt i boltehullet. Dobbel korrosjonsbeskyttelse anbefales.

I nærheten av områder som skal sprenges bør det ikke brukes endeforankrede bolter da påkjenninger fra sprenggassene kan ødelegge forankringen. I slike tilfeller bør det benyttes innstøpte bolter.

I naturlige fjellskrenter der behovet for bolter kan være spredt utover et stort område, vil det være praktisk å benytte endeforankrede bolter, fordi man slipper å ha med seg gysepumpe.

Det finnes tre ulike typer endeforankring: Mekanisk (ekspansjonshylse), polyesterpatron og mørtelendeforankring. Polyesterpatron er i dag den helt klart mest vanlige form for endeforankring.

Endeforankrede bolter forspennes for å gi et aktivt trykk fra bolteskiva mot fjelloverflaten. Dette gir en sammenpressing av bergsprekker slik at friksjonen, og dermed fastheten og stabiliteten i bergmassen bedres.

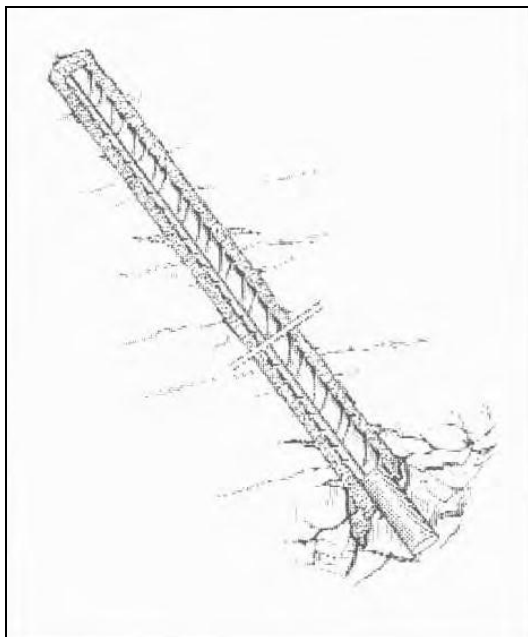


Figur 5.7: Eksempel på endeforankret bolt m/polyesterpatron (kilde: Vik Ørsta AS)

5.2.3.2 Innstøpte bolter

En fullt innstøpt bolt vil fungere som en armering av berget. Bolten gis mulighet for å ta opp strekk- og skjærkrefter, men lasten vil konsentreres over begrensede områder, f.eks. over en sprekk. Fullt innstøpte bolter, uten forspenning, blir virksomme etter hvert som berget deformerer.

Fullt innstøpte bolter er generelt godt egnet til permanent boltesikring, da gysemørtelen fungerer som en korrosjonsbeskyttelse i seg selv. Bolter til permanent sikring bør imidlertid som et minimum være korrosjonsbeskyttet ved varmforsinking. Det må da benyttes en gysemørtel som ikke gir uheldig kjemisk reaksjon med forsinkingsbelegget.



Figur 5.8: Fullt innstøpt kamstålbolt (kilde: Håndbok 215 Fjellbolting)

5.2.3.3 Kombinasjonsbolter

Kombinasjonsbolter er bolter som i utgangspunktet endeforankres med ekspansjonshylse, og som på et senere tidspunkt kan ettergyses. Dermed kan kombinasjonsbolter benyttes både til øyeblikkelig, midlertidig og permanent sikring. Ved å bruke en perforert plasthylse rundt bolten hindres tap av gysmasse i slepper.

Kombinasjonsbolter er mest brukt i tunneldrift, men det er ingenting i veien for å benytte denne type bolter også i fjellskjæringer og skrenter.



Figur 5.9: Kombinasjonsbolt - CT-bolten (kilde: Vik Ørsta AS)

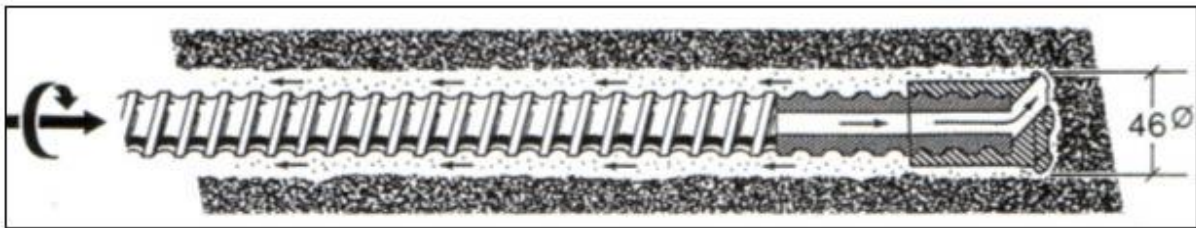
5.2.3.4 Stag

Stag er lange bolter, normalt over 6 m bestående av en eller flere wirer eller høyfast stangstål.

Borstangbolter er borstang påmontert en engangs borkrone som bores inn til ønsket dybde i berget. Ved oppnådd dybde gyses borstangbolten. Denne type bolt er godt egnet i tett oppsprukket og dårlig berg, der man ved konvensjonell bolting kan ha en fare for at borhullet raser sammen etter uttrekk av borstang før montering av bolt.

Stangstag er bolter av høyfast stål som kan brukes til stabilisering av høye fjellskjæringer og store, ustabile partier. Stagene forlenges med 3 m lange seksjoner og har høye lastkapasiteter. Stangstag støpes inn helt eller delvis, og forspennes for å kunne utnyttes fullt ut. Stagene gyses gjennom et langsgående sentrisk hull. Stagene har ofte stål med høy strekkfasthet og lav skjærfasthet. De må derfor plasseres slik at de får rent strekk og minimal skjærkraft.

Kabelstag, eller lissestag, består av en eller flere wirer, og benyttes til stabilisering av høye fjellskjæringer og store, ustabile partier. Denne type stag har stor lastkapasitet og forspennes med stor kraft. Ved montering endeforankres staget først med mørtel. Etter herding forspennes og ettergyses staget.



Figur 5.10: Borstangbolt, prinsippskisse (kilde: DeNeef Norge AS)

5.2.4 Nett og bånd

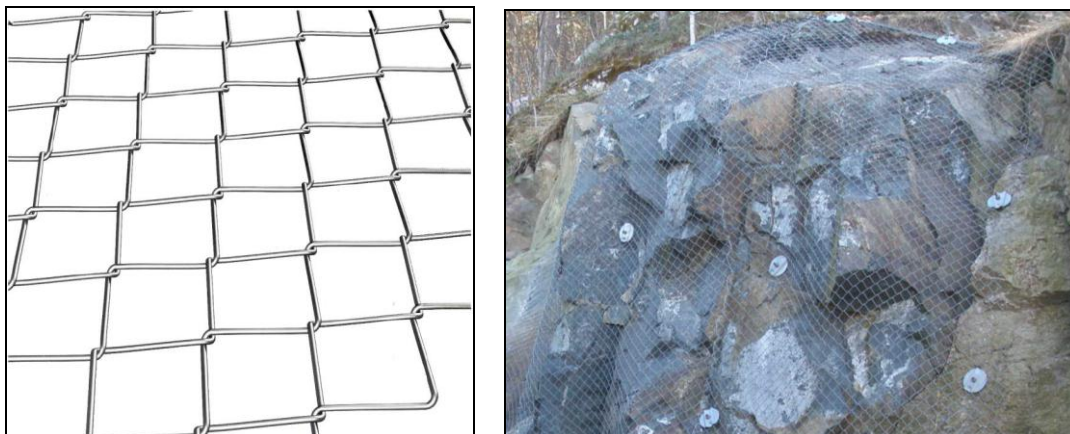
Sikring med nett utføres på alt fra skjæringsflater med småfallent, oppsprukket berg til naturlige fjellskrenter og urmasser med til dels store og løse steinblokker. De viktigste typer nett er:

- Flettverksnett
- Steinsprangnett
- Wirenett/stålringnett
- Forsterket steinsprangnett med wire

5.2.4.1 Flettverksnett

Dette er et finmasket nett bestående av ca. 3 mm ståltråd og enkelttvunnede masker med maskevidde 50 x 50 mm. Nettet egner seg godt til sikring av småfallent berg i skjæringer og skrenter, og som innernett til f.eks. wirenett for å hindre at småstein går gjennom dette. Flettverksnett er fleksibelt og lett å tilpasse til formen på fjelloverflaten. Nettet er imidlertid sårbart for tråddrudd, da dette lett fører til at nettet rakner på grunn av de enkelttvunnede maskene.

Flettverksnett festes til berget med egnede festebolter, som enten plasseres i rutemønstre med faste senteravstander eller med mer tilpassede plasseringer etter fjelloverflatens topografi. Normalt benyttes Ø16 eller Ø20 kamstålbolter som forankres med polyesterpatroner og påmonteres flettverksskiver.

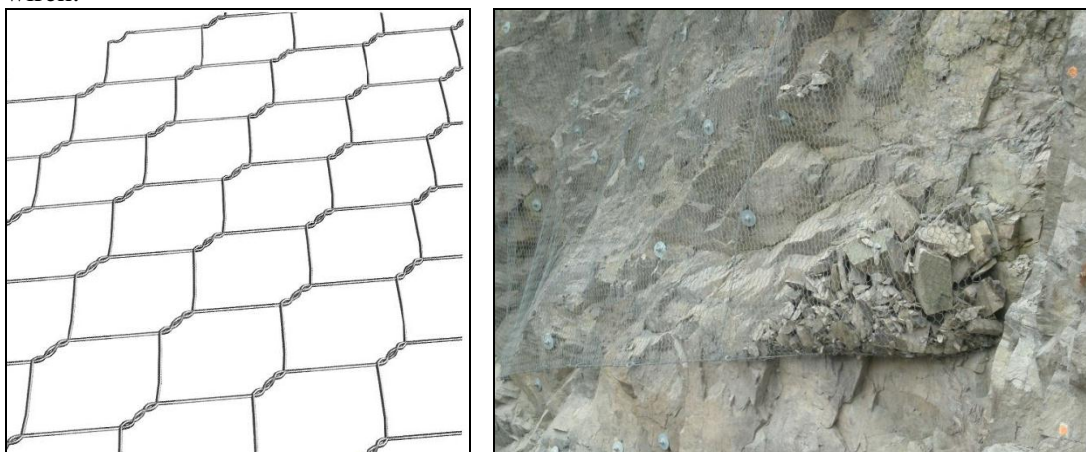


Figur 5.11 Til venstre: Eksempel på flettverksnett (kilde: Vik Ørsta). til høyre: Flettverksnett brukt til sikring av fjellskjæring (Foto: K. Moen, Multiconsult AS)

5.2.4.2 Steinsprangnett

Steinsprangnett er spesielt egnet for sikring mot mindre steinsprang i fjellskjæringer og -skrenter. Det er også godt egnet til sikring mot is i fjellskjæringer. Vanlige dimensjoner på steinsprangnett er 3 mm trådtykkelse og maskevidde på 80 x 100 mm. Maskene er dobbelttvunne, slik at nettet ikke rakner ved trådbrudd lokalt.

