



## FÖRANKRINGSSTAG I BERG OCH BETONG. SAMVERKAN MELLAN FÖRANKRINGSSTAG, BRUK OCH BERG – FÖRSTUDIE

Manouchehr Hassanzadeh

Richard Malm

Peter Ulriksen



# **FÖRANKRINGSSTAG I BERG OCH BETONG. SAMVERKAN MELLAN FÖRANKRINGSSTAG, BRUK OCH BERG – FÖRSTUDIE**

**Rockbolts in concrete and rock.  
Interaction between rockbolts, injection grout and  
rock - Pre-study**

Manouchehr Hassanzadeh, Sweco/Lunds tekniska högskola

Richard Malm, KTH/Sweco

Peter Ulriksen, Lunds tekniska högskola

BeFo Rapport 168

Stockholm 2017

ISSN 1104-1773

ISRN BEFO-R—168—SE



## FÖRORD

Ingjutna bergbultar och spännkablar används flitigt vid kraft- och infrastrukturanläggningar för att förankra konstruktioner (dammar, brofundament eller betongtråg) och konstruktionsdelar mot berg, förstärka berg, förankra konstruktionsdelar mot varandra, samt för att montera utrustning. Vid användning av dessa bergbultar är frågor avseende dess bärförmåga, beständighet och livslängd mycket viktiga. För samtliga tillämpningar finns etablerade dimensioneringsmetoder. Eftersom de inte är baserade på verkligt brottbeteende hos bergbulten eller spännkabeln leder de ofta till överdimensionering. Trots överdimensioneringen är det ofta svårt att bedöma brottsäkerheten hos en monterad bergbult eller spännkabel. I denna rapport föreslås utveckling av ett integrerat system som består av beräkningsmodell, mätningar och provningar som på sikt ska leda till ökad säkerhet och lönsamhet vad det gäller förankringar och förstärkningar av konstruktioner i allmänhet och förankring av vattenkraftskonstruktioner mot berg i synnerhet.

Denna rapport beskriver förankringssystemets beståndsdelar; lyfter fram de materialparametrar som inverkar på förankringssystemets beteende; beskriver materialens likheter ur en modelleringsynvinkel och visar att det är möjligt att integrera berg; bruk/betong och bergbult i en och samma beräkningsmodell utan att göra avkall på några av respektive materialens grundläggande egenskaper; visar att gängse vedertagna brottmodeller inom områdena berg, betong och metaller kan integreras i samma beräkningsmodell; visar likheterna mellan intakt berg och bruk/berg samt hur dessa kan integreras med olika sprickplan för att modellera samverkan mellan förankringssystem och bergmassa; samt presenterar olika förstörande och oförstörande provningsmetoder för att bestämma materialegenskaperna, strukturegenskaperna, de faktiska fältförhållandena samt övervakningssystem för att följa brottförlopp för bl.a. verifiering av beräkningsmodellerna. Rapporten föreslår att ett system som integrerar modelleringsverktyg, mätningsverktyg, laboratorieprovningmetoder och fältmätningsmetoder bör tas fram för dimensionering och tillståndsbedömning av slaka och spända bergbultar. Det är vår förhoppning att detta arbete ska komma branschen till del och bidra till en diskussion om hur vi kan inleda ett arbete som integrerar kunskaperna inom bergmekanik och betongkonstruktioner, samt leder till att modeller kan byggas upp som uppfyller krav från bergmekaniker, konstruktörer för betongkonstruktioner och alla som är verksamma inom området tillståndsbedömning av förankrings- och förstärkningssystem.

Utredningsarbetet har utförts av Manouchehr Hassanzadeh (Sweco och LTH), Richard Malm (Sweco och KTH) och Peter Ulriksen (LTH). Projektets referensgrupp har i samband med möten och rapportgranskning bidragit med värdefulla synpunkter. I referensgruppen med dåvarande organisations var Eva Hakami (Geosigma), Mikael Hallgren (Tyréns/KTH), Charlie Li (NTNU, Norge), Peter Lundkvist (Vattenfall/Energiforsk), Tomas Ekström (ÅF), Peter Lundin (Swerea Kimab), Mats Holmberg (Tunnelling Engineering), Fredrik Johansson (KTH/Sweco) och Per Tengborg (BeFo).

Projektet finansierades av Stiftelsen Bergteknisk Forskning (BeFo).

*Per Tengborg*



## SAMMANFATTNING

Denna rapport

- beskriver förankringssystemets beståndsdelar,
- lyfter fram de materialparametrar som inverkar på förankringssystemets beteende,
- beskriver materialens likheter ur en modelleringsynvinkel och visar att det är möjligt att integrera berg, bruk/betong och bergbult i en och samma beräkningsmodell utan att göra avkall på några av respektive materialens grundläggande egenskaper,
- visar att gängse vedertagna brottmodeller inom områdena berg, betong och metaller kan integreras i samma beräkningsmodell,
- visar likheterna mellan intakt berg och bruk/betong samt hur dessa kan integreras med olika sprickplan för att modellera samverkan mellan förankringssystem och bergmassa samt
- presenterar olika förstörande och oförstörande provningsmetoder för att bestämma materialegenskaperna, strukturegenskaperna, de faktiska in situ förhållandena samt övervakningssystem för att följa brottförlopp för bl.a. verifiering av beräkningsmodellerna.

Hittills har inga icke linjära modeller - som beaktar materialens töjningsmjuknande egenskaper – tillämpats för analys av samverkan mellan bergbult, bruk, intakt berg och bergmassa. Anledningen är inte känd men bristande tillgång till mätdata, verifieringsmöjligheter och dattorkapacitet kan vara några av orsakerena. Rapporten beskriver hur modelleringsarbetet skall kombineras med provningar i laboratorium och i fält för att skapa en pålitlig beräkningsmodell som sedan kan användas tillsammans med mätningar för dimensionering och tillståndsbedömning av bergbultar, slaka armeringar och spännkablar. Det sammansatta system som beskrivs i rapporten kommer att höja säkerheten och lönsamheten vad det gäller förankringar och förstärkningar i allmänhet och förankring av vattenkraftskonstruktioner mot berg i synnerhet.

*Nyckelord:*

Förankring, Förstärkning, Bergbult, Injekteringsbruk, Betong, Brottmekanik, Bergmekanik, Beständighet.





## SUMMARY

This report

- describes the constituents of the anchoring system,
- highlights the material parameters that affect the behaviour of the anchorage system,
- describes the similarities of the materials from a modelling point of view and shows that it is possible to integrate rock, concrete/injection grout and bolt in one and the same analysis model without sacrificing any of the basic properties of the respective materials,
- shows that common established fracture models in the fields of rock, concrete and metals can be integrated into the same analysis model,
- shows the similarities between intact rock and concrete/injection grout as well as how these can be integrated with rock joints to model the interaction between anchoring systems and rock mass, and
- presents various destructive and non-destructive testing methods to determine material properties, structural properties, in situ conditions and monitoring systems to follow fracture processes for e.g. verification of the models.

So far, no non-linear model which takes into account the strain softening properties of the materials have been applied to analyse the interaction between rock bolt, injection grout, intact rock and rock mass. The reason for this is not known, but lack of the measured data, verification capability and computational capacity can be accounted for. The report describes how the modelling should be combined with the laboratory and field tests to create a reliable analysis model, which can be used together with the measurements to design and assess rock bolts, dowels and prestressed cables. The composite system described in the report will increase the safety and profitability of the anchorage and reinforcement systems in general, and the anchorage of the hydro power structures to the ground in particular.

*Key words:*

Anchoring, Strengthening, Rock bolt, Injection grout, Concrete, Fracture mechanics, Rock mechanics, Durability.



## INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1	Inledning .....	1
1.1	Bakgrund .....	1
1.2	Syfte .....	2
1.3	Avgränsningar .....	2
1.4	Förkortningar .....	3
1.5	Beteckningar och enheter .....	3
2	Problemställning .....	7
2.1	Beskrivning av problemområdet .....	7
2.2	FoU Front .....	8
2.2.1	Statusbedömning av bergbultar .....	8
2.2.2	Brottmoder hos bergbultar .....	9
2.2.3	Oförstörande provningsmetoder .....	10
3	Berg, bruk och stag samt deras samverkan .....	11
3.1	Betong, bruk och andra cementbaserade material .....	11
3.1.1	Materialbeteende vid dragbelastning .....	11
3.1.2	Materialbeteende vid tryckbelastning .....	15
3.1.3	Materialbeteende vid fleraxiell belastning .....	16
3.1.4	Brottkriterier .....	18
3.1.5	Materialmodeller .....	19
3.1.6	Konstitutiv materialmodell .....	21
3.2	Berg .....	24
3.2.1	Inledning .....	24
3.2.2	Intakt berg .....	27
3.2.3	Bergsprickor .....	35
3.2.4	Bergmassa .....	43
3.3	Förankringsbultar och linor .....	51
3.3.1	Definition av stag .....	51
3.3.2	Materialbeteende vid dragbelastning .....	51
3.3.3	Brottkriterier .....	54
3.3.4	Konstitutivt samband .....	55
3.4	Samverkan stag, bruk och berg .....	56
3.4.1	Inledning .....	56
3.4.2	Samverkan mellan stag, bruk och intakt berg .....	58
3.4.3	Samverkan mellan stag, bruk och intakt berg i närvaro av spricka .....	61

3.4.4	Samverkan mellan stag, bruk och bergmassa.....	62
4	Beständighet och nedbrytning.....	65
4.1	Stål.....	65
4.2	Cementinjektering.....	68
5	Förankring av betong mot berg samt bergförstärkning.....	71
5.1	Inledning.....	71
5.2	Ingjutna bultar (slakbultar).....	72
5.3	Förspända ändförankrade bultar.....	74
5.4	Friktionsbultar.....	75
5.5	Last-deformations samband för olika förstärkningar.....	76
5.6	Spännkablar.....	78
6	Provningsmetoder.....	83
6.1	Metoder användbara på / från bergytan.....	83
6.1.1	Bedömning av bergets status med hjälp av seismik.....	83
6.1.2	Resistivitet.....	86
6.1.3	Radar.....	88
6.1.4	Geologisk kartering av strykning och stupning.....	89
6.1.5	Hammarborring.....	90
6.1.6	Kärnborring.....	90
6.2	Metoder användbara i borrhål.....	91
6.2.1	Radar.....	91
6.2.2	Borrkärnor.....	91
6.2.3	Loggning (tv, televiewer, caliper).....	92
6.2.4	Vattenförlustmätning.....	93
6.2.5	Friborring för bergspänningsmätning.....	93
6.2.6	Porvattentryck.....	93
7	Tillståndsbedömning av förankringar.....	95
7.1	Inledning.....	95
7.2	Brukets mekaniska och fysikaliska egenskaper.....	95
7.2.1	Guided waves generellt.....	95
7.3	Stålets mekaniska egenskaper.....	99
7.3.1	Guided waves generellt.....	99
7.3.2	Övervakning av nyinstallerade stag med ultraljud.....	101
7.3.3	Boltometer m fl. (viss upprepning sker i detta avsnitt).....	102
7.3.4	Bedömning av stålets status med hjälp av korrosionssond.....	103

7.3.5	Resistansmätning .....	104
7.3.6	Bedömning av stålbrott med hjälp av parallellförlagd koaxialkabel .....	105
7.4	Förankringens faktiska bärförmåga .....	107
8	Diskussion .....	109
9	Kunskapsluckor och forskningsbehov .....	115
10	Referenser .....	117



## 1 INLEDNING

### 1.1 Bakgrund

Ingjutna bergbultar och spännkablar används flitigt vid kraft- och infrastrukturanläggningar för att förankra konstruktioner (dammar, brofundament eller betongtråg) och konstruktionsdelar mot berg, förstärka berg, förankra konstruktionsdelar mot varandra, samt för att montera utrustning. Vid användning av dessa bergbultar är frågor avseende deras bärförmåga, beständighet och livslängd mycket viktiga. För samtliga tillämpningar finns etablerade dimensioneringsmetoder. Trots att dimensioneringsmetoderna ofta leder till överdimensionering – bultens dimension och förankringslängd överdimensioneras – så finns det återkommande frågor om huruvida det är möjligt att mäta och bedöma tillstånd och livslängd hos installerade bultar. Förvaltningen som vidtar efter montering behöver hantera frågor angående verifiering av den förstärkta konstruktionens funktionskrav, d.v.s. bestämma konstruktionens bärförmåga, identifiera pågående nedbrytningsprocesser som påverkar konstruktionen och bestämma konstruktionens kvarvarande livslängd. Under goda förutsättningar kan spännkraften hos spända bultar kontrolleras.

I ett av Energiforsk finansierat projekt har området dimensionering och tillståndsbedömning av bergförankringar för dammkonstruktioner kartlagts. Kartläggningen visar att det saknas tillförlitliga metoder för att bestämma ingjutna bergbultars bärförmåga. Det finns inte heller någon metod för bestämning av nedbrytning av bruk och korrosion av bergbulten. I praktiken använder man Boltometern som är ett elektroniskt instrument som används för icke förstörande undersökningar av ingjutna bergbultars tillstånd. Metoden ger utslag om det finns någon markant förändring i förankringssystemet, men ger ingen information om systemets bärförmåga.

I praktiken monterar man nya bergbultar när man misstänker nedgång i bärförmåga eller beständighet i bergbultarna. Ingjutna förankringar för dammkonstruktioner är långa och arbetet är tidsödande och kostsamt. Utveckling inom data och elektronik har skapat nya förutsättningar för dimensionering, tillstånds- och livslängdsbedömning av konstruktioner. Genom kombination av datorbaserade beräkningsmodeller, konventionella deformations- och kraftmätningar samt OFP (oförstörande provningsmetoder) kan man möjligen tillståndsbedöma ingjutna bergbultar och skapa förutsättningar för utveckling av noggrannare dimensioneringsmetoder. Ökad kunskap inom området kan leda till tillförlitligare modeller och minska överdimensioneringsgraden, vilket leder till bättre hållning med resurserna. Det krävs, dock, en del utvecklingsarbete inte minst inom området samverkan mellan beräkningar och OFP. Genom en välutvecklad provnings- och mätningsteknik kan man lokalisera defekter och bestämma deras omfattning. De med OFP upptäckta defekter och svaghetszoner kan bakas in i en icke-linjär beräkningsmodell. Modellen kan på ett detaljerat sätt simulera brottförloppet hos ingjutna bergbultar med eller utan beaktandet av stokastiska egenskapsfördelningar längs med förankringssystemet.

## 1.2 Syfte

Målet med projektet är att

- beskriva förankringssystemets beståndsdelar,
- lyfta fram de olika beståndsdelarnas materialparametrar som kan inverka på deras inbördes samverkan och på förankringssystemets globala beteende,
- beskriva materialens likheter ur en modelleringssynvinkel och visa att det är möjligt att integrera berg, bruk/betong och bergbult i en och samma beräkningsmodell utan att göra avkall på några av respektive materials grundläggande egenskaper,
- visa likheterna mellan intakt berg och bruk/berg samt hur dessa kan integreras med olika sprickplan för att modellera samverkan mellan förankringssystem och bergmassa, samt
- presentera olika förstörande och oförstörande provningsmetoder för att bestämma materialegenskaperna, strukturegenskaperna, de faktiska in situ förhållandena samt övervakningssystem för att följa brottförlopp för bl.a. verifiering av beräkningsmodellerna.
- förtydliga kunskapsluckorna och föreslå forskningsinsatser.

Syftet är på sikt bygga upp ett system bestående av modellerings- och mätningssystem understödda av laborativa och fältmetoder för dimensionering och tillståndsbedömning av slaka och spända bergbultar. Syftet är att höja säkerheten och lönsamheten vad det gäller förankring av vattenkraftskonstruktioner mot berg.

## 1.3 Avgränsningar

Denna rapport behandlar grundläggande teoretiska frågeställningar som påverkar modellering av samverkan mellan intakt berg, bergmassa, bruk och bergbult. Syftet har varit att belysa de parametrar som kan ingå i modellering av samverkan mellan de nämnda delarna. Syftet har inte varit att utveckla, acceptera eller förkasta någon beräkningsmodell. Det finns olika brottmekaniska teorier och modeller inom områdena betong/bruk och bergmekanik. Denna rapportens målsättning har inte varit att sammanställa och utvärdera olika teorier och modeller, utan målsättningen har varit att visa likheterna mellan avancerade beräkningsmodeller inom områdena betongens brottmekanik och bergmekanik samt visa hur modellerna kan kombineras för att beskriva samverkan mellan betong/bruk och berg.

Syftet med att presentera några bergbultar har varit att upplysa läsaren om olika systems verkningsätt och peka ut de förankringssystem som kan vara aktuella vid en senare studie. Syftet har inte varit att jämföra de olika förankringssystemen med varandra.

De provningsmetoder som redovisas i denna rapport används idag inom olika områden. Syftet har varit att visa deras tillämpningsområde och framtida möjligheter att bli en integrerad del av ett beräknings-, mätning- och verifieringssystem som denna rapport



handlar om. Syftet är inte att lägga grunden för utveckling av nya provningsmetoder, utan utöka de existerande metodernas användningsområde.

## 1.4 Förkortningar

ASR	Alkalisilikareaktioner
BBRV	Birkenmaier, Brandestini and Ros type V
BIPS	Borehole Image Processing System
FEM	Finite Element Method
GSI	Geological Strength Index
Q	Rock Tunnelling Quality Index
RMR	Rock Mass Rating
RQD	Rock Quality Designation
RTK	Real Time Kinematic
SVC	Svenskt VattenkraftCentrum
TDR	Time Domain Reflectometer
vct	Vattencementtal
VSL	Vorspann System Losinger
XFEM	Extended FEM
OFP	Oförstörande provningsmetoder
2D	Två dimensionell
3D	Tre dimensionell

## 1.5 Beteckningar och enheter

Nedan anges SI:s grundenheter tillsammans med några härledda enheter. Det bör noteras att enbart rapportens huvudenheter och huvudparametrar är presenterade nedan.

### *SI enheter*

Storhet	Enhet	Beteckning
<b><i>Grundenheter</i></b>		
Längd	[m] meter	<i>L</i>
Massa	[kg] kilogram	<i>m</i>
Tid	[s] sekund	<i>t</i>
Elektrisk ström	[A] ampere	<i>I</i>
Termodynamisk temperatur	[K] Kelvin	$\theta_K$

<i>Enheten i celsiustemperaturskalan 1°C är lika med 1 K. De båda skalorna skiljer sig bara i valet av nollpunkt, så att 0°C = 273,15 K</i>		
Temperatur (Celsius)	[°C] grad Celsius	$\theta$
Substansmängd	[mol] mol	$N$
<b>Härledda enheter</b>		
Yta	[m <sup>2</sup> ]	$A$
Volym	[m <sup>3</sup> ]	$V$
Densitet	[kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho$
Hastighet	[m/s]	$v$
Acceleration	[m/s <sup>2</sup> ]	$a$
Tyngdacceleration	[m/s <sup>2</sup> ]	$g$
Kraft	[N] Newton	$F$
Mekanisk spänning, vinkelrätt mot ett plan	[N/m <sup>2</sup> ], [Pa] Pascal	$\sigma$
Skjuvspänning, parallellt mot ett plan	[N/m <sup>2</sup> ], [Pa]	$\tau$
Tryck (vätske- och gastryck)	[N/m <sup>2</sup> ], [Pa]	$P$
Draghållfasthet	[N/m <sup>2</sup> ], [Pa]	$f_i$
Tryckhållfasthet	[N/m <sup>2</sup> ], [Pa]	$f_c$
Skjuvmodul	[N/m <sup>2</sup> ], [Pa]	$G$
Brottenergi	[Nm/m <sup>2</sup> ], [J/m <sup>2</sup> ] Joule/m <sup>2</sup>	$G_F$
Töjning	[m/m]	$\varepsilon$
Förskjutning	[m]	$u$
Normaldeformation i en (kohesiv) spricka, dilatans, sprickvidd	[m]	$w$
Skjuvdeformation i en (kohesiv) spricka	[m]	$\eta$
Friktionsvinkel	rad	$\varphi$
Dilatationsvinkeln	rad	$\psi$
Karakteristiska längd	[m]	$l_{ch}$
Kryptal		$\vartheta$

Faktor för betongens mjuknande i vinkelrätt mot brottyta		$\mu$
Faktor för betongens mjuknande i parallell med brottyta		$\beta$
<b><i>Multipelenheter</i></b>		
Mikro	$10^{-6}$	$\mu$
Milli	$10^{-3}$	$m$
Kilo	$10^3$	$k$
Mega	$10^6$	$M$



## 2 PROBLEMSTÄLLNING

### 2.1 Beskrivning av problemområdet

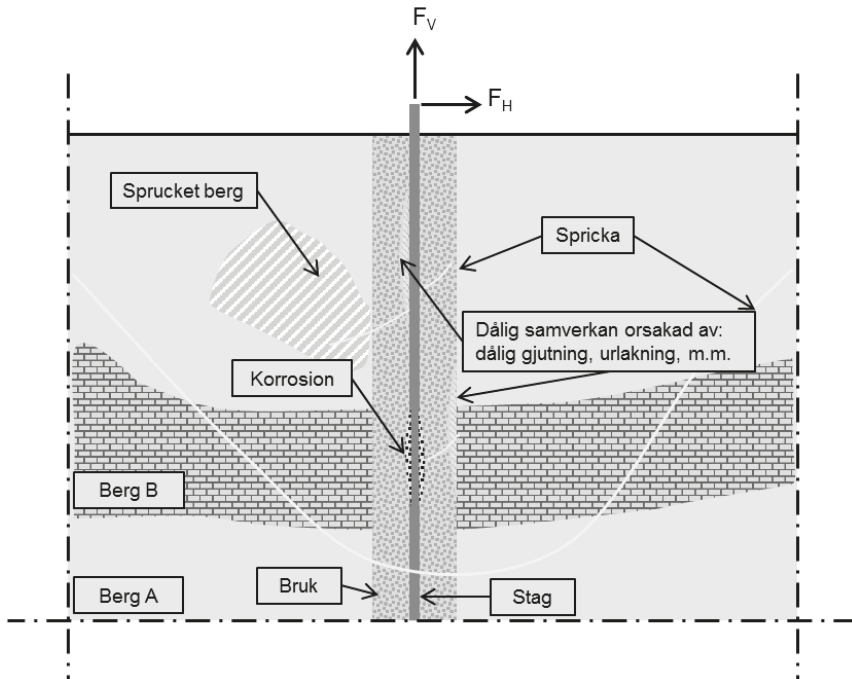
Utveckling inom data och elektronik har skapat nya förutsättningar för dimensionering, tillstånds- och livslängdsbedömning samt övervakning av konstruktioner. I moderna datorbaserade beräkningsmodeller kan konstruktionsdetaljer, materialegenskaper, defekter och förändringar i djupare strukturnivåer beaktas. Samverkan mellan bergbult, bruk och berg kan modelleras på sådant sätt så att hela brottförloppet kan följas steg för steg och förändringar (sprickbildning, spricktillväxt, flytning och glidning) demonstreras. Samtidigt har man möjlighet att följa brottförloppet i verkliga konstruktioner i fält och i specialdesignade provkroppar i labbet med hjälp av olika typer av mät- och övervakningsutrustningar. *Figur 2-1* visar schematiskt en bergbult i ett borrhål i berg. Borrhålet är injekterat med bruk som överför spänningarna från bergbult till berg. Bergbultens uppgift kan vara bl.a. att förstärka berget eller att förankra en konstruktion till berget, t.ex. dammkonstruktion och tunneller. Ett brott hos förankringssystemet (förankringssystemet inkluderar bergblock, bruk, bergbult och gränserna mellan komponenterna) kan orsakas av att ett bergblock spricker och lyfts upp, bergbulten går av eller bruket spricker på sådant sätt att det inte kan överföra spänningar från bergbult till berg.

Figuren visar exempel på de detaljer som påverkar bergbultens funktion och avgör dess beteende vid brott. Detaljerna kan grovt indelas i två grupper. Grupp 1 inkluderar bergmassan, bergblock, krosszoner, sprickplan, grundvatten, temperaturfält, primärspänningstillstånd, m.m. Grupp 2 inkluderar de delar som finns i borrhålet, d.v.s. bruk, bergbult och materialgränser. Jämfört med grupp 1 är grupp 2:s beståndsdelar mer åldringsbenägna. Nedbrytningsprocesser som urlakning av bruk och materialgränser samt korrosion av bergbult är snabbare processer jämfört med de processer som påverkar berget.

Grupp 1:s egenskaper bestäms under projektering och byggnation av anläggningen samt installation av bergbultar. Vid tillståndsbedömningen kan kompletterande information erhållas genom olika oförstörande provningsmetoder (OFP) och kärnbormning i närheten av ett installerat bergbult med tillhörande BIPS-loggning parallellt bergbulten skulle kunna vara användbart för identifiering av sprickorna med deras strykning och stupning. Grupp 2:s egenskaper är däremot svårare att bestämma, speciellt efter lång tid. Det är svårt att lokalisera urlakning och sprickbildning i bruk och materialgränserna och bedöma deras inverkan på bärförmåga. Detsamma gäller för korrosion i bergbult och eventuell sprickbildning i bruk orsakad av korrosion i bergbult.

De detaljer som visas i *Figur 2-1* kan ingå i en icke linjär analys av en bergbults bärförmåga. Såsom beskrivs längre fram i denna rapport kan det intakta berget och bruket beaktas som homogena och isotropa material med mjuknande egenskaper. De sprickplan som finns i närheten av förankringszonen modelleras enligt bergmekaniska principer. Vidare modelleras den del av bergmassa som hamnar långt ifrån förankringszonen – med försumbar inverkan på förankringszonen - som homogen bergmassa med reducerade hållfasthets- och styvhetsegenskaper. Rapporten redogör för hur spruckna bergmassor modelleras inom bergmekaniken.

Genom en välutvecklad provnings- och mätningsteknik kan man lokalisera defekter och bestämma deras omfattning. Rapporten redogör för OFP metodernas möjligheter och utvecklingspotential inom detta område. Man kan till viss grad även kvantifiera förändringar hos materialegenskaperna. Med hjälp av icke linjära beräkningsmodeller, som beskrivs i denna rapport, kan man studera förankringens brottförlopp inklusive defekternas inverkan på initiering och tillväxt av sprickor.



Figur 2-1 Exempel på detaljer som kan inkluderas i en icke linjär beräkningsmodell i makronivå.

*Examples of details that can be included in a macro level non-linear computational.*

## 2.2 FoU Front

### 2.2.1 Statusbedömning av bergbultar

Det finns endast ett fåtal dokumenterade fall som innefattar statusbedömning av bergförankrade bultar som varit i drift under lång tid. Baserat på den litteraturstudie som har genomförts har endast två fall hittats med statusbedömning av gamla bergbultar som används vid förankring av betongdammar. I båda dessa fall testades liknande typer av bergbultar som installerades mellan 40 till 55 år före provdragningen. I båda dessa var

bergbultarna typiska för vad som installeras på vattenkraftsanläggningar, motsvarande kvalitet ks40 med diameter 25 mm och ett förankringsdjup på 3 m.