Forberedende arbeider før montering av nettet omfatter først montering av bardunbolter (øyebolter) i toppen av skjæringen / skrenten. Gjennom øyet på boltene føres en wire som nettet deretter festes til. Nettet syes så sammen i skjøtene og boltes til berget med festebolter. Med mindre nettet skal fungere som issikring, monteres nettet vanligvis tett inntil fjelloverflaten, med festebolter i rutemønster c/c 2 – 3 m, eventuelt tilpasset fjelloverflatens topografi. Langs nedre kant på nettet monteres en gjennomgående wire på samme måte som i toppen. Bunnwiren gir en forsterket og oppstrammet avslutning på nettet. Når det har rast i nettet er det enkelt å tømme steinmassene ut ved å trekke ut wiren.



Figur 5.12 Til venstre: Eksempel på steinsprangnett (kilde: Vik Ørsta). Til høyre: Steinsprangnett brukt til sikring av fjellskjæring. Det har rast en del steinmasser bak nettet. Nettet kan enkelt tømmes for steinmasser ved å trekke den gjennomgående bunnwiren ut. (Foto: K. Moen, Multiconsult AS)

I enkelte tilfeller festes nettet kun i toppen og henger fritt helt ned til bunnen av skjæringen (defleksjonsnett). Nettet vil da lede utraste steinblokker ned langs skjæringen slik at steinmassene unnslipper i bunnen. I slike tilfeller som dette er det viktig at det er anlagt en tilstrekkelig bred grøft som hindrer stein i å komme ut i vegbanen.

5.2.4.3 Wirenett / stålringnett

Wirenett benyttes der det er behov for en nettype som skal stå imot store belastninger fra større steinblokker. Typiske eksempler er ustabile urmasser og ustabile enkeltblokker eller grupper av enkeltblokker som det er risikabelt å bore og montere bolter i. Wirenettet festes med festebolter i strategiske punkter i periferien.



Figur 5.13 Til venstre: Wirenett bestående av flettede stålringer ("ubåtnett", foto: Betongrenovering AS). Til høyre: Nett av typen Geobrugg "Spider" (Foto: K. Moen, Multiconsult AS)

5.2.4.4 Steinsprangnett med innsydd wire

Dette kan betraktes som en mellomløsning mellom steinsprangnett og wirenett, og benyttes der det er behov for et forsterket steinsprangnett. I steinsprangnettet er det sydd inn wire i et grovt rutemønster. Dette gjør at nettet kan ta opp større krefter enn et vanlig steinsprangnett.



Figur 5.14 Steinsprangnett med innsydd wire (Maccaferri "Steelgrid", foto: Fjellrenovering AS)

5.2.4.5 Fjellbånd

Fjellbånd benyttes bl.a. der det er behov for å oppnå samvirke mellom fjellbolter, ofte på en slik måte at antall bolter kan reduseres i forhold til om det ikke blir benyttet fjellbånd. Fjellbånd brukes også som arbeidssikring i forbindelse med sikring av meget ustabile steinblokker, som det vil være

risikabelt å bore i. Fjellbåndet spennes da over fronten på den ustabile blokken og festes med korte festebolter i intakt berg på hver side.



Figur 5.15 Sikring av ustabile blokker med fjellbånd. (Foto: K. Moen, Multiconsult AS)

5.2.5 Sprøytebetong i skjæringer

Sprøytebetong kan være egnet som sikring i skjæringer der det forekommer forvitret og / eller meget løst berg. Det benyttes sprøytebetong tilsatt stålfiber eller polymer makrofiber. Sprøytebetongen påføres fjelloverflaten i et 8 - 10 cm tykt lag.

I mange tilfeller forankres sprøytebetongen til berget med bolter i et bestemt rutemønster.

Det må bores drenshull gjennom sprøytebetongen og inn i bergmassen, slik at det ikke bygger seg opp vanntrykk mellom sprøytebetongen og fjelloverflaten. Drenshull vil også motvirke frostsprenging i sprøytebetongen vinterstid.

Ulempen ved å bruke sprøytebetong ute i dagen er at sprøytebetongens heft til berg er sårbar med hensyn til frost. Selve sprøytebetongen tåler erfaringsmessig frysing og tining godt, men heften til berget kan ødelegges selv om det er boret drenshull. Noe fuktighet vil alltid kunne trenge ut til sprøytebetongen. Dette kan igjen føre til oppsprekking og avskalling. Armering i form av fiber og bolter bøter på dette problemet.

Den estetiske siden av sprøytebetong i fjellskjæringer er ofte gjenstand for diskusjon. Landskapsarkitekter har ikke alltid sans for utseendet som sprøytebetongen gir, men hvis det hjelper kan sprøytebetongen produseres mørkere ved hjelp av pigment. Dette kan vel også gjelde for nettsikring, så det kan bli et valg mellom to onder.

5.3 Sikring i skredbanen

I mange tilfeller vil det ikke være hensiktsmessig å sikre i løsneområdet. Løsneområdet kan for eksempel være vanskelig tilgjengelig, eller det kan kreve svært spredte tiltak. Istedenfor kan man tillate at steinsprang oppstår, men heller gjennomføre tiltak som fanger opp steinmassene og hindrer nedfall på veg. Fanggjerder, -voller og murer er aktuelle tiltak. I enkelte tilfeller kan det å heve vegbanen være nok til at vegen selv danner barriere mot steinsprang.

Fangvoller dimensjoneres etter blokkenes fart og rotasjon og energien skal primært dempes i vollen. For fanggjerder gjelder det at blokkas energi er mindre enn gjerdets kapasitet. Fanggjerdets fordel er at det kan plasseres i bratt terreng og der det er lite plass til rådighet. Fangvoller trenger mer plass men er normalt rimeligere og krever mindre vedlikehold og er mer permanente konstruksjoner.

5.3.1 Fanggjerder

Fanggjerder er passive sikringstiltak. Man tillater at ras og steinsprang oppstår, men fanggjerdene skal hindre at steinmassene kommer ned på vegen. På markedet i dag finnes fanggjerder med høyder opptil 9 m og dokumenterte energikapasiteter fra 100 kJ til 5000 kJ.

Fanggjerder egner seg til sikring mot steinsprang og steinskred i høye fjellskrenter der det er potensiale for ustabile partier i relativt stort omfang, og der aktive sikringstiltak i skrenten blir for omfattende eller kostbart.

Plassering og dimensjonering av fanggjerder bør bygge på ingeniørgeologiske registreringer i felt (identifisering av ustabile partier, lokalisering og størrelse av disse), og en vurdering av potensielle skredbaner. Bruk av simuleringsmodeller som beskrevet i avsnitt 4.3.2 kan være et nyttig hjelpemiddel i denne sammenheng.

Normalt plasseres fanggjerder i nedre del av skredløpet. Det må imidlertid settes av en "bufferzone" mellom fanggjerdet og vegen, for å gi rom for deformasjon av gjerdet ved anslag. Denne bufferonen vil normalt være 5-10 m, avhengig av gjerdets kapasitet og høyde.

For å kunne ta opp store energimengder ved anslag er fanggjerdet utstyrt med bremseelementer som er festet i wirer, både omkring nettflaten, og i barduneringen av gjerdet. Sammen med bevegelige ledd i foten av gjerdestolpene bidrar dette til et fleksibelt gjerdesystem som gir en dynamisk demping av blokkanslaget. Dette prinsippet gjør det mulig for de kraftigste fanggjerdene å fange opp steinsprang og -skred med store energimengder (store steinblokker med stor hastighet). Et viktig forhold ved fanggjerder er at resthøyden, dvs gjerdets effektive høyde, reduseres etter treff. Dersom gjerdet er truffet og har fanget flere større blokker med stor energi vil gjerdet ha en lav resthøyde, og resterende blokkmasse fra steinspranget kan gå over og treffe vegen. Det kan derfor være aktuelt å sette opp to rader med gjerder, eventuelt bruke tilstrekkelig stor nok kapasitet på gjerdet. Fanggjerder kan være relativt kostbart å reetablere etter treff.