I den första studien som avser Hotagen regleringsdamm genomfördes som en del av ett examensarbete och finns presenterat av (Larsson 2008). Dammen som byggdes på 60-talet hade stora problem med ASR (alkalisilikareaktioner) skador och kraftig sprickbildning, vilket resulterade i att dammen skulle rivas och ersättas av en ny damm ca 10 m nedströms. I samband med rivningen av den gamla dammen så tillämpades försiktig rivning i förhoppning av att frilägga de bergbultar som fanns i gränsskiktet mellan betongdammen och berggrunden. Totalt så frilades 21 bergbultar efter rivningen av dammen men på grund av låg bergkvalitet var det inte möjligt att testa fler än tre stycken bergbultar med förstörande utdragsprov. Samtliga bergbultar statusbedömdes och inte någon av de 21 bultarna påvisade korrosionsangrepp eller spår av nedbrytning trots att de varit i drift i ca 40 år. Vid utdragsprov uppstod brott i bergbulten i samtliga fall och bärförmågan i hos dessa motsvarar att bultarna var opåverkade av nedbrytning.

Den andra studien som avser Lima kraftverksdamm som genomfördes som del i ett forskningsprojekt inom Svenskt VattenkraftCentrum (SVC), (Malm et al. 2017) och (Ljungberg 2016). Vid denna anläggning skulle en flottningsränna, byggd 1960, rivas och byggas om, vilket resulterade i att fyra bultar blev tillgängliga för statusbedömning. Ingen av bultarna visade något spår av korrosionsangrepp. Vid förstörande provdragning av bergbultarna användes samma provutrustning som vid försöken vid Hotagen, men med modifiering så att även deformationsförloppet kunde registreras. Vid utdragsprovet av bergbultarna erhöles belastningsnivåer som var signifikant högre än bultens teoretiska brottförmåga, slutliga brottet som uppstod berodde på krossning av berget kring bergbulten.

Lärdomen av ovanstående provningarna är att om den ingjutna delens längd överstiger en viss kritisk förankringslängd bryter bergbulten. Denna provningsmetod ger inte tillräcklig information om samverkan mellan bult, bruk och berg. Vidare kan man inte med den här metoden undersöka förhållandena i zonerna mellan de olika materialen vid olika djup. Ett sätt att utöka/förbättra undersöknings möjligheten är att kärnborra över, och parallell med, armeringen och sedan bryta av betongen och utföra dragprovningen.

## 2.2.2 Brottmoder hos bergbultar

I Norge har flera förstörande utdragsprov genomförts på nyinstallerade bergbultar, (Neby 2011) och (Lepine 2012). Totalt har utdragsprover genomförts på 68 bultar. Unikt för denna studie var att utdragsprovningen skedde med en grävmaskin vilket möjliggjorde att även en brottmod p.g.a. utdragen bergkon kan fångas. Nackdelarna vid dessa provningar är dock att dels avser provningen nyinstallerade bultar dvs inverkan av eventuell nedbrytning är inte aktuellt, och dessutom provades dessa vid relativt tidig ålder där bruket ej kan förväntats uppnå sin fulla bärförmåga och slutligen så användes förankringslängder som inte är representativa för verkliga fall, från ca 10 cm upp till maximalt 1 m. Den använda provningsmetoden visar dock på stora möjligheter där det går att genomföra utdragsprover där både belastning och deformationsförlopp går att registrera samt att en eventuell bergkon kan fångas.

Det finns även en hel del laboratorieförsök av förstörande provning av bergförankrade bultar via utdragsprov eller skjuvning, se t.ex. (Bjurström 1976) eller (Spang och Egger 1990). Syftet med dessa försök har dock varit att studera brottmoder hos ingjutna bergbultar vilket dock ligger utanför fokus för denna rapport.



Figur 2-2 Foton på bergbultar från fältförsök, a) efter stålbrött. Från (Larsson 2008), b) efter krossning av berg. Från (Malm m fl. 2017)  
*Photos of tested rock bolts, a) bolt after failure. From (Larsson 2008), b) bolt after crushing of rock. From (Malm et.al. 2017).*

### 2.2.3 Oförstörande provningsmetoder

I Energiforskrapporten av (Ekström 2013) studerades metoder för tillståndsbedömning av förankringsstag i dammar, genom en inventering av möjliga metoder. Syftet med denna rapport var att kartlägga FoU fronten inom dels området korrosion och dels oförstörande provning.

Motsvarande avsnitt gällande oförstörande provningsmetoder finns i något modifierad form inkluderat i föreliggande rapport i kapitel 6 och 7 för provningsmetoder respektive metoder för tillståndsbedömning av bergbultar.



### 3 BERG, BRUK OCH STAG SAMT DERAS SAMVERKAN

#### 3.1 Betong, bruk och andra cementbaserade material

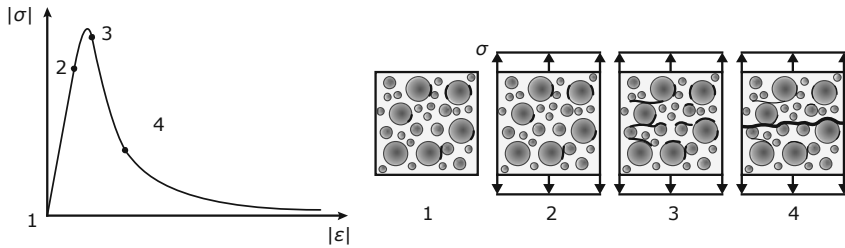
Betong och cementbaserade bruk består huvudsakligen av samma komponenter (ballast, cement och vatten), dock med skillnad på största stenstorlek i de respektive materialen och ev. olika typer av tillsatsmedel beroende på tillämpning. Dessa material kan beskrivas som ett kontinuum och i ett osprucket tillstånd anses vara isotropa. Sprickor introducerar dels irreversibla skador i betongen men även ortotropi, då materialet inte längre kan anses ha samma styvhet och hållfasthet i de olika riktningarna.

Betong och cementbaserade bruk kan klassas som kvasispröda material och karakteriseras av dess icke-linjära beteende orsakat av främst av uppsprickning vid dragbelastning och/eller krossning vid tryckbelastning. Det finns naturligtvis många andra källor till icke-linjärt beteende så som krypning vid hög konstant belastning, härdningsförloppet hos ung betong, etc.

##### 3.1.1 Materialbeteende vid dragbelastning

Vid enaxiell dragbelastning av betong och andra cementbaserade material uppstår ett kraftigt icke-linjärt beteende, som är sprött till sin natur. En illustration av förloppet vid dragbelastning visas i *Figur 3-1*

- (1) Initialt kan det finnas partier med mikrosprickor mellan cementpasta och ballast på grund av dålig vidhäftning.
- (2) Betong kan anses linjärelastiskt vid dragbelastning upp till en nivå strax under draghållfastheten. Detta innebär att innan draghållfastheten är uppnådd så avstannar spricktillväxten vid bibehållen lastnivå när materialets spännings-energitillstånd är i jämvikt med det yttre lastsystemet.
- (3) Vid högre belastning än detta reduceras styvheten vilket beror på att nya mikrosprickor uppkommer. När belastningen sedan ökas så att den uppnår draghållfastheten nås ett stadium, punkten för diskontinuitet, vid vilket systemet blir instabilt. Frigjord töjningsenergi är då tillräcklig för fortsatt spricktillväxt, som pågår tills materialet kollapsar. Punkten för diskontinuitet för spröda material är analog med flytgränsen för töjbara material. Detta innebär att när draghållfastheten uppnåtts, så krävs en successiv avlastning för att kunna fortsätta mäta arbetskurvan.
- (4) Vid ökade deformationer, formeras dessa mikrosprickor i band som slutligen propagerar till en sammanhängande och fullt utvecklade makrospricka. De intakta delarna av provkroppen avlastas successivt vid ökad deformation och när makrosprickan uppstår (provkroppen delas i två delar) är spänningen noll i hela provkroppen.



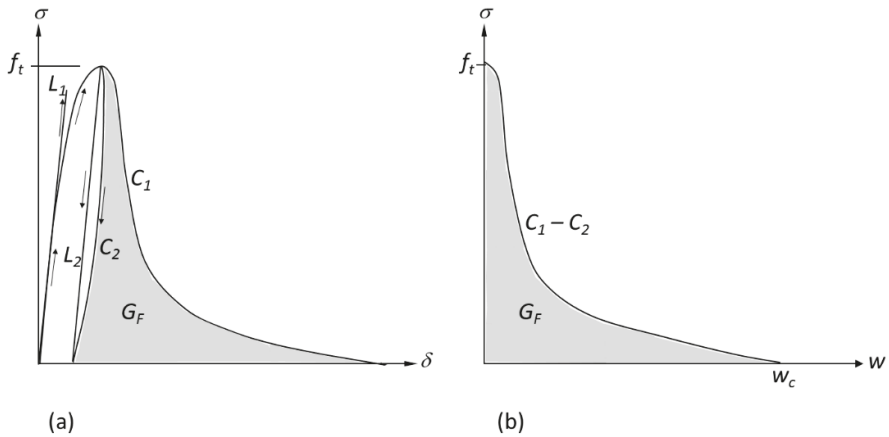
Figur 3-1 Illustration av brottförloppet hos betong vid enaxiell dragbelastning från (Gasch 2016) och (Mang m.fl. 2003).

*Illustration of the failure of concrete due to uniaxial tensile loads. From (Gasch 2016) and (Mang et al. 2003).*

### 3.1.1.1 Brottenergi

Brottenergi är en materialparameter som definierar den mängd energi som krävs för att öppna/skapa spänningslös spricka med enhetsarean  $1 \text{ m}^2$ . Enheten för brottenergi är därmed  $\text{joule/m}^2$  eller vanligare uttryckt  $\text{Nm/m}^2$ . Brottenergin kan beräknas som arean under spännings-förskjutningskurvan vid en provkropp som utsätts för dragspänningar. I *Figur 3-2* illustreras dels ett exempel på en arbetskurva (spänning-förskjutning) som erhålls vid dragbelastning. Vid belastning finns töjningsenergi lagrad i de intakta delarna av provkroppen. För att det ska ske en sprickpropagering (spricktillväxt) krävs energi. Denna energi kan i vissa fall tillföras direkt genom avlastning av spänningar runt om sprickan (om den är tillräcklig stor), men annars krävs extern tillförsel av energi t.ex. genom ökade deformationer av kroppen. Om energin från avlastningen som sker i samband med spricktillväxt ej är tillräcklig för att orsaka fortsatt sprickpropagering så avstannar spricktillväxten.

För att bestämma brottenergin ( $G_F$ ,  $\text{Nm/m}^2$ ) måste den elastiska delen av arbetskurvan ( $C_2$ ) tas bort, från  $C_1$ , eftersom dessa töjningar/deformationer successivt återgår till obelastat läge under brottförloppet. Den högra bilden i *Figur 3-2* illustrerar således enbart den del av arbetskurvan som härrör till brottzonen och dess sprickpropagering, dvs övergång från mikrospricka till en makrospricka. I praktiken ersätter  $L_2$ , som är parallell med  $L_1$ ,  $C_2$ .

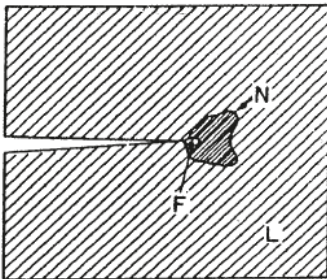


Figur 3-2 Illustration av brottenergi. Från (Björström m.fl. 2006).  
*Illustration of fracture energy. From (Björström et.al. 2006).*

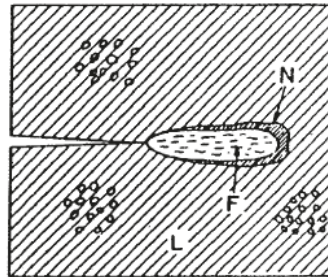
### Karakteristiskt längd.

Vid sprickpropagering i material finns ett påverkat område kring sprickspetsen, vilket illustreras i Figur 3-3. I duktila material fås en plastisk zon kring sprickspetsen medan i betongmaterial fås en smal men utsträckt brottzon med mikrosprickbildning.

### Ductile-Brittle (Metals)



### Quasibrittle (Concrete)



Figur 3-3 Illustration av påverkat material vid sprickspets i duktila respektive spröda material. (L = linjärelastiska förhållanden, N = icke-linjär, plastisk zon (non-linear), F = brottzon (fracture)). Från (Elfgren och Gylltoft 1997).

*Illustration of affected material near the crack tip for ductile and brittle materials. (L = linear, N = non-linear, plastic zone, F = fracture.). From (Elfgren and Gylltoft 1997).*

För att illustrera sprödheten hos ett material har begreppet karakteristisk längd och sprödhetstal införts. Karakteristisk längd är en materialegenskap men saknar dock fysisk motsvarighet, dvs kan ej mätas. Längden av brottzonen är normalt ca 30 – 50 % av den karakteristiska längden, (Elfgren och Gylltoft 1997).

Den karakteristiska längden definierades av (Hillerborg et.al. 1976). Karakteristisk längd beskriver förhållandet mellan deformationer som på grund av uppsprickning (spänning – förskjutning) i förhållande till deformationen som sker under pålastning upp till draghållfastheten uppnås (spänning - töjning), se Figur 3-4. Den karakteristiska längden kan därför beskrivas motsvara kvoten mellan töjningsenergitätheten (dvs den elastiska energi som lagras vid maxspänning per volymenhet material) och brottenergi (dvs den energi som åtgår för att skapa en ytenhet brottyta).

Deformationen under pålastning tills draghållfastheten uppnås definieras

$$w_{el} = \varepsilon_e \cdot l = \frac{f_t}{E} \cdot l_{ch} \quad (3.1-1)$$

där

$w_{el}$  = elastisk deformation, [m]

$\varepsilon_e$  = momentan elastisk töjning, [m/m]

$E$  = materialets elasticitetsmodul, [N/m<sup>2</sup>]

$f_t$  = materialets draghållfasthet, [N/m<sup>2</sup>]

$l_{ch}$  = materialets karakteristiska längd, [m]

Deformationen under uppsprickningsfasen bestäms enligt

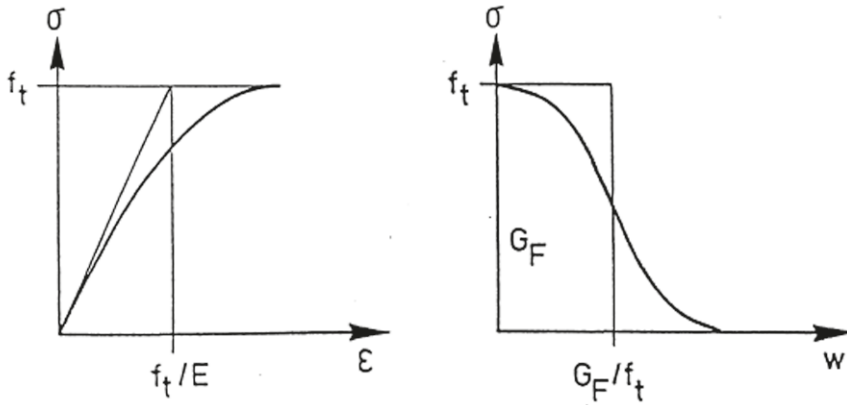
$$w_{spr} = \frac{G_F}{f_t} \quad (3.1-2)$$

Genom att definiera att dessa deformationer ska vara lika, kan den karakteristiska längden  $l_{ch}$  bestämmas

$$l_{ch} = \frac{\frac{G_t}{f_t}}{\frac{f_t}{E}} = \frac{G_t E}{f_t^2} \quad (3.1-3)$$

Sprödhetstalet beror på kroppens storlek och definieras som förhållandet mellan kroppens längd ( $L$ , [m]) och karakteristisk längd

$$S = \frac{L}{l_{ch}} \quad (3.1-4)$$



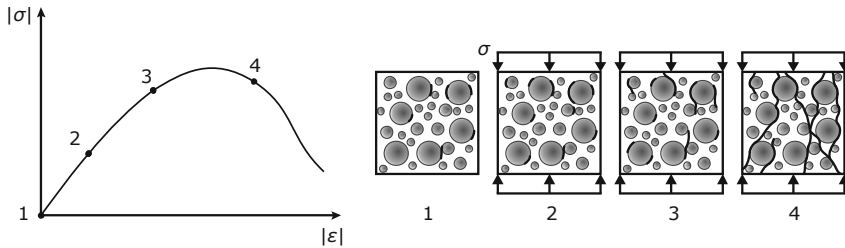
Figur 3-4 Bestämning av karakteristisk längd. Från (Hillerborg 1988).  
*Determination of the characteristic length. From (Hillerborg 1988).*

För betong är den karakteristiska längden typiskt ca 0,5 m, men för betong som typiskt använts vid vattenkraftstillämpningar med stora ballastpartiklar kan en karakteristisk längd på ca 3,0 m förekomma, (Bazant 2002).

### 3.1.2 Materialbeteende vid tryckbelastning

Betong och andra cementbaserade material påvisar ett kraftigt icke-linjärt beteende vid tryckbelastning, vilket illustreras i *Figur 3-5*.

- (1) Initialt kan det finnas partier med mikrosprickor mellan cementpasta och ballast på grund av dålig vidhäftning.
- (2) Materialet kan, dock, normalt anses vara linjärelastiskt för belastningar som motsvarar maximalt ca 30 – 40 % av tryckhållfastheten. Vid denna nivå sker en långsam tillväxt av mikrosprickor, varvid energi förbrukas när nya sprickytor bildas och på grund av detta så sjunker styvheten. I och med detta, minskar lutningen svagt på spännings-töjningskurvan jämfört mot den initiala, linjärelastiska, lutningen.
- (3) Vid en belastning som motsvarar ca 60 -75 % av tryckhållfastheten uppstår vidhäftningssprickor mellan cementpastan och ballasten på grund av töjningar vinkelrätt mot den yttre belastningen. Dessa sprickor leder till att betongens styvhet sjunker vilket orsakar ett ökande icke-linjärt beteende i arbetskurvan med en kraftig krökning av spännings-töjningskurvan
- (4) Vid fortsatt pålastning ökar dessa sprickor, samtidigt som nya vidhäftningssprickor och sprickor i cementpastan uppkommer. Efter att tryckhållfastheten uppnåtts så avtar arbetskurvan, vilket normalt kallas för töjningsuppmjuknande (softening), tills stukgränsen uppnås och materialet krossas.



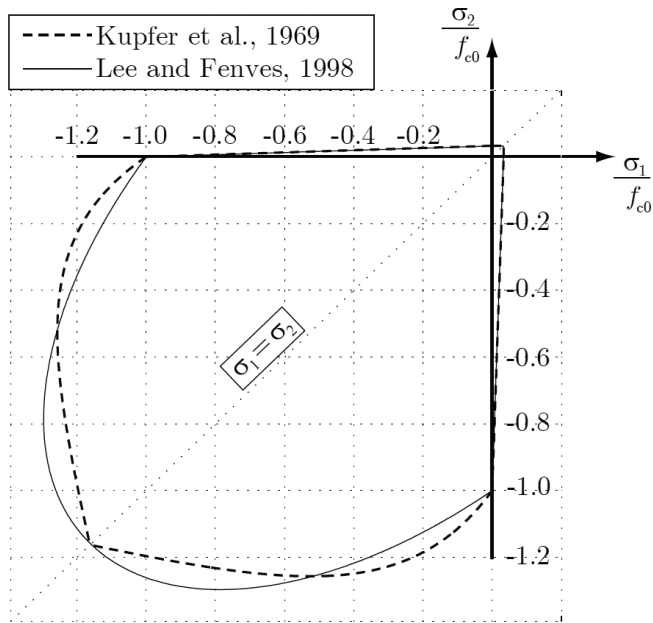
Figur 3-5 Illustration av brottförloppet hos betong vid enaxiell tryckbelastning.  
Från (Gasch 2016) och (Mang m.fl. 2003).  
*Illustration of the failure of concrete due to uniaxial compressive loads.*  
From (Gasch 2016) and (Mang et al. 2003).

### 3.1.3 Materialbeteende vid fleraxiell belastning

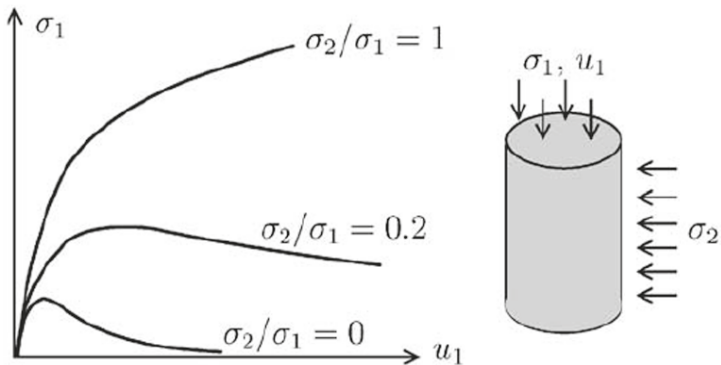
Betong definieras vid enaxiell drag- och tryckbelastning som typiskt sprött/kvasi-sprött material. Om fleraxiella spänningstillstånd (i 2D eller 3D) uppstår orsakat av tryckspänningar, fås ett betydligt mer duktilt brottförlopp. Duktila material har större möjligheter att omfördela och balansera spänningskoncentrationer än motsvarande spröda material.

Som exempel om betong utsätts för ett biaxiellt spänningstillstånd förändras materialbeteendet och bärförmågan beroende på kombinationen av tryck och dragspänningar i de två huvudspänningsriktningarna, se *Figur 3-6*.

Vid triaxiella spänningstillstånd kan bärförmågan vid tryckbelastning öka signifikant och brottmoden övergår till mer duktilt brott (högre brottstukning) på grund av förhindrad tvärvridning (omslutningseffekt), se *Figur 3-7*. Om den omslutande spänningen ( $\sigma_2$ ) är högre än 5 % av enaxiella tryckhållfastheten så kan en tryckhållfasthet upp till 6 gånger högre än enaxiell tryckhållfasthet tillgodoräknas enligt Eurokod 2.



Figur 3-6 Brotttenvelop vid biaxialt spänningstillstånd. Från (Malm 2006).  
*Failure envelop for biaxial stresses. From (Malm 2006.).*

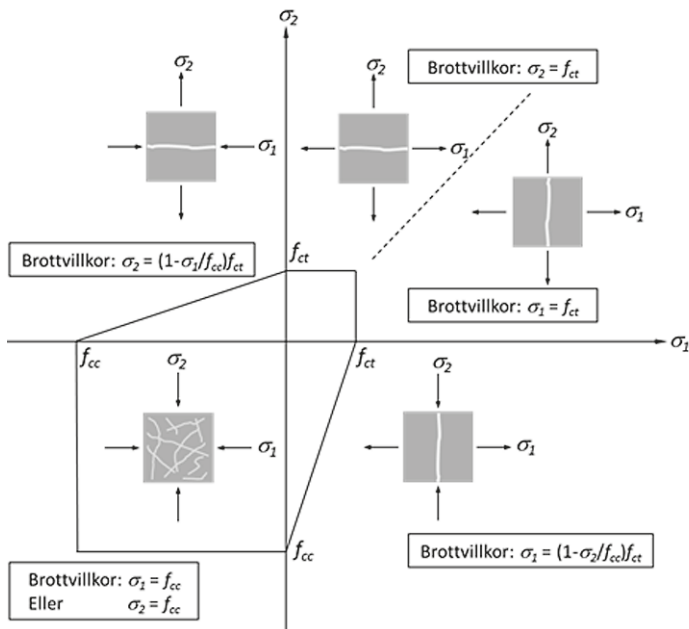


Figur 3-7 Brottförlopp vid triaxiell tryckspänning. Från (Mang m.fl. 2003).  
*Failure due to triaxial compressive stresses. From (Mang et al. 2003).*

### 3.1.4 Brottkriterier

Betong och cementbaserade material kan enligt tidigare, definieras som ett ortotrop material där dess brottkriterier varierar beroende på rådande spänningstillstånd. Enligt avsnitt 3.1.1 respektive 3.1.2 beskrevs att maximal spänning motsvarar draghållfastheten vid enaxiell dragbelastning och tryckhållfastheten vid enaxiell tryckbelastning. Dessutom, beroende på spänningstillståndet i 2D respektive 3D så kommer bärförmågan att ändras, se avsnitt 3.1.3.

I Figur 3-8 illustreras en förenklad biaxiell brottyta baserad på Tresca kriterium. Vid biaxiell dragbelastning kan brottkriteriet då antas motsvara att maximal dragspänning är lika med draghållfastheten. Vid ett Tresca brottkriterium kan även brottkriteriet vid biaxiell tryckbelastning antas motsvara när maximal tryckspänningen uppnår tryckhållfastheten. Vid biaxiellt spänningstillstånd bestående av kombination av dragspänning i ena riktningen och tryckspänning i den andra. Vid detta spänningstillstånd så reduceras bärförmågan vid t.ex. dragbelastning som en funktion av vinkelrät tryckbelastning.

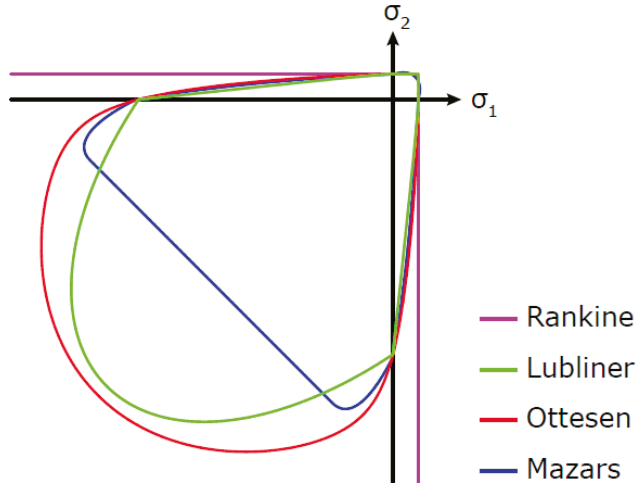


Figur 3-8 Illustration av enkla brottvillkor vid biaxiell belastning.  $\sigma_1$  respektive  $\sigma_2$  är huvudspänningar samt  $f_{cc}$  respektive  $f_{ct}$  är betongens tryck- respektive draghållfasthet. Från (Björström m.fl. 2006).

*Illustration of simple failure criterias for biaxial stress state.  $\sigma_1$  and  $\sigma_2$  are the principal stresses and  $f_{cc}$  and  $f_{ct}$  are the compressive and tensile strength. From (Björström et.al. 2006).*



Flera olika biaxiella brottenvelopper för betong finns utvecklade i litteraturen, och vissa av dessa tillämpas i numeriska beräkningsverktyg idag. Ett exempel på illustration av olika brottenvelopper presenteras i Figur 3-9.



Figur 3-9 Exempel på biaxiella brottenvelopper. Från (Gasch 2016).  
*Example of biaxial failure envelopes. From Gasch (2016).*

### 3.1.5 Materialmodeller

Ur ett kontinuummekaniskt perspektiv, så kan materialet anses vara homogent där egenskaperna är utjämnade (utsmetade) över elementen. Vid tillämpning på verkliga konstruktioner är det orimligt att ha en elementstorlek som är tillräckligt liten för att kunna beskriva heterogeniteten hos materialet p.g.a. skillnader mellan dess beståndsdelar. Dock kan olikheter mellan olika områden, t.ex. gjutetapper etc beaktas.