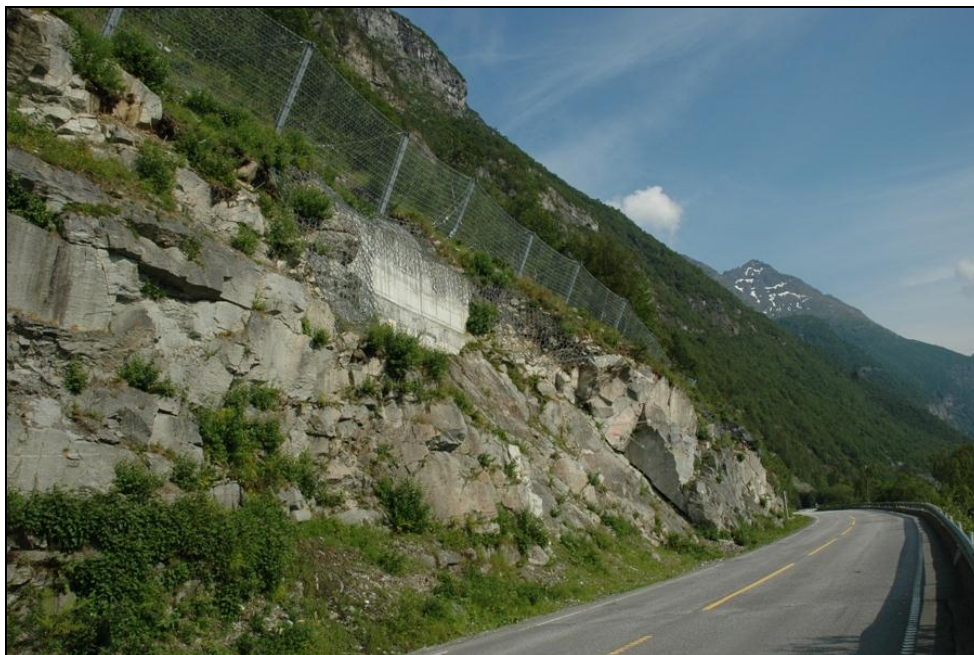
Figur 5.16 Fanggjerd - like før blokkanslag (Kilde: GeobruGG AG)

5.3.1.1 Retningslinjer for godkjenning av fanggjerd

Det finnes to retningslinjer for testing og godkjenning av fanggjerd, ETAG 27 og Swiss Guidelines.

EOTA (European Organisation for Technical Approvals) har utarbeidet retningslinjer for funksjon, design og testing av fanggjerd. Disse retningslinjene er samlet i ETAG 27 (Guideline for European Technical Approval, 2008)(EOTA 2008). En viktig målsetning med ETAG 27 er at standardiserte prosedyrer for fullskala testing av fanggjerd skal gi et bedre grunnlag for å sammenligne ulike produkter.

Swiss Guidelines for rockfall net approvals (Gerber 2001; Gerber 2006) er benyttet av flere gjerdeprodusenter som grunnlag for teknisk dokumentasjon gjennom fullskala tester.



Figur 5.17: Fanggjerd (Trumer Schutzbauten, Energekapasitet 3000 kJ, høyde 5m) ved rv. 70 forbi Oppdølsstranda. (Foto: K. Moen, Multiconsult AS)



Figur 5.18: Fullskala test av fanggjerd i Sveits (Isofer AG). (Foto: K. Moen, Multiconsult AS)

5.3.2 Fangvoller

Veger som ligger inntil urer kan ofte nås av steinblokker som ruller ut i vegbanen. Avhengig av hvordan disse blokkene kommer ned mot vegen kan de stanses enten ved fanggjerd eller fangvoll. Der det er tilstrekkelig plass og tilgjengelig løsmasse/urmasse som kan benyttes uten at stabiliteten i skråningen reduseres, kan en voll bli rimeligere enn et fanggjerd.

En fangvoll bør utformes slik at steinblokker med rotasjon ikke kan rulle over, og samtidig være sterk nok til at blokkene ikke ødelegger vollen. I tillegg må den håndtere rotasjonsenergien som ikke alltid blir dempet tilstrekkelig i anslaget mot vollen. Prinsippet med en fangvoll er nettopp at en steinblokk skal kunne dempes ved at den trenger noe inn i vallsiden. Dette gjør imidlertid at

normalrestitusjonskoeffisienten blir lav og resulterer i en lav refleksjonsvinkel opp langs vollsiden. I slake vollsider må dermed den gjenværende rotasjonsenergien fanges opp ved at vollen er høy nok.

Vollsiden som vender mot ura bør generelt være brattest mulig og ha helning minst 1:1,25 som oppnås med ordnet steinfylling eller tørrmur med helning 3:1. Vollkrona bør være minst 3 m bred for å unngå at den ødelegges av store blokker. Fangvoller bygges ofte av stedlige masser dersom disse egner seg. Det vil da være naturlig å etablere grøft eller magasin på innsiden av vollen. Leir- og siltholdige masser bør brukes med varsomhet til bygging av voller. Grunnforholdene må undersøkes med tanke på totalstabilitet i området.

Vollkonstruksjonen kan bygges av armert jord eller gabioner. Disse vil forsterke selve konstruksjonen og kan tillate brattere konstruksjon på skredsiden. Dette vil også redusere arealbruken. For bruk av konstruksjoner i armert jord vises til ”geosyntetguiden”.

Fangvoller må dimensjoneres ut fra skredlast funnet ved bruk av simuleringmodellene som er beskrevet i avsnitt 4.3.2.



Figur 5.19 Eksempel på fangvoll med tørrmur og toppgjerde fra Mannhiller i Sogn og Fjordane. Fangvollen er høy og kraftig med bratt side mot fjellsiden bygget som tørrmur. Den skal kunne stanse større steinsprang som kommer i stor fart. Toppgjerdets hensikt er å stanse flogstein eller steinfragmenter som slynges ut under knusning av større blokker i nedslag ovenfor vollen.

5.3.3 Murer

En støpt mur vil være et stivt sikringselement, og skal ikke deformeres ved treff som for voller og gjerder, men motstå den energien steinblokkene representerer.

Dimensjoneringen kan utføres med en beregning av kraftstøtet ved den bevegelsesmengden steinblokkene har sammen med et estimat av den tiden innslaget tar. En sikkerhetsfaktor bør benyttes for å inkludere usikkerhet i tiden for innslaget, og at dempingen og knusningen i muren ikke skjer lineært over tid. Beregningen av nødvendig tykkelse på muren bør utføres av spesialist på betong.

Utformingen av en betongmur er ofte L-form hvor den horisontale delen kan plasseres mot eller fra fjellsiden etter hva som er ønskelig. Plasseres den horisontale delen fra fjellsiden kan løsmasse brukes for å gi tilstrekkelig styrke mot innslagene. Plasseres den horisontale delen mot fjellsiden for å optimalisere plassen, kan en dimensjonert bolteforankring hindre muren i å tippe over ved anslag. Betongplaten bør dekket med et gruslag for å forhindre sprett over muren. Dersom en polstring eller dempningspute kan benyttes kan en unngå knusning i muren samt at tiden for innslaget økes.

5.4 Sikring av objektet/vegen

I mange tilfeller gir ikke sikringstiltakene overvåking, sikring i løseområdet eller skredbanen tilfredsstillende sikring av vegen. I slike tilfeller er det aktuelt å sikre selve vegen med overbygg, tunnel med portal eller å flytte vegen.

Overbygg har en omtrentlig løpemeterpris som er det dobbelte av en tunnel. Valg mellom alternativene tunnel eller overbygg blir dermed ofte en økonomisk vurdering.

5.4.1 Overbygg

Overbygg kan bygges på to ulike måter:

- ved å la skredløpet beholde sin utforming eller
- ved å la vegen beholde sin plassering

I første tilfelle legges overbygget i utgravd eller utsprengt byggegrop under skredløpet som reetableres etter bygging. I andre tilfelle bygges overbygget over eksisterende veg og skredløpet bygges opp og løftes ved hjelp av tilførte masser og terrengtiltak (voller).

En løfting av skredløpet kan føre til at skredmassene sprer seg mer dersom overbygget blir liggende i skredets marginale utløpsområde. Overbygget må derfor forlenges tilsvarende. For dimensjonering av overbygg vises til vedlegg 1.

5.4.2 Portaler

Portal er en del av tunnelen. En del tunneler mangler i dag portal eller har for kort portal. Portaler dimensjoneres som overbygg, se vedlegg 1.

5.4.3 Tunneler

Tunnel vil ofte være aktuelt som et ledd i å heve den generelle vegstandarden på det skredutsatte vegpartiet. Tunnel er som regel et omfattende tiltak både i lengde og bygge- og driftskostnad og vil ofte komme som siste alternativ etter at andre sikringstiltak blir vurdert til å ikke gi tilstrekkelig sikkerhet eller nytte-/kostnadseffekt.

Tunneler kan grovt deles i to kategorier, løsmassetunnel og fjelltunnel. Løsmassetunnel bygges ved at løsmassene graves bort, det bygges en tunnelkonstruksjon i betong eller stål, som tilslutt dekkes med løsmassene. Fjelltunnel sprenges i fjellet med portaler, overbygg eller løsmassetunnel i hver ende.

Ved planlegging av tunnel må man plassere påhugg i skredsikkert område, eventuelt sikre området. Portalen bør ha en tilstrekkelig lengde og dimensjoneres for å tåle aktuelt nedfall.

For planlegging av tunnel vises til håndbok 021 Vegtunneler.

5.4.4 Endring av veggeometri

I enkelte tilfeller kan riktig tiltak være å flytte vegen bort fra det skredutsatte området. Endring av veggeometri i trange områder kan komme i konflikt krav til linjeføring, grunnforhold, vassdrag osv, men bør undersøkes.

6 Praktisk gjennomføring av sikring, eksempler

6.1 Registreringer av steinsprang - case

I flere tilfeller ligger tidligere steinsprang i områder utenfor uras utstrekning og vitner om stor rekkevidde. Et eksempel på at steinsprang kan få betydelig lengre rekkevidde enn uras utstrekning har vi ved Eråker i Lærdalen. Steinblokker utenfor ura og som hadde krysset vegen ble registrert på kart (figur 6.1 og figur 6.2). Basert på visuell kartlegging og slik registrering, kan det gis en vurdering av hvor ofte det er rimelig å anta at steinblokker vil krysse den steinsprangutsatte veistrekningen.

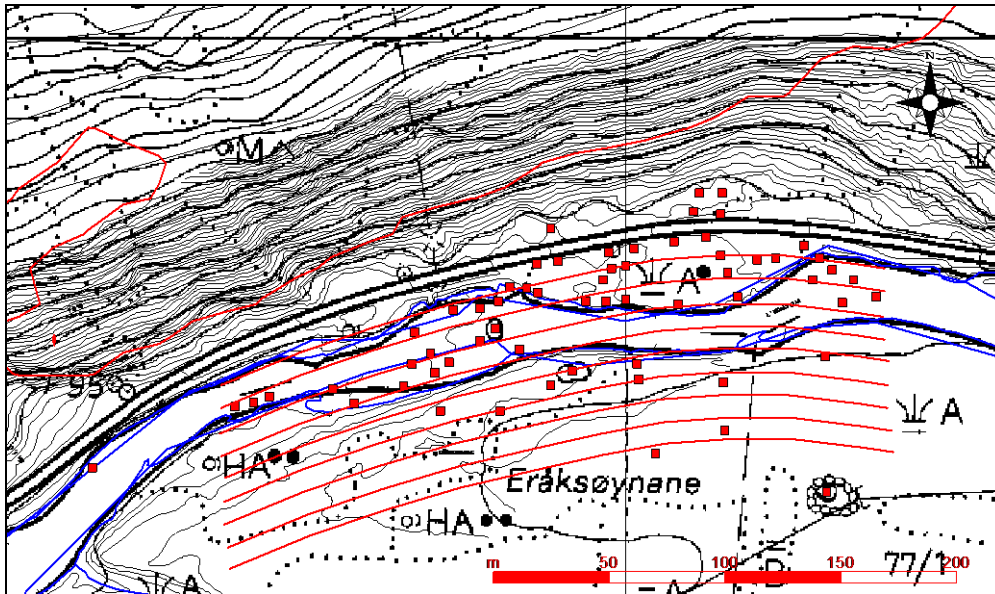


Figur 6.1 Ytre steinblokk på Eråksøyana har en diameter på 7-8 m. Ura ligger ned til vegen (Foto: Ulrik Domaas, NGI).

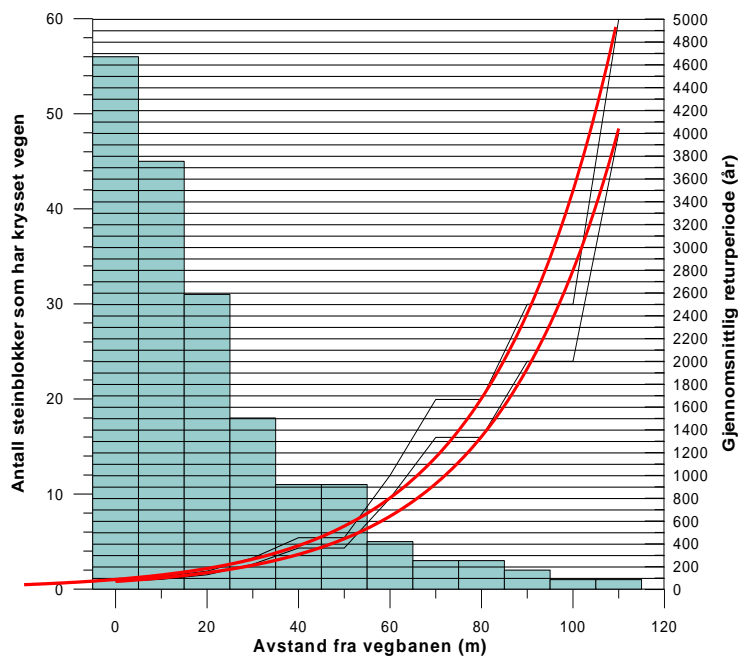
Mindre steinblokker er vanskelig å registrere og bidrar til en viss usikkerhet i slike vurderinger. Der vegen allerede er bygd kan en få hjelp i vurderingen fra historiske kilder og vegoppsynsmenn som har lang erfaring fra disse strekningene. Fjernet stein er noen ganger registrert men ikke alltid. Antallet steinblokker som har krysset vegen i området som undersøkes vil i de fleste tilfeller være høyere enn registreringer og observasjoner tilsier.

Basert på de registrerte steinblokkene som har krysset vegen og ut fra hvor lang tid dette har pågått, kan en komme fram til et overslag over hyppighet av litt større steinblokker som krysser vegen for en gitt strekning.

Registreringene for eksempel ved Eråker, figur 6.3, tyder på at større steinblokker kan krysse vegen anslagsvis hvert 70 – 90 år i gjennomsnitt. Siden flere steinblokker enn de vi ser har krysset vegen er dette anslaget for lavt. Samlet sett kan det antas at det vil gå noen titalls år mellom hver gang vegen treffes av mindre steinsprang over denne 300 m lange strekningen.



Figur 6.2 Kart over vegen ved Eråksøyne. Steinblokker som har krysset vegen er inntegnet uten referanse til størrelse, og med røde parallelle linjer i 10-meters intervall parallelt vegen.



Figur 6.3 Antall steinsprangregistreringer langs 300 m av E16 i 10 m intervall fra vegbanen relatert til gjennomsnittlig returperiode.

Denne betraktningmåten kan dog være vanskelig å gjennomføre for alle aktuelle områder. Tanken bak er å få en forståelse for hvor ofte stein kan krysse vegen, så man kan prosjektere sikringen slik at den reduserer antall stein som kan komme ned på vegen til et akseptabelt nivå. Sikring av veg mot steinsprang kan planlegges med tanke på å sikre den mest utsatte delen av strekningen, samt å fange opp og stanse steinblokker som normalt vil nå noen 10-talls meter forbi vegbanen. Det vil være vanskelig å sikre mot de største steinblokkene som når lengst ut.

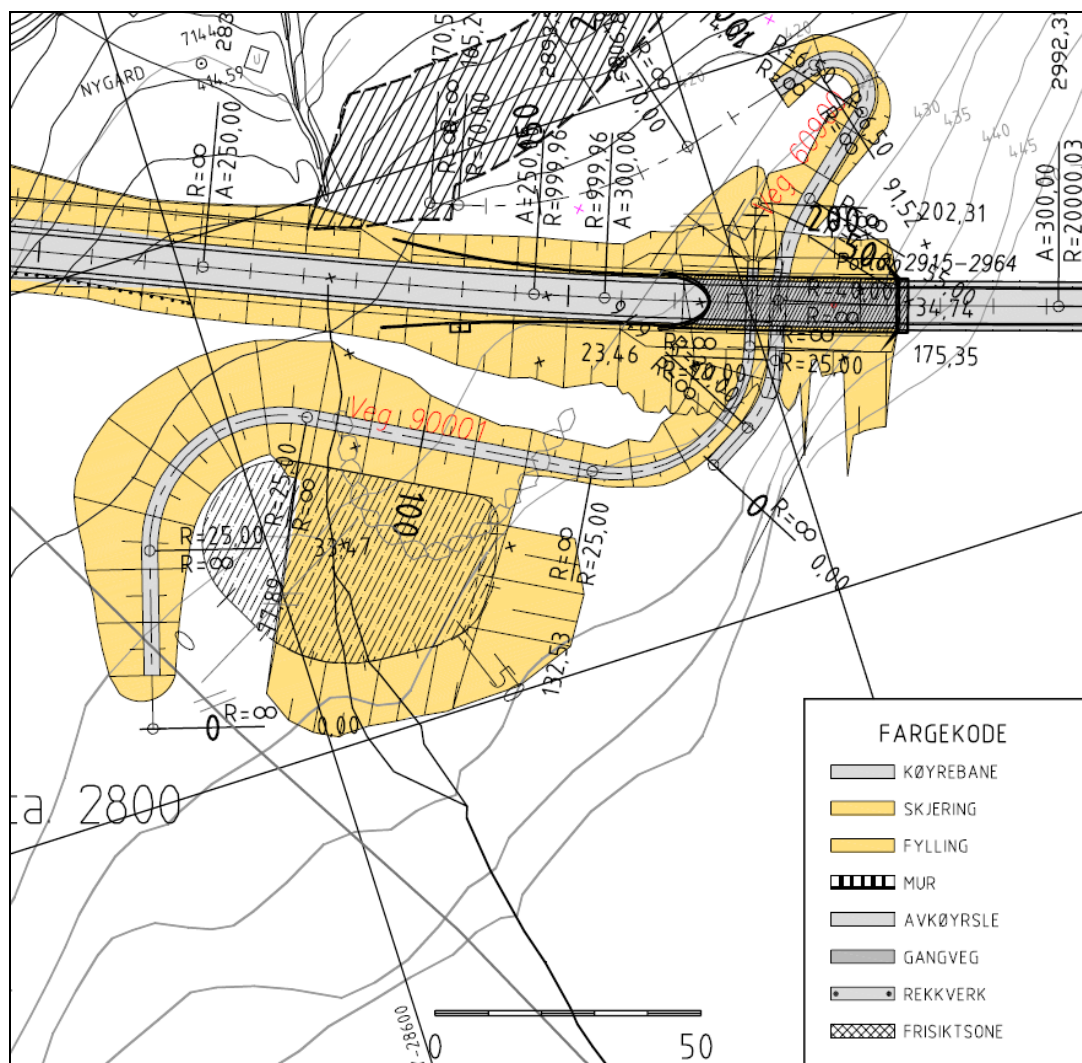


Figur 6.4 Sikring av vegen ved Eråksøyne (Foto: Ulrik Domaas, NGI).

6.2 E 16, Nygård, Lærdal.

Tuftåstunnelens vestlige påhugg. Steinsprangsikring. Statens Vegvesen, Region Vest.

Under planleggingen av Ev16 gjennom Lærdalen ble det utført planarbeid samtidig både med justering av linjeføring av vegen og av sikringsløsninger. Det ble derfor rom for å finne optimale løsninger av vei, påhugg og sikring. Figuren nedenfor viser byggeplan for en skredvoll som ble bygget ved tunnelens vestre påhugg. Vollen fungerer som steinsprangsikring ved portalen og har i tillegg et sedimentasjonsbasseng for sørpeskred og jord-/flomskred.



Figur 6.5 Byggeplan for skredvollen ved Nygård, Ev16, Lærdal.



Figur 6.6 Portalen med fangvoll (Foto: Ulrik Domaas, NGI)



Figur 6.7 Tunnel mellom Øygarden Fremre og Voldum. Bildet viser bru og påhugg ved Øygarden Fremre, Lærdal. Overdekningen er liten ved påhugget og sikring og sprengning var krevende for å unngå at den gamle vegen over ble ødelagt (Foto: Ulrik Domaas, NGI).