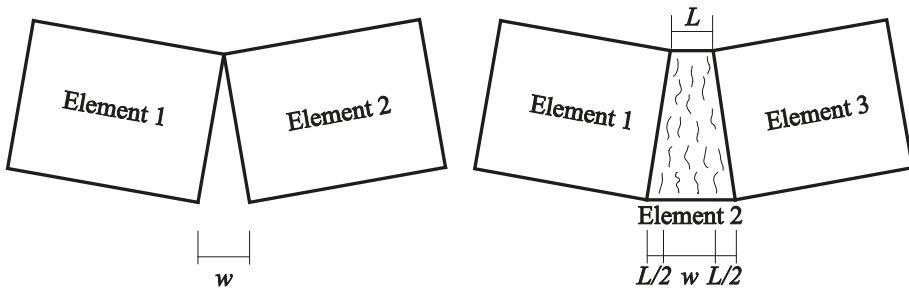
På liknande sätt så kan det även vara tvunget att beakta sprickbildningen i betongkonstruktioner på ett utjämnat/utsmetat sätt istället för att se sprickor som diskreta, fysiska, sprickplan. Detta beror på antalet sprickor och dess sprickavstånd i konstruktionen som ska simuleras.

Sprickor introducerar dels irreversibla skador i betongen men även ortotropi, då materialet inte längre kan anses ha samma styvhet och hållfasthet i de olika riktningarna. De två olika metoderna inom kontinuummekaniken för att beakta denna sprickbildning illustreras i Figur 3-10.

I den diskreta metoden kan sprickor vanligtvis introduceras mellan elementen. Detta åstadkoms t.ex. genom att introducera kopplingar (interface element) mellan varje element som beskrivs med egenskaper som t.ex. motsvarar sprickornas brottmekaniska beteende. Eftersom sprickorna endast kan uppträda emellan elementen, så innebär detta att

sprickorna kan behöva sick-sacka igenom elementnätet för att propagera, om inte t.ex. rutiner för automatisk uppdatering av elementnätet används. En fördel med denna metod, förutom att synbara/fysiska sprickor uppstår, är att övriga element i modellen kan beskrivas med endast elastiska egenskaper.

I den utsmetade metoden fördelas uppsprickningen över elementen som uppnår draghållfastheten, dvs. inga fysiska sprickor uppstår i modellen. Dessa element beskriver därmed både den elastiska deformationen hos osprucken betong och den icke-linjära deformationen orsakad av sprickan. Vid verkliga tillämpningar, då relativt stora element där elementstorleken t.o.m. överskrider sprickavståndet, kan det även förekomma att flera verkliga sprickor representeras av ett element. Även i den utsmetade modellen kan sprickor behöva sick-sacka sig igenom elementnätet om sprickans progageringsriktning ej överensstämmer med elementnätet.



Figur 3-10 Diskret sprickmetod (till vänster) och utjämnad/utsmetad metod (till höger) för beskrivning av sprickor. Från (Malm 2015).

*Discrete method (left) and smeared method (right) to describe cracks, From (Malm 2015).*

En viktig skillnad mellan metoderna är att den utsmetade sprickmetoden inte kräver förkunskap om var sprickorna kommer att uppträda, medan i den diskreta sprickmetoden kan endast sprickor uppstå vid de fördefinierade zonerna mellan elementen. Det finns dock metoder för att hantera denna begränsning, så att beräkningsmodellen uppdaterar elementnätet (adaptive mesh technique) på grund av sprickpropageringen eller mer avancerade metoder där sprickorna kan dela på befintliga element (extended FEM, XFEM) och därmed uppträda oavsett de fördefinierade elementen. Nackdelen är dock att dessa funktioner blir beräkningskrävande och kan av denna orsak vara svåra att tillämpa på verkliga konstruktioner. En nackdel med utsmetade metoder är att de kan ha ett visst beroende av storlek och riktning på elementnätet, detta gäller särskilt för de fall då uppsprickningen beskrivs i termer av spänning och töjning. För att reducera detta beroende av elementnätets storlek bör uppsprickningen beskrivas i termer av spänning och förskjutning med hjälp av en lokaliseringsteknik där töjningarna är associerade med en sträcka som benämns "sprickband" vilken t.ex. kan vara beroende på elementlängd.

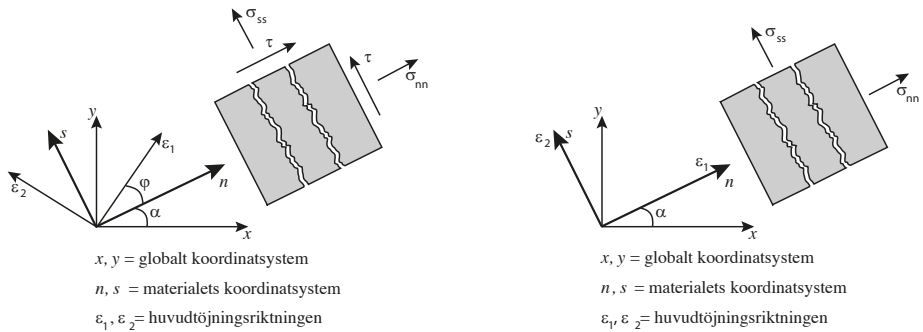
### 3.1.6 Konstitutiv materialmodell

Det finns ett stort antal materialmodeller som är avsedda för att beskriva uppsprickning och krossning av betong och andra cementbaserade material. Gemensamt för dessa materialmodeller är dock att de baseras på brottmekanik, plasticitetsteori och/eller skademekanik för att beskriva reduktionen av materialets styvhet på grund av uppsprickning eller krossning.

De materialmodellerna som tillämpas för att simulera uppsprickning i betong är vanligen baserade på brottmekanik. Inom brottmekaniska utsmetade materialmodeller (smeared crack approach) finns förenklat två varianter för att beskriva hur en spricka propagerar efter sprickinitiering. En mikrospricka initieras i elementets integrationspunkt där dess sprickbredd/sprickvidd har samma riktning som huvuddragspänningen (huvuddragtöjningen). Vid fortsatt belastning kommer uppsprickningen att ske olika beroende på om en fix eller roterande sprickmodell används. Skillnaden mellan dessa två metoder illustreras i Figur 3-11. Det finns även mer avancerade modeller som kombinerar dessa olika sprickmodeller. Dessa specialiserade modeller beskrivs dock inte i föreliggande rapport som utgör en introduktion till området.

I den fixa sprickmodellen, kommer sprickan i denna integrationspunkt att bibehålla denna riktning oavsett om/hur spänningsfältet roterar vid fortsatt belastning. Vid ett läge då huvudspänningsriktningarna ej längre överensstämmer med sprickans riktning så innebär detta att en skjuvspänningsterm introduceras i sprickan. Det innebär att för att kunna beskriva en fix sprickmetod så behöver vi beskriva hur stora skjuvspänningar som kan överföras vid en spricka. I normal anläggningsbetong så uppkommer sprickor i cementpastan och propagerar emellan ballasten. Sprickans yta blir därför oregelbunden och det ger upphov till ett skjuvmotstånd i sprickan. Valet av skjuvmotstånd (*shear retention factor*) kan ha en signifikant inverkan på resultatet och beräkningar bör presenteras som påvisar dess inverkan.

I en roterande sprickmodell kommer alltid sprickan att ställa in sig efter spänningsfältet, det vill säga om spänningsfältet roterar så kommer sprickan att rotera med. Eftersom sprickan ställer in sig i förhållande till huvudspänningsriktningen så uppkommer endast två spänningar i sprickans utsträckning, huvudtryckspänning som verkar i sprickans längsriktning (vinkelrätt sprickvidden) och huvuddragspänningen som verkar i den riktning som sprickan öppnar sig (sprickviddsriktningen). Eftersom sprickan ställer in sig efter huvudspänningsriktningarna så uppstår därmed inga skjuvspänningar i sprickplanet.



Figur 3-11 Illustration av en fix (vänster) respektive roterad (höger) brottmekanisk sprickmodell. Från (Malm 2015).  
*Illustration of a fixed (left) and rotated (right) crack method based on fracture mechanics. From (Malm 2015).*

Ett exempel på en enkel brottmekanisk definition av betongmaterial presenteras nedan, där förhållandet mellan spänning och töjning i materialet definieras enligt

$$\sigma_{ns} = D^s \varepsilon_{ns} \quad (3.1-5)$$

där

$\sigma_{ns}$  = spänningsvektorn

$\varepsilon_{ns}$  = töjningsvektorn

$D^s$  = sekantmodulen

Denna ekvation motsvarar Hooks lag, vid ett endimensionellt fall för osprucken betong (sekantmodulen motsvarar i det fallet elasticitetsmodulen  $E$ ) dvs

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.1-6)$$

Vid ett 2D fall med plant spänningstillstånd där tvärkontraktionen förutsätts vara lika med noll, kan spännings och töjningstermerna definieras enligt,

$$\sigma_{ns} = (\sigma_{nn}, \sigma_{ss}, \sigma_{ns})^T$$

där

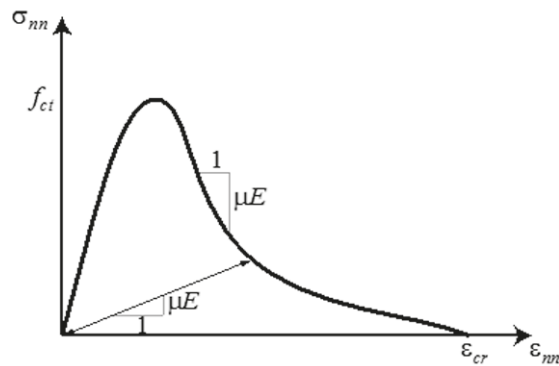
$$\sigma_{ns} = \tau$$

$$\varepsilon_{ns} = (\varepsilon_{nn}, \varepsilon_{ss}, \varepsilon_{ns})^T$$

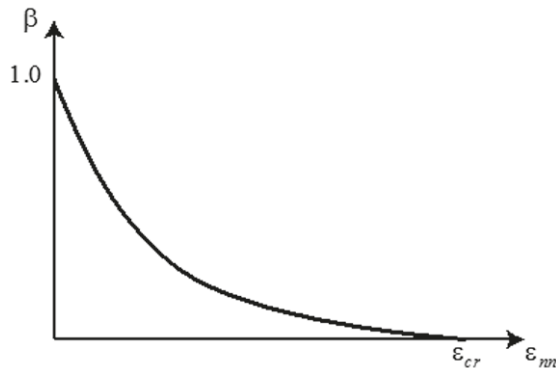
och sekantmodulen  $D^s$  beskrivs enligt nedan

$$D^s = \begin{bmatrix} \mu E & & \\ & E & \\ & & \beta G \end{bmatrix} \quad (3.1-7)$$

Termen  $\mu E$  beskriver töjningsuppmjuknandet i normalriktningen vid successiv uppsprickning, se Figur 3-12a, och termen  $\beta G$  beskriver hur skjuvmotståndet reduceras vid successivt ökad uppsprickning, där  $\beta$  är skjuvmotståndsfaktor vilken reduceras t.ex. enligt Figur 3-12b. En viktig aspekt med denna modell och skademodeller är att ingen plastisk töjning/deformation finns efter avlastning, dvs sprickor antas stängas fullständigt.



a)



b)

Figur 3-12 a) Arbetskurva i enaxiell drag uttryckt i spänning töjning, b) Skjuvmotståndsfaktor  
*a) Uniaxial tensile curve in terms of stress and strain, b) Shear retention factor.*

Vid användandet av både fix och roterande sprickmetod finns risk att spänningslåsnig ("stress-locking") uppstår, där strukturens styvhet överskattas efter sprickinitiering. Detta fenomen illustreras t.ex. av (Rots 1988) och (Malm 2009) där strukturens deformation p.g.a. detta underskattas signifikant.

Vid den roterande sprickmetoden finns även en risk för okontrollerad rotation av sprickriktning vilket leder till konvergensproblem eller att sprickan hittar ett roterat jämviktsläge vid fortsatt ökad belastning och på så sätt missar den verkliga brottmoden och därmed överskattar bärförmågan, se (Malm 2006).

En stor fördel med brottmekaniska modeller är generellt att få materialegenskaper krävs för att definiera modellen, draghållfasthet och brottenergi, där dessa materialegenskaper som vanligen kan bestämmas enligt konventionella standarder/koder. För en fix sprickmodell krävs även att en funktion för skjuvmotståndsfaktorn definieras som beskriver hur skjuvmotståndet i en spricka reduceras som funktion av spricköppning.