7 Referanseliste

- Baillifard, F., M. Jaboyedoff, et al. (2003). Rockfall hazard mapping along a mountainous road in Switzerland using a GIS-based parameter rating approach. *Natural Hazard and Earth System Sciences*. Vol 3: pp. 431-438.
- Bandis, S., A. Lumsden, et al. (1981). "Experimental studies of scale effects on shear behaviour of rock joints." *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr* 18: 1-21.
- Barton, N. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology* no. 7: 287-332.
- Barton, N. (1988). Predicting the behaviour of underground openings in rock Technical report 172, Norges Geotekniske Institutt.
- Barton, N. and S. Bandis (1990). Review of predictive capabilities of jrc-jcs model in engineering practice. *Rock Joints*, Balkema.
- Barton, N. and V. Choubey (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* 10: 1-54.
- Crosta, G. B. and F. Agliardi (2003). A methodology for a physically based rockfall hazard assessment. *Natural Hazards and Earth Systems Sciences*. 3: pp 407-422.
- Crosta, G. B., F. Agliardi, et al. (2004). A three dimensional hybrid numerical model for rockfall simulation, . *Geophys. Res. Abstr.* . Vol 6, 04502.
- Domaas, U. (1994). Geometriske metoder for å beregne rekkevidden til steinsprang. Geometrical methods of calculating Rockfall Range. EU-prosjekt: "Meteorological factors influencing slope stability and movement type". Norges Geotekniske Institutt.
- EOTA (2008). ETAG 27 Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits.
- Gerber, W. (2001). Guideline for the approval of rockfall protection kits. . Environment in practice. Bern, Swiss Agency for the Environment, Forests and Landscape (SAEFL), Swiss Federal Research Institute WSL: 39 pages.
- Gerber, W. (2006). Guideline for the approval of rockfall protection kits. Amendment 2006. Environment in practice. Bern, Swiss Agency for the Environment, Forests and Landscape (SAEFL), Swiss Federal Research Institute WSL: 39 pages.
- Giani, G. P. and e. al (2004). Experimental and theoretical studies to improve rock fall analysis and protection work design. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. vol. 37 (5): pp 369-389.
- Guzzetti, F. (1993). Landslide hazard and risk by GIS-based multivariate models. Workshop on Geographical Information Systems in Assessing Natural Hazards., Villa La Colombella, Perugia.
- Haugen, J. E., M. Køltzow, et al. (2008). "Mer ekstrem nedbør og vind i Norge." *Klima* (2/2008).
- Heidenreich, B. (2004). Small and half scale experimental studies of rockfall impacts on sandy slopes. *Rock Mechanics Laboratory (LMR)*. Lausanne, Swiss Federal Institute of Technology, ELP. Ph. d. thesis: 226 p.

- Hestnes, E. (1980). Evaluation of slide risk, Norges Geotekniske Institutt: 61-81.
- Jones, C., J. Higgins, et al. (2000). Colorado Rockfall Simulation Program Version 4.0 Colorado Department of Transportation.
- Jørstad, F. (1979). Veiledning ved undersøkelser av og sikring mot steinskred, Norges Geotekniske Institutt.
- Keylock, C. and U. Domaas (1999). "Evaluation of Topographic Models of Rockfall Travel Distance for Use in Hazard Applications." Arctic, Antarctic and Alpine Research Vol. 31(No. 3): pp. 312-320.
- Kronholm, K., D. Vikhamar-Schuler, et al. (2006). Prediction of geohazard triggering by meteorological parameters using classifications trees. . Geohazards: Technical, Economical and Social Risk Evaluation. Lillehammer, Norway.
- Larsen, J. O. (1993). Rockfall simulation models and their practical application. Boulder, University of Colorado. Master.
- Lied, K. and K. Kristensen (2003). Snøskred: Håndbok om snøskred.
- McClay, K. (1987). The mapping of geological structures. Handbook series. K. Coc: 161 pages.
- Nilsen, B. (1999). Alternative metoder for stabilitetsanalyse. Fjellsprenningskonferansen. Oslo: 33.1-33.15.
- Nilsen, B. and A. Palmstrøm (2000). Handbook No 2, Engineering Geology and Rock Engineering, Norsk Bergmekanikk Gruppe: 249 pages.
- Statens vegvesen (1999). Rassikring i landskapet - formgivning og utfordringer. MISA 99/10.
- Statens vegvesen (2002). Sveits: Rassikring og litt til. MISA 02/04.
- Stevens, W. (2003). Advanced Tutorial Determining input parameters for RocFall Analysis.
- Wyllie, D. C. and C. W. Mah (2004). Rock slope engineering. Civil and mining: 431 p.

Vedlegg 1

Dimensjonering av overbygg

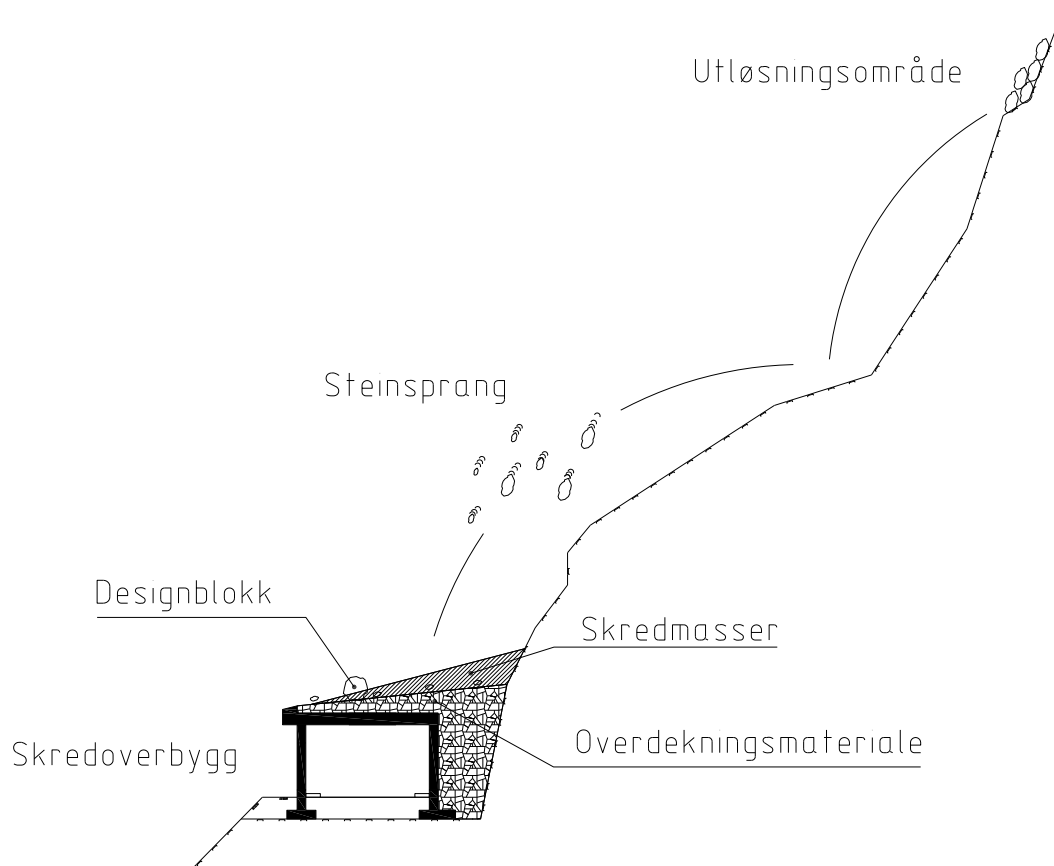
1 Innledning

I dette vedlegget er fremgangsmåte for dimensjonering av steinspranglast på overbygg gitt. Fremgangsmåten er basert på den sveitsiske retningslinjen ASTRA 12 006 ”

I de tilfeller der overbygg og portaler beskytter mot skred og nedfall må disse utformes og dimensjoneres for de aktuelle belastninger som dette medfører. Skredoverbygg skal prosjekteres i henhold til krav gitt i Statens vegvesen håndbok 185 Bruprosjektering, og i overensstemmelse med øvrige håndbøker, blant annet 017 Veg- og gateutforming.

I dette vedlegget beskrives spesifikke forhold rundt beregning av laster fra steinsprang som det må tas hensyn til ved dimensjonering og konstruktiv utforming av skredoverbygg og tunnelportaler. Det er tatt utgangspunkt i sveitsiske retningslinjer for dimensjonering av skredoverbygg ASTRA 12 006 ”Einwirkung infolge Steinschlags auf Schutzgalerien”.

Skredoverbygg dimensjoneres for en levetid tilsvarende bruer, dvs. 100 år, og ved dimensjoneringen bør en ta utgangspunkt i dimensjonerende laster for et steinsprang med en returperiode på 20 år.



Figur 1: Oversikt steinsprang på skredoverbygg

1.1 Definisjoner

Skredoverbygg: omfatter i denne retningslinjen et byggverk som er konstruert for å beskytte en vegstrekning mot steinsprang og skredmasser.

Steinsprang: nedfall av en stein eller blokk som enten faller, spretter eller ruller, hvor stein er definert som $\emptyset < 50$ cm og blokk definert som $\emptyset > 50$ cm.

Steinsprangområde: kan forstås som det området hvor steinsprang kan forekomme. Det vil si i hele området fra utløsningspunkt til utløpsområdet.

Overdekning: materialer som plasseres på skredoverbygget som beskyttelse og demping mot steinsprang.

Skredmasser: medfølgende nedfall av mindre stein og løsmasser som avsettes over overdekningen i løpet av skredoverbyggets levetid.

Lastvirkning av steinsprang: behandles i henhold til Håndbok 185 Bruprosjektering som en variabel naturlast.

Last fra steinsprang bestemmes på grunnlag av antatt(e) lastvirkningspunkt sammen med massen, m , hastigheten, v , innfallsvinkel, α , overdekningstykkelse, e . Masse, hastighet og innfallsvinkel er nærmere beskrevet i avsnitt 2.2.

Lastvirkningspunkt: antatt(e) treffpunkt av steinsprang på overflaten av skredoverbyggets overdekningsmasser.

Nyttelaster: andre laster som kan belaste skredoverbygget i konstruksjonsfase og/eller ferdigtilstand, dette kan f.eks. være andre masser som deponeres på skredoverbyggets overdekning. Slik benyttelse skal avklares med byggherre før prosjektering.

1.2 Symbolliste

a	[m]	Tykkelse av avlagrede skredmasser
t	[m]	Penetrasjonsdybde inn i overdekningsmateriale
d	[m]	Diameter av fordelt flatelast ved overkant takplate
e	[m]	Tykkelse av overdekningstykkelse vertikalt i lastvirkningspunkt
g	[m/s ²]	Gravitasjonskraft (10 m/s ²)
m	[t]	Masse av stein/blokk
r	[m]	Radius av stein/blokk antatt som ekvivalent kule
s	[m]	Mektighet av avlagret snø fra f.eks. snøskred
v	[m/s]	Hastighet av steinsprang rett før treff i lastvirkningspunkt
x		Horisontal komponent av steinspranglast
z		Vertikal komponent av steinspranglast
α_k	[°]	Innfallsvinkel av steinsprang ved lastvirkningspunktet
β	[°]	Helningsvinkel overkant overdekningsmateriale
δ	[°]	Helningsvinkel overkant takplate
\emptyset_{maks}	[mm]	Maks kornstørrelse av overdekningsmaterialet
F_k	[kN]	Steinspranglast som virker i lastvirkningspunktet
Φ_k	[°]	Friksjonsvinkel av overdekningsmaterialet
$M_{E,k}$	[kN/m ²]	Statisk M_E -modul for overdekningsmaterialet

2 Laster

2.1 Generelt

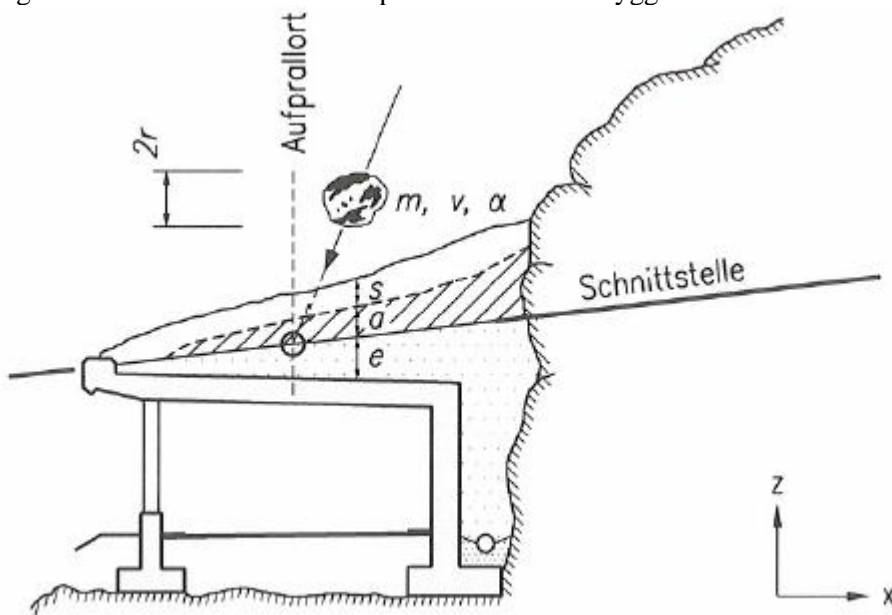
Et skredoverbygg vil være i en særstilling når det gjelder mulighetene for store lastoverskridelser. Konstruktøren må analysere hvordan et eventuelt brudd i konstruksjonen vil utvikle seg og eventuelt treffe tiltak for å hindre et uønsket bruddmønster.

Som grunnlag for beregninger skal følgende karakteristiske verdier bestemmes. Massen av den dimensjonerende steinblokken, dens hastighet rett før treff i lastvirkningspunktet og innfallsvinkel bestemt fra steinspranganalyser, respektivt m_k , v_k og α_k .

Det forutsettes at øvre grense for gyldighet av steinspranglast er gitt ved karakteristisk kinetisk energi $\leq 3000\text{kJ}$.

2.1.1. Lasttyper

Figur 2 gir en oversikt over laster som påvirker skredoverbygget.



Figur 2: Oversikt belastninger på skredoverbygg

Steinsprang er en variabel dynamisk naturlast som kan virke vilkårlig over hele skredoverbyggets tak. Mindre nedfall av stein kan forårsake avlagrede skredmasser på skredoverbyggets tak. Slik avlagring vil også gi tillegg til jordtrykket. Dette trykkets virkning er avhengig av skredoverbyggets form og plassering.

2.1.2. Klassifikasjon av laster

Steinsprang og avlagrede skredmasser er i følge Statens vegvesen håndbok 185 "Bruprosjektering" angitt som ulykkeslast for laster forårsaket av skred (A).

Den karakteristiske verdi av en variabel naturlast på en permanent konstruksjon bestemmes som den last som har en sannsynlighet $p = 0,98$ for at den ikke overskrides et enkelt år, dvs. ved en returperiode på 50 år.

For konstruksjonsfaser kan returperioden reduseres til 10 år. Dersom slik fase med sikkerhet faller innenfor en gunstig periode, kan dette tas hensyn til.

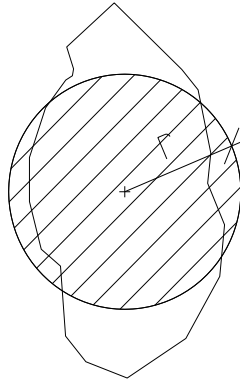
Returperiode lik 10 år benyttes også ved kontroll av skadetilstander.

2.2 Steinspranglast

Den karakteristiske steinspranglasten beregnes etter ett av de følgende uttrykkene:

$$F_k = 2.8 \cdot e^{-0.5} \cdot r^{0.7} \cdot M_{E,k}^{0.4} \cdot \tan \varphi_k \cdot \left(\frac{m \cdot v_k^2}{2} \right)^{0.6} \quad \text{eller} \quad F_k = 2.8 \cdot e^{-0.5} \cdot r^{0.7} \cdot M_{E,k}^{0.4} \cdot \tan \varphi_k \cdot (E_{kin,k})^{0.6}$$

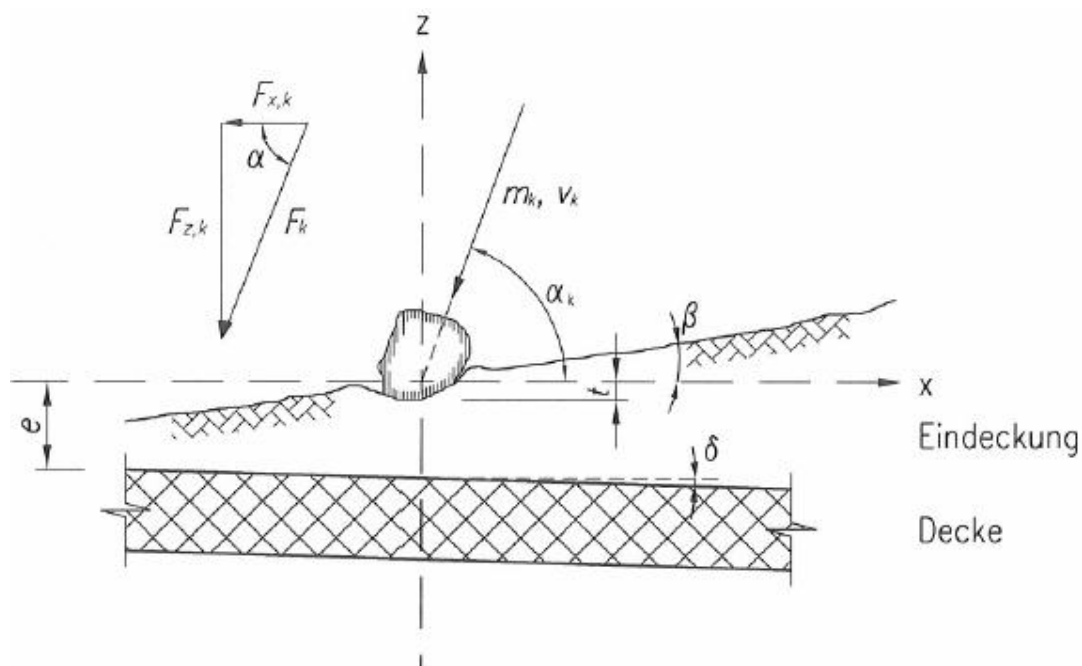
Tyngdetetthet av steinblokk kan angis til 26 kN/m³.



Figur 3: Steinblokk antatt som ekvivalent kule med radius, r

Ved utløsning av steinsprang vil stein eller blokk ofte være av en irregulær form. Det antas at stein/blokk kan angis som en ekvivalent kule med radius, r , hvor Figur 3 viser dette.

Den karakteristiske steinspranglasten dekomponeres til en vertikal komponent (avsnitt 2.2.1) og en horisontal komponent (se avsnitt 2.2.2) som er vist i figuren under:



Figur 4: Steinspranglast, vertikal og horisontal komponent

Steinblokkens penetrasjon inn i overdekningsmaterialet er gitt ved følgende uttrykk:

$$t = \left(\frac{m_k \cdot v_k^2}{F_k} \right) \text{ eller } t = \left(\frac{0.5 \cdot E_{kin,k}}{F_k} \right)$$

Minimum overdeknings tykkelse, e, av overdekningsmaterialet bestemmes på følgende måte:

$$e \geq 0.5m$$

$$e \geq t + 3 \cdot \varnothing_{maks}$$

$$e \geq 2 \cdot t$$

Overdekningsmaterialets funksjon er å virke som et dempende og lastfordelende element for å forminske belastningen på konstruksjonen. Slik at faren for gjennomlokking og lokal avskalling på undersiden av skredoverbygget skal være minimal. Bestemmelse av overdekningens tykkelse er avhengig av massen til steinspranget (enkeltblokk) med tilhørende hastighet så vel som anvendt overdekningsmateriale.