## 3.2 Berg

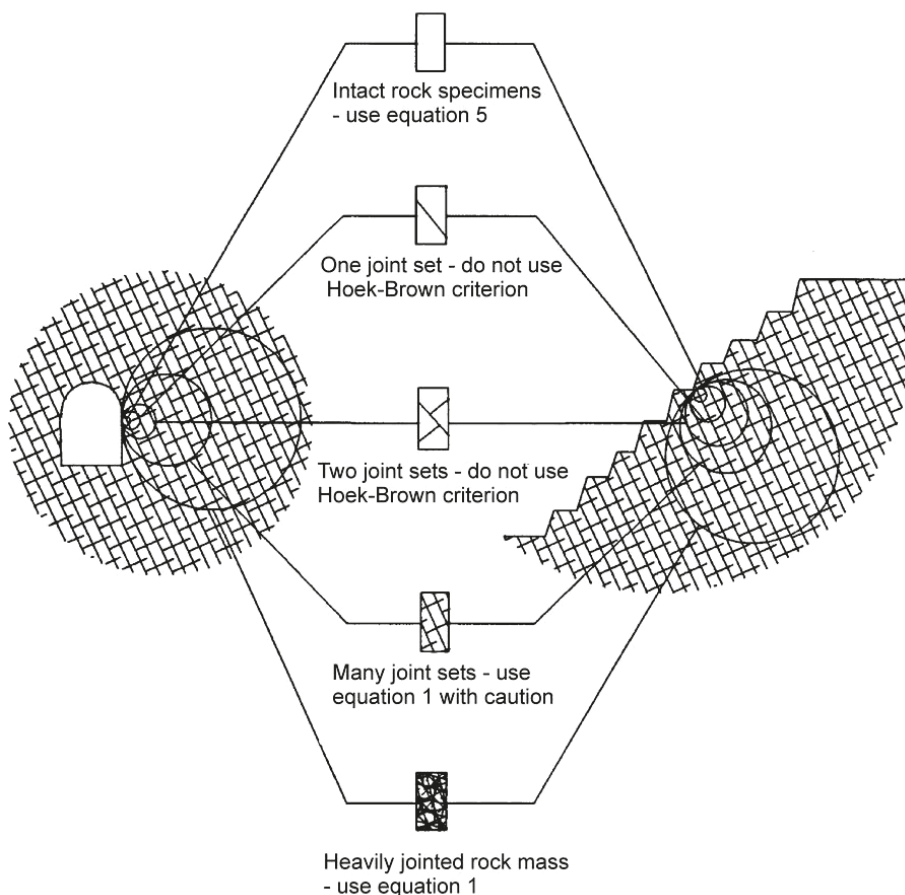
### 3.2.1 Inledning

Berg är långt ifrån ett homogent och isotropt material. Bortsett från de olika mineraler och mineralkorn, med varierande storlek, som hålls ihop av en matris, bestående vanligtvis av andra mineraler än kornen, innehåller berg dessutom sprickor och skiktningar som medför att en bergmassa sällan kan betraktas som ett homogent och isotropt material. Detta försvårar naturligtvis modellering av bergmassans fysikaliska och mekaniska beteenden och bestämning av för modellerna nödvändiga materialegenskaper.

Ett isotropt material är ett material som har samma egenskaper i alla riktningar, d.v.s. dess konstitutiva matris (fysikaliska som mekaniska) är oberoende av koordinatsystemet. Ett anisotropt material har olika egenskaper i olika riktningar. Materialets konstitutiva matris beror på koordinatsystemet, d.v.s. den konstitutiva matrisen ändras med ändring av koordinatsystemets riktningar. Mellan isotropt och anisotropt material finns olika typer av ordningar/oordningar som på olika sätt påverkar den konstitutiva matrisens utseende. Hur dessa påverkar den konstitutiva matrisen beskrivs lämpligast genom att betrakta materialets symmetrigrad, vilken beskrivs i avsnitt 3.2.2.7.

Materialets anisotropi orsakas av dess uppbyggnad, uppkomst/tillverkning samt av de diskontinuiteter (partiklar och hålrum), skador och defekter som finns i materialet. Om delmaterialen och defekterna är väl fördelade på ett sådant sätt så att den resulterande effekten är oberoende av koordinatsystemets orientering samt att partiklarnas storlek uppfyller de grundläggande kontinuummekaniska kraven, kan materialet betraktas som isotropt.

*Figur 3-13* visar ett idealiserat diagram som beskriver den gradvisa övergången från ett intakt berg till bergmassa med växande provkroppsstorlek (Hoek 2006). Figurens vänstra del illustrerar förhållandena i en tunnel medan den högra delen illustrerar förhållandena i en bergsslänt. Cirklarna visar relativa storlekar hos de olika provkropparna. Som framgår av figuren så anger Hoek ett kriterium för intakt berg och ett annat för sprucken bergmassa, se avsnitt 3.2.2.6 och 3.2.4.7. Det intakta berget och bergmassan i *Figur 3-13* betraktas som isotropa och de angivna brottkriterierna är avsedda för isotropa material. Provkropparna i de övriga fallen i *Figur 3-13* anses inte vara isotropa.



Figur 3-13 Idealiserat diagram som visar övergången från intakt berg till bergmassa med växande provkroppsstorlek. Från (Hoek 2006).  
*Idealised diagram showing the transition from intact to a heavily jointed rock mass with increasing sample size. From (Hoek 2006).*

Enligt (Hoek 2006) får Hoek-Brown brottkriterium – som antar isotropa förhållanden för både intakt berg och bergmassa – endast tillämpas för de bergmassor som består av tätplacerade och jämfördelade diskontinuiteter, med likartade egenskaper, som kan uppfylla kraven för isotropa förhållanden. I de fall där bergblocken är av samma storleksordning som den struktur som analyseras, eller om någon grupp av de olika diskontinuiteterna är väsentlig svagare än de övriga, får Hoek-Brown brottkriterium inte användas. De nämnda fallen skall analyseras med hjälp av brottkriterier som beaktar glidning eller rotation av bergblocken och liknande strukturer.



I de följande avsnitten introduceras några av bergmassans mekaniska egenskaper, vilka kan ingå i numeriska modeller för beräkning av spricktillväxt i berg, i gränssnittet mellan berg och andra samverkande konstruktioner och komponenter. Området är komplext och påverkas inte minst av vattentryck, temperaturnivå och temperaturväxlingar samt det djup som studeras. Naturligtvis kan dessa effekter inkluderas utan större svårigheter om enbart linjära och okopplade materialegenskaper beaktas. Däremot krävs större forskningsinsatser om man inkluderar kopplade effekter såsom inverkan av temperaturväxlingar i kombination med vattenflöde i sprickorna. Till exempel påverkas bergmassans längdutvidgningskoefficient av graden av sprickighet och vattenfyllnadsgraden i sprickorna. Vattnets möjlighet att trängas undan och flödes hastigheten påverkar också spänningarna i bergmassan.

### 3.2.2 Intakt berg

#### 3.2.2.1 *Definition av intakt berg – kontinuummekanisk nivå*

Lindblom (Lindblom 2010) definierar intakt bergmaterial på följande sätt ”Med intakt bergmaterial avses de ospruckna ”blocken” som förekommer mellan sprickplanen i en bergmassa. Dessa block kan variera i storlek från någon centimeter till flera meter och har enhetliga mekaniska egenskaper. Beroende på spänningsnivån i blocket i förhållande till bergmaterialets hållfasthet uppträder blocket elastiskt, elastiskt-idealplastiskt eller plastiskt vid belastning”. Intakt berg är ett sprickfritt berg som inte innehåller fina sprickor, därav inga skador som verkar som brottanvisningar. Enligt denna definition sker brott i intakt berg i ett oskadat material. Definitionen överensstämmer med den som ges i (Hoek 2006). I denna rapport betraktas intakt berg som ett isotropt material. Det bör noteras att det finns intakt berg med varierande grad av anisotropi. Till exempel bergarten gnejs är en anisotrop bergart, men gnejsens anisotropi är försumbar i jämförelse med den anisotropi som orsakas av sprickbildning och sprickplaner. Vidare är de flesta intakta berg starkare än det bruk som omger bergbulten och skapar samverkar mellan bult och berget. Därför, är det intakta bergets anisotropi får en underordnad betydelse i detta sammanhang, förutsatt att det intakta berget inte är svagare än bruket i någon riktning. Såsom visas i avsnitt 3.2.2.7 kan beaktandet av anisotropi leda till svårhanterliga krav på beräkningskapacitet.

#### 3.2.2.2 *Materialbeteende vid dragbelastning*

I detta avsnitt behandlas materialets beteende vid enaxiell dragbelastning. Den fleraxiella belastningsfallet behandlas i avsnitt 0.

Cementbaserade material innehåller till ca 70 % av sin volym bergmaterial, d.v.s. ballast som kan betraktas som intakt berg. Högpresterande betong vars vattencementtal understiger 0,40 har stark cementpasta. I högpresterande betong råder stark vidhäftning mellan cementpasta och ballastkornen. Sett ur brottmekanisk synvinkel liknar högpresterande betong intakt berg. Därför, kan man utgå ifrån att det intakta bergets beteende vid dragbelastning liknar de cementbaserade materialens beteende som presenterades i avsnitt 3.1.1. Högpresterande betong har, dock, lägre draghållfasthet och elasticitetsmodul än en normal stark svensk granit. Högpresterande betong är, dessutom, segare än granit. Det intakta bergets  $l_{ch}$ , karakteristiska längd definierad i avsnitt 3.1.1, är i genomsnitt

0,06 m medan motsvarande värden för relativ stark konventionell betong respektive höghållfastbetong är 0,26 m respektive 0,17 m. Det bör noteras att den karakteristiska längden är starkt beroende av cementpastans egenskaper och ballastens storlek. Det karakteristiska värdet kan bli över 0,5 m.

*Figur 3-1* visar den kompletta arbetskurvan, som bestäms genom deformationsstyrt dragprov, för ett isotropt sprött material. Det intakta bergets arbetskurva bestämd med samma förutsättningar liknar den som visas i figuren. Kurvans olika värden (proportionalitetsgräns, draghållfasthet, gränstöjning, brottöjning, m.m.) varierar, dock, med bergartens typ, ursprung och sammansättning. Starka och mycket spröda bergarter har relativt rak och brant uppåtgående respektive nedåtgående del. De icke linjära delarna i arbetskurvans uppåtgående del orsakas av materialets hårdnande egenskaper medan den nedåtgående delen orsakas av materialets mjuknande egenskaper.

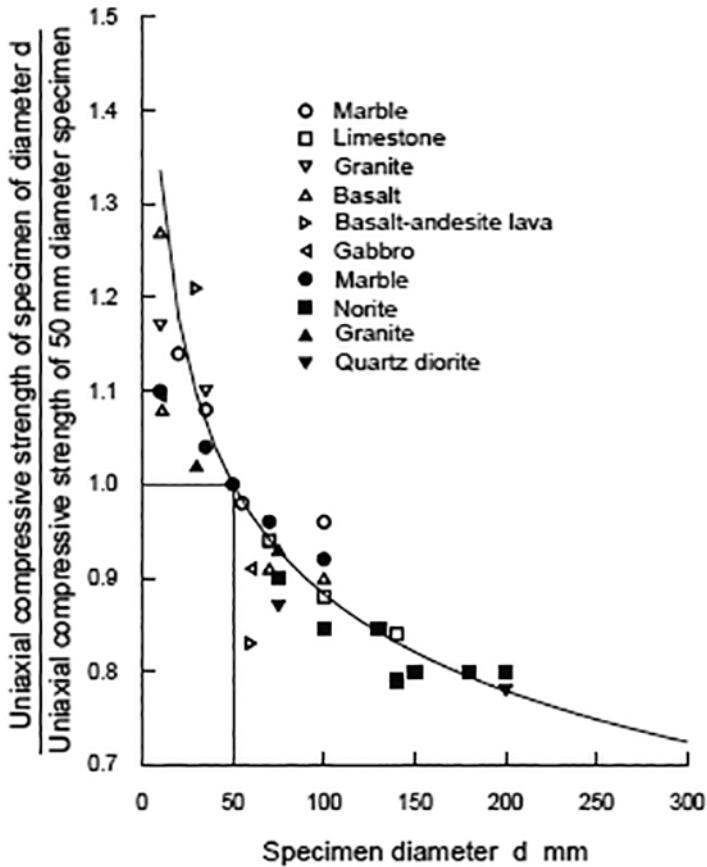
Skillnaden mellan skjuvflytande material (metaller) och icke skjuvflytande material (intakt berg och cementbaserade material) är att i skjuvflytande material sker större delen av energikonsumtion i form av plasticering medan i ett icke skjuvflytande material sker energikonsumtionen i en brottzon som har en begränsad utsträckning i spänningsriktningen. Därav, sker större delen av energikonsumtionen i ett skjuvflytande material före brottgränsen (gränstöjningen) medan energikonsumtionen i ett icke skjuvflytande material sker efter gränstöjningen. De plastiska deformationerna i ett skjuvflytande material sker utan volymändring genom skjuvflytning (dislokationsvandring genom att bindningar i kristallgittret bryts och återbildas i nya lägen). Deformationerna i spänningens riktning kompenseras genom tvärdeformationer, d.v.s. en förlängning i spänningens riktning kompenseras genom en förkortning vinkelrätt mot spänningsriktningen. I icke skjuvflytande material resulterar kvarstående deformationer, som orsakas av mikrosprickbildning och deformationer inom brottzonen, i en volymökning. De angivna egenskaperna medför att skjuvflytande material som metaller beter sig betydligt segare än icke skjuvflytande material.

### 3.2.2.3 *Materialbeteende vid tryckbelastning*

I detta avsnitt behandlas materialets beteende vid enaxiellt tryckbelastning. Den fleraxiella belastningsfallet behandlas i avsnitt 0.

Författarna har inte hittat någon arbetskurva som beskriver sambandet mellan tryckspänning och deformation för intakt berg. (Hoek 2006) anger, dock, några spänningstöjningssamband för utförandet av numeriska beräkningar av bergmassa, se Avsnitt 3.2.4.4. *Figur 3-22*. I (Hoe 2006) indelas bergmassorna i tre olika kvalitéter med hänsyn till materialets beteende när dess gränstöjning har överskridits. I brist på data kan sambandet för bergmassa med mycket god kvalitet användas för intakt berg. I kurvan kan nivå för max spänning sättas lika med det intakta bergets tryckhållfasthet, och övriga spänningsnivåer kan ändras med samma proportion.