Overdekningsmaterialets styrke og stivhet kan for tradisjonelle geomaterialer som sand, grus og sprengstein antas følgende verdier.

Materiale	$M_{E,k}$ (kN/m²)	tan ϕ_k (°)
Sand	15000	38
Grus	20000	40
Sprengstein	30000	42

Hvis nøyere beregning av jordstivhet utføres, kan M_E antas som $M_E = \frac{M}{2}$ hvor M er ødometermodulen.

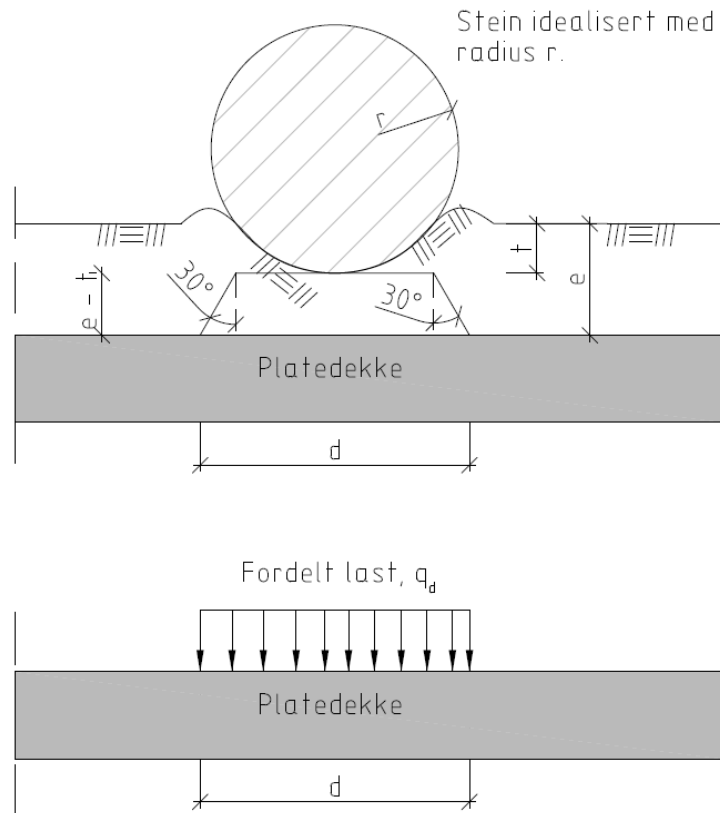
Ved bruk av andre materialer bør det foretas prøvepåkjenning for å bestemme $M_{E,k}$.

2.2.1. Vertikal steinspranglast

Vertikal komponent av karakteristisk steinspranglast er som følger:

$$F_{k,x} = F_k \cdot \cos. \alpha$$

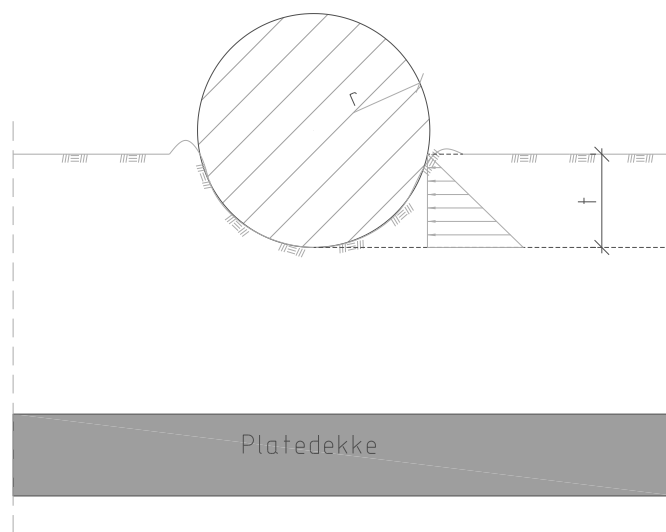
Avhengig av den beregnede penetrasjonsdybden vil den karakteristiske lasten fordeles gjennom overdekningsmaterialet med 30° som vist på figur 5.



Figur 5: Vertikal steinspranglast fordelt gjennom overdekningsmaterialet

2.2.2. Horisontal steinspranglast

Når steinsprang treffer overdekningsmaterialet vil det bli overført friksjonskrefter til overbygget. Størrelsen på friksjonskraften er avhengig av steinsprangets innfallsvinkel og penetrasjonsdybde. Denne friksjonskraften kan anses som den beregningsmessig minste av den horisontale komponenten av steinspranglasten og motvirkende passivt jordtrykk av penetrerende stein, begge med en friksjonskoeffisient lik 1.0.



Figur 6: Modell

Horisontal komponent av karakteristisk steinspranglast er som følger:

$$F_{k,y} = F_k \cdot \sin \alpha$$

2.3 Vertikal skredlast

Mindre nedfall av stein kan forårsake avlagrede skredmasser på skredoverbyggets tak. Slik avlagring vil også gi tillegg til jordtrykket. Dette trykkets virkning er avhengig av skredoverbyggets form og plassering.

Eventuell tykkelse av avlagrede skredmasser må vurderes spesielt i hvert enkelt tilfelle. Tyngdetetthet av avlagrede skredmasser kan angis til 21 kN/m^3 .

2.4 Jordtrykk pga steinspranglast og vertikal skredlast

Ved steinsprang som belaster skredoverbyggets bakfylling vil det virke et jordtrykk pga steinspranglast og vertikal skredlast vinkelrett på bakvegg. Dette jordtrykket kan antas å virke i 5m dybde vertikalt fra lastvirkningspunktet. Dette jordtrykket beregnes som:

$$j = k \cdot p$$

hvor jordtrykkskoeffisienten k kan antas som 0,5.

3 Dimensjonering

Skredoverbygg må dimensjoneres for kreftene fra den/de foreventete skredtype(r). Det må tas hensyn til akkumulasjon av skredmasser over konstruksjonen, dynamiske krefter idet steinspranget treffer konstruksjonen. Ved overbygg med bakfylling og nedfylte konstruksjoner må tilleggskreftene fra jordtrykket tas hensyn til, og eventuelle samvirkekrefter mellom jord og skallkonstruksjon.

Det er viktig å overføre både vertikale og horisontale laster til terrenget ved stabile fundamenter og ankere eller støttekonstruksjoner. Stabilitets- og setningskontroll må utføres.

Ledevoller/murer for å styre skredmasser og hindre sprettende stein over overbygget må dimensjoneres for skredkrefter der det tas hensyn til at skredet kan treffe konstruksjonen under ugunstig vinkel. Det bør minimum tas hensyn til en dreiningsvinkel på 10° under dimensjoneringen.

3.1 Dimensjonerende lastvirkning

Dimensjonerende lastvirkning utføres i bruddgrensetilstand ifølge Statens vegvesen håndbok 185 "Bruprosjektering". Bruksgrensekontroll kan sløyfes i sammenheng med dimensjonering mot steinspranglast.

Representativ steinsprang last, F_{rep} , bestemmes ved multiplikasjon av den dynamiske steinspranglasten, F_k , med en konstruksjonsfaktor, C , gitt ved uttrykket:

$$F_{rep} = C \cdot F_{k,x}$$

Tabell 0.1 spesifiserer hvilken verdi av konstruksjonskoeffisienten, C , som skal benyttes for globale og lokale beregninger av skredoverbyggets konstruksjonsdeler.

Bruddtilstand	Konstruksjonsfaktor C
<i>Duktil</i> (bøyebrudd i armerte plate og bjelkeelementer, trykkbrudd og gjennomløkking med skjærarmering)	0,4
<i>Sprø</i> (skjærbrudd og gjennomløkking uten skjærarmering)	1,2

Tabell 0.1: bruddtilstand avgjør konstruksjonsfaktor C

Duktil bruddtilstand er basert på en plastifiseringsgrad på 10. For sprø bruddtilstand er en plastifiseringsgrad på 1 benyttet. Plastifiseringsgrad er definert som forholdet mellom plastisk tøyning og elastisk tøyning i konstruksjonens armering.

Pga. steinspranglastenes dynamiske natur så vil det forekomme en tilbakeslagseffekt som vil gi en viss motsatt rettet lastvirkning. Dette tilbakeslaget kan antas å være i størrelsesorden 50 % av snittkrefter og reaksjonskrefter.

Skredoverbygg påkjent av både snø og steinsprang regnes som uavhengige variable laster.

4 Konstruksjonsforutsetninger

4.1 Skredforhold

Skredhistorikk og skredpotensial må detaljkartlegges med hensyn til type skred, frekvens, utbredelse, massetransport og hastighet for å kunne få grunnlag for utforming og dimensjonering av tiltak. Overbyggene bør dimensjoneres for skred med en gjennomsnittlig returperiode på 50 år.

4.2 Grunnforhold

Det må gjøres omfattende grunnundersøkelser for å påse at grunnen er bæredyktig. Særlig vekt må det legges på undersøkelsene der det kan være fare for kvikkleire eller siltige masser som ved pålastning vil kunne gå til brudd. Stabilitetsforhold i urer bør også vurderes dersom overbygg skal anlegges i urområder.

Stabilitetsberegninger utføres etter Statens vegvesen håndbok 016 "Geoteknikk i vegbygging".

Grunnforholdene vil avgjøre for hvilke fundamenteringsmuligheter som kan benyttes. Løsmasser, avhengig av bæreevnen, krever ofte stor fundamentflate. Ved ulike fundamenteringsforhold, der ett fundament er på løsmasser og det andre på fjell, må det tas høyde for skjevsetninger og kraftomlagring i konstruksjonen.

Ved fundamentering på fjell kan fjellbolter benyttes for stabilisering av konstruksjonen.

4.3 Plassering

Skredoverbygg anlegges der vegen passerer et naturlig skredløp, eller i terreng der det er nedfall av stein/is fra skjæringer eller bratte fjellsider. (Skredbanen for snø- og flomskred er oftest på skredvifter, bekkeløp, daler og gjel.) Det er viktig å ta hensyn til skredenes bevegelsesform over konstruksjonen og utforme ledevoller og ledemurer slik at skredmassene kanaliseres over sikringstiltaket for å få ønsket effekt.

4.4 Vann

Skredbanene er ofte også dreneringsveger for vann. Dette fører til at større vannmengder må kanaliseres over overbygget i eget løp. Hvis overliggende løp ikke er mulig så kan vann ledes under overbygget. I tillegg må det tas hensyn til at nedbør og smeltevann vil måtte dreneres fra tilbakefylte masser bak konstruksjonen, fra overdekningsmaterialet og tilstøtende terreng på oppsiden. Konstruksjonen må tettes mot vanninntrengning som kan føre til oversvømmelse og is i vegbanen.

4.5 Materialer

Valg av materialer er avhengig av hvilken utforming som velges. Typisk skredoverbygg vil ofte være en plasstøpte monolittisk konstruksjon., men bruk av prefabrikkerte betongelementer som forskalingslementer kan benyttes da den plasstøpte delen vil sikre monolittisk forbindelser. For søyler og randbjelker kan også stål i samvirke med betong benyttes.

Ved omfylte konstruksjoner kan det benyttes prefabrikkerte elementer og korrugerte hvelv ved moderate steinsprang energier (< 750 kJ) og plasstøpte hvelv inntil energi på 3000 kJ.

4.6 Utforming

Skredoverbygg blir utformet med åpen eller lukket yttervegg avhengig av terrengforhold og konstruksjonstype. Det er ønskelig å ha åpen yttervegg på mange vegstrekninger av hensyn til lys og estetikk. Særlig aktuelt er dette på turistvegene som mange steder er utsatt for skred. Ved åpne løsninger og bruk av søyler eller veggskiver i yttervegg så må de dimensjoneres for påkjøringskraft.

For å kunne oppta punktlaster fra steinsprang brukes overdekningsmateriale på taket.

Overdekningsmateriale kan bestå av en rekke geomaterialer. Normalt er grus eller stedlige masser brukt som overdekningsmateriale, men lette masser kan også benyttes. Oppbygging av overdekningen bør være slik at lokal penetrasjon av konstruksjonen ikke forekommer, dette kan oppnås ved min 200mm sand brukes som underlag.

Overdekningen må dreneres for å unngå ekstra last og vanninntregning i konstruksjonen.

For å oppnå størst mulig demping og lastfordeling bør komprimering unngås. Bør unngå å ha eksponerte bærende konstruksjonsdeler som ikke er beskyttet av overdekningsmateriale.

Der det velges overfylte konstruksjoner må det påses at samvirke mellom jord og skallkonstruksjon er tilfredsstillende. Det er viktig at tilbakefylling utføres slik at konstruksjonen får jevne, balanserte sidelaster for å hindre deformasjoner. Dette er særs viktig for nedfylte skallkonstruksjoner i stål.

Konstruksjonen må anlegges slik at skredene går mest mulig uhindret over bygget for å redusere lastene. Ledemurer for å styre skred over overbygget bør bygges parallelt forventet skredretning, og maksimum med 10° vinkel i forhold til denne.

Takavslutningen bør være slik at takplaten krages ut over vegg eller søyler. Dette vil være en beskyttelse av søyler eller veggskiver. Det bør også anlegges en kantdrager for å holde på overdekningsmassene. Takavslutning og kantdrager kan anses som ikke konstruktiv detalj og kan påregnes å bli avrevet ved treff av større steinsprang uten innvirkning på global kapasitet.

Vedlegg 2



Delprosjekt 4 Snø-, stein-, jord- og flomskred

Delprosjektet omfatter snø-, stein-, jord-, flom- og kvikkleireskred, og hvordan utløsningen og frekvensen av disse kan bli påvirket av endrede klimaforhold.

En hovedoppgave er å se på hvordan skredrisiko skal håndteres, og hvor stor skredrisiko som kan aksepteres på vegnettet. Dette vil få konsekvenser for skredsikringsplaner og skredvarsling på utsatte vegstrekninger.

For å få et godt grunnlag for varsling av skred må man få en bedre forståelse av sammenhenger mellom vær og ulike skredtyper. Delprosjektet arbeider med å finne ut om eksisterende skredutsatte strekninger får endrede skredforhold og om nye områder kan bli skredutsatt. Disse dataene må være lett tilgjengelig for videre analyser for å kunne foreta riktig prioritering av skredsikringstiltak i framtida. Skredsikringstiltakene må dimensjoneres ut fra retningslinjer som tar hensyn til de enkelte skredtyper.

Målet for prosjektet vil være å få oversikt over behov for skredsikringstiltak, og et verktøy som kan brukes i dimensjonering og prioritering. Retningslinjer og håndbøker bør danne grunnlag for dimensjonering og utforming av tiltak, og alt materialet må gjøres lett tilgjengelig for å kunne fatte politiske beslutninger.

Delprosjektet er organisert i følgende aktiviteter:

- 4-1 Skredrisiko
- 4-2 Skredsikring og prioriteringsmodell
- 4-3 Skredsikringstiltak
- 4-4 Kvikkleireskred
- 4-5 Vannrelaterte skredtyper

Delprosjektleder: Jan Otto Larsen, Vegdirektoratet

Assisterende delprosjektleder: Heidi Bjordal, Vegdirektoratet

Vedlegg 3



Prosjektrapporter fra 'Klima og transport' – pr mai 2011

Rapportnr.	Tittel	Utarbeidet av
2519	Klimapåvirkning av vegbyggingsmaterialer State of the art studie	Bjørn Ove Lurfald og Inge Hoff, SINTEF Byggforsk
2520	Vurdering av EDB-system for beregning av nedbrytning av veg	Ragnar Evensen, ViaNova Plan og Trafikk AS
2542	Status og problemstillinger for grusvegnettet ved endret klima	Per Otto Aursand og Joralf Aurstad, Statens vegvesen og Ivar Horvli, ViaNova Plan og Trafikk AS
2566	Pilotprosjekt på stikkrenner E 136 Dombås - Ålesund	Kristine Flesjø og Hilde Hestangen, Statens vegvesen og Than Ngan Nguyen, NTNU student
2573	Rensing av overvann fra vei i fremtidens klima, 2071-2100	Thorkild Hvitved-Jacobsen, Jes Vollertsen og Svein Åstebøl, COWI
2582	Modellforsøk med flomskred mot bruer Virkning av bruåpning og ledevoller	Priska Heller og Lars Jenssen Institutt for vann- og miljøteknikk, NTNU
2586	Utvikling og uttesting av skredrisikomodel for vegnettet i Norge	Heidi Bjordal og Martin Weme Nilsen, Statens vegvesen
2560	Erosjonsskader ved Middøla bru: årsak og tiltak	Lars Jenssen, NTNU, Erik Holmqvist og Kari Svelle Reistad, NVE
2599	Klimaets påvirkning på tilstandsutvikling for vegdekker – E136	Ragnar Evensen, ViaNova Plan og Trafikk AS
2600	Risikovurdering av steinsprangfare på Oppdølsstranda Samling av bakgrunnsmateriale	Heidi Bjordal, Statens vegvesen
2609	RV362 Bitu bru, Vinje kommune, Telemark, Pilotprosjekt erosjonssikring	Øyvind Armand Høydal,NGI
2610	Veger og drivsnø Håndbok om planlegging og drift av veger i drivsnøområder - Høringsutgave	Harald Norem og Espen Thøring, Statens vegvesen, Skuli Thordarson, Vegsýn
VD 4	Ny prioriteringsmodell for rassikringsplanene	Viggo Aronsen, Statens vegvesen m.fl.
VD 17	Pilotprosjekt på stikkrenner Casestudier Bulken, Sagelva og Neveråa	Jon Erling Einarsen, ViaNova Plan og Trafikk AS, Lena Tøfte, SINTEF, Øyvind Simonsen og Eivind Hesselberg, COWI AS
VD 18	Pilotprosjekt på stikkrenner Kapasitetsberegning E136 Dombås - Ålesund	Espen Arntzen, Egil Andersen, Multiconsult AS
VD 19	Databehov ved trinnsvis varsling av snøskredfare Erfaringer fra lokal og regional varsling i Møre og Romsdal mars 2010	Tore Humstad, Statens vegvesen
VD 20	NVDB som grunnlag for klimatilpasning Vurdering av datamodeller og data	Knut Jetlund, Statens vegvesen

VD 21	Samordning av vær- og klimadata Hvordan oppnå bedre utnyttelse av data fra statens værstasjoner?	Tore Humstad, Statens vegvesen m.fl.
VD 22	Kartportal FørVar Oppsummering ved prosjektets slutt	Tore Humstad, Statens vegvesen
VD 23	ROS-analyser av bruer mht værrelaterte hendelser	Arne Gussiås, Hans Olav Hagen, Statens vegvesen
VD 24	ROS-analyser av stikkrenner mht værrelaterte hendelser	Skuli Thordarson, Vegsýn, Steinar Myrabø, Jernbaneverket og Øystein Myhre, Statens vegvesen
VD 25	ROS-analyser av vegoverbygning mht værrelaterte hendelser	Ivar Horvli, ViaNova Plan og trafikk AS /Statens vegvesen
VD 26	Tilstandsutvikling på vegnettet Virkninger av endret klima på sporutvikling på veger med bituminøst dekke	Ragnar Evensen, ViaNova Plan og trafikk AS
VD 27	Veger og snøskred Håndbok om sikring mot snøskred - Høringsutgaven	Harald Norem, Statens vegvesen
VD 28	Beredskapsplan for driftskontraktene Forslag til ny mal for beredskapsplan ved uvær og naturfarer	Tore Humstad, Solveig Kosberg, Statens vegvesen
VD 30	Miljøeffekt av endret klima Oversikt over mulige problemstillinger	Ola Nordal, Asplan Viak AS



Statens vegvesen

Statens vegvesen Vegdirektoratet
Publikasjonsekspedisjonen
Boks 8142 Dep.
N-0033 Oslo
Tlf. (+47 915)02030
E-post: publvd@vegvesen.no

ISSN: 1892-3844