Enligt (Hoek 2006) beror tryckprovresultatet på provkroppens storlek, och den uppmätta tryckhållfastheten sjunker med ökad provkroppstorlek, *Figur 3-14*.



Figur 3-14 Inverkan av provkroppsstorlek på det intakta bergets tryckhållfasthet. Från (Hoek 2006).

*Influence of specimen size on the compressive strength of the intact rock. From (Hoek 2006).*

#### 3.2.2.4 Deformationsegenskaper

Intakt berg har i princip samma typ av momentan (kvasistatisk) spännings-töjnings samband som cementbaserade material. Tangenten till spännings-töjningskurvan vid origo utgör materialets elasticitetsmodul och det kan antas att gälla vid både drag- och tryckbelastning. Materialet beter sig linjärelastiskt upp till 50 % av brottspänningen. Därefter börjar den avvika från linjärelasticitet och uppvisar hårdnande egenskaper. De hårdnande egenskaperna är försumbara i förhållande till de mjuknande egenskaperna och kan bortses från vid kvasistatiska och dynamiska beräkningar. Följaktligen kan intakt

berg betraktas som linjär elastiskt material vid tryck-/dragbelastningar upp till nivåer som motsvarar materialets brottspänning/gränstöjning. I enaxiell belastning bestäms materialets töjning/deformation genom Hooks lag:

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma}{E} \quad (3.2-1)$$

där

$\sigma$  = axiell spänning, [N/m<sup>2</sup>]

$\varepsilon_e$  = axiell momentan elastisk töjning, [m/m]

$E$  = materialets elasticitetsmodul, [N/m<sup>2</sup>]

Intakt berg uppvisar, liksom cementbaserade material, tidsberoende deformationer, så kallad krypning. Vid låga spänningsnivåer, upp till ca 50 % av hållfastheten, kan man anta att krypning är proportionell mot spänningsnivån. Detta antagande tillåter användning av Hooks lag för beräkning av kryptöjningar:

$$\varepsilon_k = \vartheta \frac{\sigma}{E} \quad (3.2-2)$$

där

$\varepsilon_k$  = axiell kryptöjning, [m/m]

$\vartheta$  = kryptal, materialegenskap som anger kryptöjningens förändring som funktion av tiden.

Den totala töjningen ( $\varepsilon_t$ ), beräknad som summan av elastisk töjning och kryptöjning, är enligt nedan:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E} (1 + \vartheta) \quad (3.2-3)$$

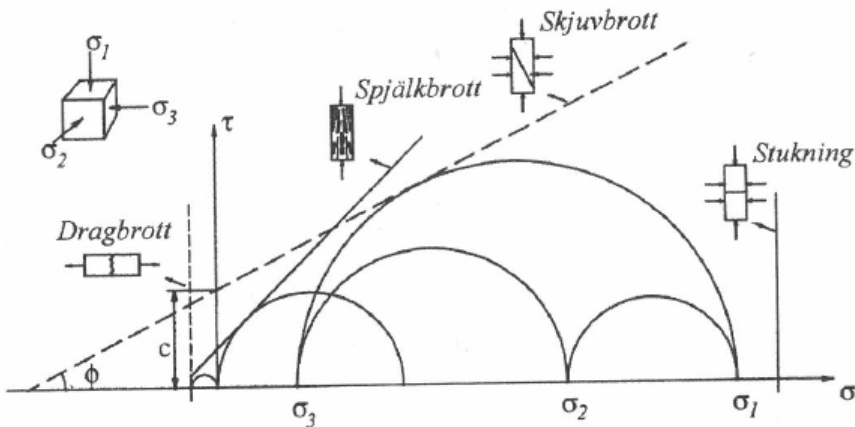
Enligt Ekvation (3.2-3) är materialets elasticitetsmodul tidsberoende och avtar med tiden:

$$E(t) = \frac{E}{(1+\vartheta)} \quad (3.2-4)$$

Krypning i intakt berg är på grund av låga spänningar, relativt materialets hållfasthet, försumbar. Det bör noteras att även temperaturförändringar och övriga fysikaliska och kemiska processer kan bidra till den totala töjningen. I denna rapport bortses från de nämnda effekterna.

### 3.2.2.5 Materialbeteende vid fleraxiell belastning

I verkligheten är berg utsatt för initiala spänningar. Det intakta berget kan redan vara utsatt för fleraxiellt spänningstillstånd, innan det belastas med externa laster. När en borrkärna tas ut från ett berg ändras spänningstillståndet i den utborrade provkroppen, vilket skiljer sig från in-situ tillståndet. Därför bör man skilja mellan materialets in-situ beteende respektive provning i laboratoriet. Nedan beskrivs materialets beteende allmänt och ingen specifik situation avses. Brottspänningen och brottmekanismen styrs i stor utsträckning av riktning och storleken av de spänningar som materialet utsätts för. Brottmekanismen kan variera från dragbrott (delning av material i två delar) till spjälkning, skjuvbrott och stukning. *Figur 3-15* visar de olika brottmekanismerna vid fleraxiellt spänningstillstånd. Spänningstillståndet beskrivs med hjälp av Mohr-Coulomb brottkriteriet. Som framgår av figuren delas provkroppen i två delar när huvudspänningarna är dragspänningar. Provkroppen spjälkas när den är utsatt för enaxiell tryckspänning. Skjuvbrott respektive stukning uppkommer då provkroppen är utsatt för triaxiellt/biaxiellt tryckspänningstillstånd.



Figur 3-15 Brottmekanismer vid olika spänningstillstånd. (Feder 1986) från (Lindblom 2010).  
*Failure mechanisms at different stress conditions. (Feder 1986) from (Lindblom 2010).*

### 3.2.2.6 Brott Kriterier

Det finns flertal brottkriterier för berg. Nedan beskrivs ett av de kriterierna för intakt berg som anges i (Hoek 2006).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + f_{irc} \cdot \left( m_i \cdot \frac{\sigma_3}{f_{irc}} + 1 \right)^{0,5} \quad (3.2-5)$$

där

$\sigma_1$  = maximal effektiv huvudspänning, [N/m<sup>2</sup>]

$\sigma_3$  = minimal effektiv huvudspänning, [N/m<sup>2</sup>]

$f_{irc}$  = tryckhållfasthet vid enaxiell belastning för intakt berg, [N/m<sup>2</sup>]

$m_i$  = är konstant för intakt berg som bestäms genom tre-axiella försök. Ungefärliga värden för  $m_i$  finns i Tabell 3, avsnitt "Rock properties", i (Hoek 2006).

Ekvation (3.2-5) har samma typ av uppbyggnad som brottkriterium för bergmassa enligt Ekvation (3.2-25) i Avsnitt 3.2.4.7. Avsnitt 3.2.4.7 visar Ekvation (3.2-25) omräknat som ett Mohr-Coulomb kriterium, Ekvation (3.2-32), och de motsvarande ekvationsparametrarna. Samma förfarande kan användas för att omräkna Ekvation (3.2-5) i form av ett Mohr-Coulomb kriterium.

(Hoek 2006) rekommenderar att både  $f_{irc}$  och  $m_i$  bestäms genom tre-axiella provningar och med tillräckligt antal provkroppar som möjliggör en tillförlitlig statistisk bearbetning av resultaten. Som framgår av *Figur 3-14* påverkar även provkroppens dimension provningsresultatet.

Det bör noteras att det finns flertalkriterier som kan användas bl.a. de brottkriterier som anges i Avsnitt 3.1.4 kan användas. Vid icke linjära numeriska beräkningar där dragbrottet är det dominerande brottfenomenet har valet av brottkriterium inte någon märkbar effekt på spricktillväxten och slutresultatet.

### 3.2.2.7 Konstitutivt samband

Nedanstående framställning är baserad på (Ottosen & Petersson 1991).

Sambandet mellan spänning,  $\sigma$  [N/m<sup>2</sup>], och töjning,  $\varepsilon$  [m/m], kallas för "konstitutivt samband". För ett linjärelastiskt material kan det konstitutiva sambandet i ett kartesiskt xyz-koordinatsystem skrivas enligt nedan:

$$\sigma = D\varepsilon \quad (3.2-6)$$

där

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{bmatrix}; \quad D = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & \dots & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & \dots & D_{11} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ D_{61} & D_{62} & \dots & D_{66} \end{bmatrix}; \quad \varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} \quad (3.2-7)$$

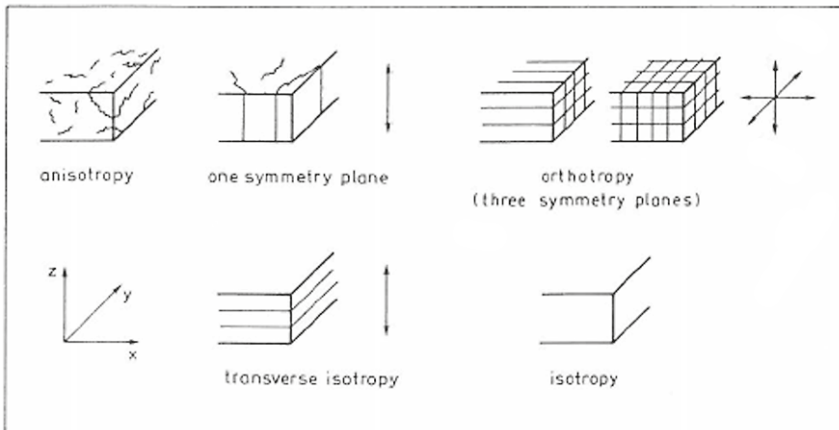
Vid ett deformerat läge (om töjningsenergin är enbart beroende av töjningstillståndet och oberoende av hur tillståndet har uppnåtts) så gäller villkoren för hyper-elasticitet eller Green-elasticitet vilket leder till en symmetrisk  $D$ -matris och följande samband:

$$D = D^T \quad (3.2-8)$$

$$\varepsilon = D^{-1}\sigma \quad (3.2-9)$$

Om materialet är anisotropt, inga symmetriplan existerar, då består  $D$ -matrisen av 21 oberoende koefficienter, och inga koefficienter med värdet noll. *Figur 3-16* illustrerar olika grader av materialsymmetri. Om materialet innehåller ett symmetriplan och om planet är parallellt med  $xy$ -planet, skiktat material med anisotropa skikt, då består  $D$ -matrisen av 13 oberoende koefficienter. I Ekvation (3.2-10) är  $D_{ij} = D_{ji}$ , där  $i$  är rad ( $i = 1:6$ ) och  $j$  är kolumn ( $j = 1:6$ ).

$$D = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & 0 & 0 \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & 0 & 0 \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & 0 & 0 \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{55} & D_{56} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \quad (3.2-10)$$



Figur 3-16 Illustration av ökad grad av materialsymmetri. Från (Ottosen & Petersson 1991).

*Illustration of increasing degree of material symmetry. From (Ottosen & Petersson 1991).*

Om materialet har tre symmetriplan och om koordinatplanen är parallella med symmetriplanen består  $D$ -matrisen av nio oberoende koefficienter. Materialet är ortotrop, varv trä är ett exempel på ett sådant material.

$$D = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & 0 \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & 0 \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{66} \end{bmatrix} \quad (3.2-11)$$

Ett isotropt material är ett material vars  $D$ -matris är oberoende av koordinatsystemet. Om materialet har ett symmetriplan och om materialet är isotropt på det planet, d.v.s. att  $D$ -matrisen är oberoende av planets koordinatsystem, kallas materialet för transversalt isotropt, skiktat material, *Figur 3-16*.  $D$ -matrisen består av 5 oberoende koefficienter.

$$D = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & 0 \\ D_{21} & D_{11} & D_{13} & 0 & 0 & 0 \\ D_{31} & D_{31} & D_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{D_{11}-D_{12}}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{55} \end{bmatrix} \quad (3.2-12)$$

Om  $D$ -matrisen är helt oberoende av koordinatsystemet anses materialet vara isotropt.

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (3.2-13)$$

där,  $E$  [N/m<sup>2</sup>] och  $\nu$  är elasticitetsmodul och tvärkontraktionstal. Materialets skjuvmodul,  $G$  [N/m<sup>2</sup>], är enligt nedan

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.2-14)$$

som tillsammans med Ekvation (3.2-6), (3.2-13) och (3.2-14) leder till:



$$\sigma_{xy} = G\gamma_{xy} \quad ; \sigma_{xz} = G\gamma_{xz} \quad ; \sigma_{yz} = G\gamma_{yz} \quad (3.2-15)$$

Matrisen  $C$  i Ekvation (3.2-10) blir enligt nedan:

$$C = D^{-1} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu-\nu & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu-\nu & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (3.2-16)$$

Som framgår av framställningen ökar antalet oberoende (okända) koefficienter med ökad anisotropi. Vid linjärt elastiskt beteende har det konstitutiva sambandet i tur och ordning 2, 5, 9, 13 och 21 obekanta för isotropt, transversal isotrop, ortotropt, ett plant symmetriskt och anisotropt material. Svårigheten för bestämning av materialdata för beräkningar ökar med ökat anisotropi. Antalet obekanta ökar ännu mer när icke-linjära konstitutiva samband införs, eftersom de oberoende koefficienterna kan bli beroende av varandra samtidigt som de blir beroende av töjnings- och spänningsnivån.

Det intakta berget kan betraktas som ett isotropt material, vilket är ett rimligt antagande vid icke sprucket förhållande. Den föreliggande rapporten behandlar samverkan mellan berg, bruk och stag, för vilka icke linjära konstitutiva samband bör användas. På grund av att det intakta berget, liksom bruket, antas här som ett isotropt material tillämpas de konstitutiva samband som gäller för isotropa spröda material. Det intakta bergets icke linjära konstitutiva samband har samma form som motsvarande för betong och bruk, vilka behandlas i avsnitt 3.1.6.

### 3.2.3 Bergsprickor

#### 3.2.3.1 Definition av bergsprickor

Med bergsprickor menas i denna rapport den zon som ligger mellan skikt eller block av intakt berg. Även om zonen kallas för spricka kan den ha mekaniska egenskaper som påverkar bergmassans egenskaper. Sprickan kan innehålla mineral eller annan materialavlagringar som ger zonen viss hållfasthet och styvhet. I denna rapport benämns den här typen av spricka för kohesiv (sammanhängande) spricka eftersom den kan överföra, om än låga, dragspänningar.

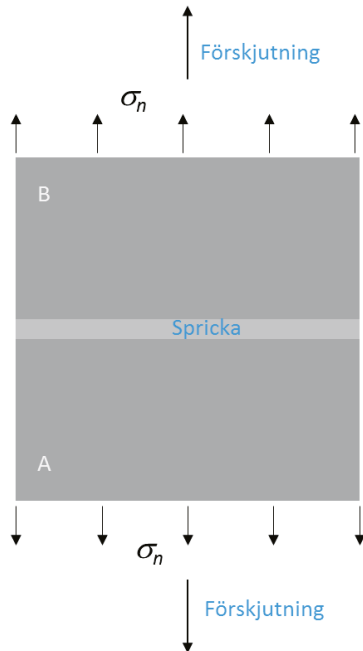
Alla bergmassor innehåller diskontinuiteter såsom block, skikt, lager och förkastningar. De olika blocken och skikten består av intakt berg med relativt hög drag- och tryckhållfasthet, medan området mellan dessa är svagare med betydligt lägre draghållfasthet än det material som byggs upp blocken och skikten.

Bergsprickans vidd, d.v.s. avståndet mellan två block av intakt berg som omger sprickan, antas i denna rapport vara försumbar i förhållande till blockens tjocklek. Därför betraktas bergsprickan som en kontakt-/övergångszon. Om sprickan innehåller materialavlagringar med icke försumbar hållfasthet och styvhet betraktas sprickan som en kohesiv spricka eller zon som överför drag-, tryck- och skjuvspänningar, men den är betydligt svagare och vekare än ett intakt berg. Bergsprickans beteende modelleras med exempelvis kontaktelement. När vidden hos en kohesiv bergspricka överstiger ett visst värde - t.ex. när sprickvidden blir större än beräkningsmodellens element som omger sprickan - betraktas den som ett materialskikt eller materialblock och modelleras därefter. Samma typ av konstitutivt materialsamband som för intakt berg kan användas.

Vid ytliga lager, där spänningarna är låga, är risken för brott i ett intakt bergmaterial minimal och bergmassans beteende styrs av den glidning och separation som kan ske mellan olika skikt inom diskontinuiteterna. För att analysera stabiliteten hos ett system bestående av individuella bergblock, är det nödvändigt att förstå de faktorer som styr skjuv- och draghållfastheten hos de diskontinuiteter som separerar blocken. Dessa frågor behandlas i diskussionen som följer.

### 3.2.3.2 *Materialbeteende vid dragbelastning*

*Figur 3-17* visar två block av intakt berg som är separerade genom en kohesiv spricka. På grund av att sprickan är svagare än blocken går brottet genom sprickan och blocken säras i slutet av provningen. Arbetskurvan har samma form som den arbetskurva som visas i *Figur 3-1*.

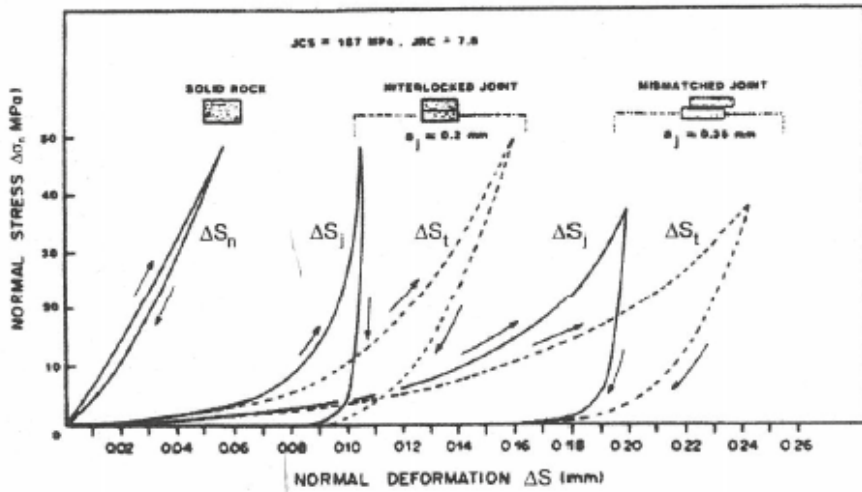


Figur 3-17 Dragbelastning av två block av intakt berg separerade med en spricka.

*Tensile loading of two blocks of intact rock separated by a crack.*

### 3.2.3.3 Materialbeteende vid tryckbelastning

Om man vänder på spännings- och förskjutningsriktningarna i *Figur 3-17* utsätts provkroppen för tryckprovning. Den sammansatta provkroppens (blocken inklusive sprickan) arbetskurva styrs inledningsvis av sprickans egenskaper. Den sammansatta provkroppen är inledningsvis vek men blir styvare allteftersom sprickan trycks ihop. Den sammansatta provkroppens tryckhållfasthet kan bli lika hög som de ingående blocken. *Figur 3-18* visar spännings-deformationskurvor för intakt berg och berg med spricka. De streckade kurvorna visar den totala deformationen medan de heldragna kurvorna visar differensen mellan deformationerna hos den provkropp som innehåller en spricka och den med det intakta bergmaterialet.



Figur 3-18 Sprickors deformationsegenskaper. (Bandis m.fl., 1983) från (Lindblom 2010).

*The stress – displacement relationships of the cracks and joints.  
(Bandis m.fl., 1983) from (Lindblom 2010).*

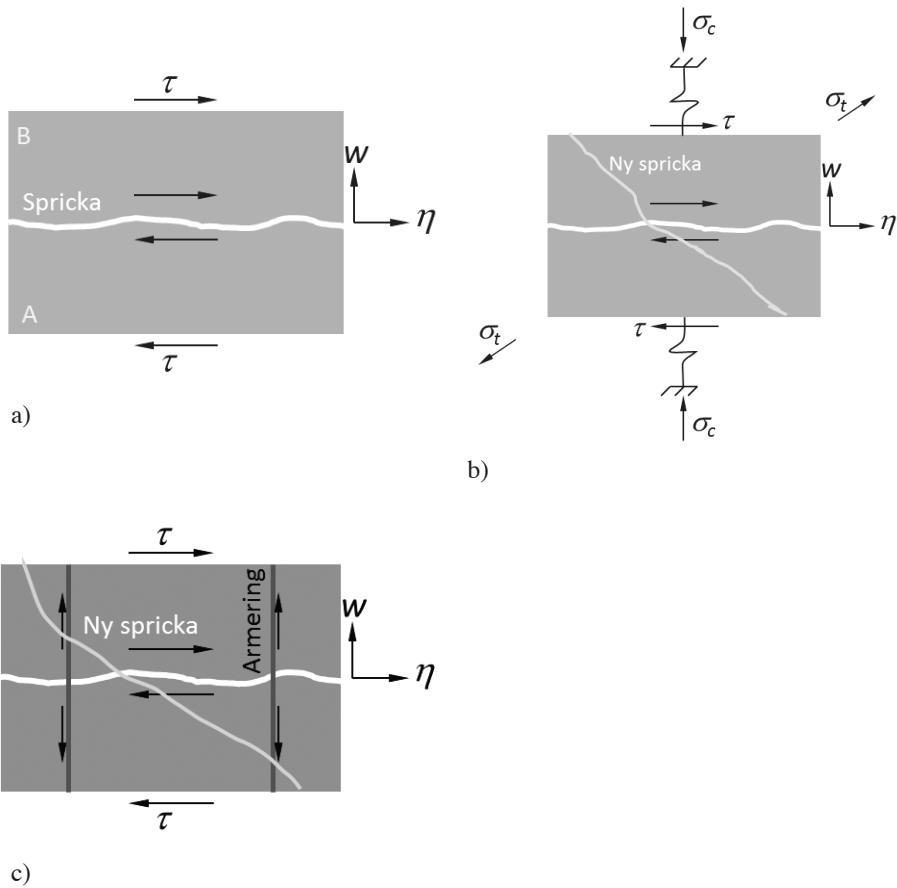
### 3.2.3.4 Materialbeteende vid skjuvning

*Figur 3-19a* visar två block med en kohesiv spricka. Anta att blocken är tillräcklig små att skaleffekten kan försummas.  $\tau$  [N/m<sup>2</sup>] är skjuvspänning,  $\eta$  [m] respektive  $w$  [m] är skjuv- och normaldeformationerna i den kohesiva sprickan. Block A börjar glida i förhållande till block B när den kohesiva sprickan förlorar sin kohesion. På grund av glidningen förskjuts blocken isär,  $w$  (dilatans) ökar, eftersom sprickplanens råhet sårar blocken som en kil. Så länge blocken inte trycks ihop genom egentyngd eller yttre pålastning blir den resterande skjuvspänningen, efter sprickbildningen, relativt låg om råheten inte blockerar glidningen.

*Figur 3-19b* visar provkroppen när den är spänd mellan två upplag med ändlig styvhet [N/m]. När blocken genom kilverkan skjuts isär motstår upplaget normalförskjutningen. Härav, uppkommer tryckspänningen  $\sigma_c$  vars storlek beror på upplagets styvhet. Ökad styvhet leder till ökad  $\sigma_c$  och mindre ökning av dilatans och t.o.m. krossning av kontakt ytan. Det bör noteras att upplaget representerar i praktiken förekommande bergmassa som ligger ovanpå brottområdet.  $\sigma_c$  förändrar spänningstillståndet kring sprickan, vilket leder till uppkomsten av dragspänningen  $\sigma_t$ . En ny spricka uppkommer om  $\sigma_t$  överstiger materialets draghållfasthet. Ett skjuvbrott fullbordas sällan för material som har betydligt högre tryckhållfasthet än draghållfasthet, vilket är fallet för bergarter och betong. Det bör, dock, noteras att villkoret för att detta skall uppstå är att tryckspänningen vinkelrätt mot sprickans plan är tillräcklig stor och kan motverka förskjutningen vinkelrätt mot sprickans yta.

Ovan antogs att blocken är tillräckligt små för att skaleffekterna skulle kunna försummas. Ovanstående beskrivning gäller inte för större block med långsträckta kontaktytor, eftersom normal- och skjuvspänningarna och de korresponderande förskjutningarna varierar över kontaktytan. Skaleffekten kan, dock, beaktas vid modellering genom att använda fin elementindelning och icke linjär materialmodell.

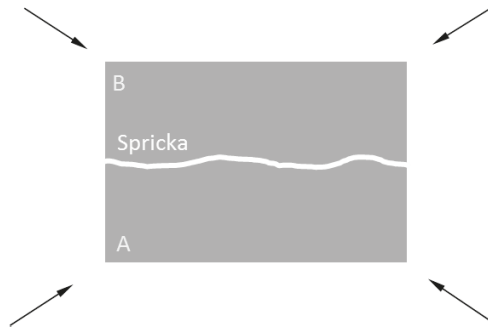
Figur 3-19c visar en kohesiv spricka som korsas av armeringsjärn. Armeringen verkar på samma sätt som upplaget i Figur 3-19b.



Figur 3-19 Skjuvning av en spricka mellan två block.  
*Shear behaviour of a crack/joint.*

### 3.2.3.5 Materialbeteende vid fleraxiell belastning

Figur 3-20 visar en kohesiv spricka mellan två block, som är utsatta för fleraxiellt spänningstillstånd. Sprickans beteende beror på randvillkoren så som beskrevs i avsnitt 3.2.3.4, se även avsnitt 3.2.3.6.



Figur 3-20 Spricka mellan två block utsatt för fleraxiell belastning.  
*Crack/joint between two blocks subjected to multiaxial loading.*

### 3.2.3.6 Brottkriterier

Det finns många brottkriterier för en spricka i litteraturen. Nedan beskrivs en reviderad version av ett kriterium som anges i (Lindblom 2010). Syftet är bara att demonstrera ett betraktelsesätt som kan utnyttjas för modellering av en bergspricka.

$$\tau_u = c_j + \sigma_n \tan \varphi_j \quad (3.2-17)$$

där

$\tau_u$  = skjuvhållfastheten, [N/m<sup>2</sup>]

$\sigma_n$  = normal spänning mot sprickplan [N/m<sup>2</sup>]

$c_j$  = sprickans kohesion [N/m<sup>2</sup>]

$\varphi_j$  = sprickans friktionsvinkel

Ekvation (3.2-17) gäller för ihop limmade plana ytor. När  $\tau_u$  överskrids, sjunker skjuvspänningen till en lägre nivå, om brottet sker i limmet, som benämns residualhållfasthet,  $\tau_r$ , och uttrycks med följande ekvation:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \varphi_r \quad (3.2-18)$$

där

$\varphi_r$  = friktionsvinkeln i brottytan

Ekvation (3.2-18) gäller om glidningen sker i ett plan som är parallellt med skjuvspänningen. Om ytan är lutande eller har regelbunden skrovlighet kan villkoret för glidning (residualhållfastheten) istället skrivas enligt nedan:

$$\tau_r = \sigma_n \tan(\varphi_r + \psi) \quad (3.2-19)$$

där

$\psi$  = dilatationsvinkeln

Ekvation (3.2.-20) förutsätter att spänningarna och glidningen inte leder till att skrovligheterna bryts och brottytan planas ut.

Det bör noteras att brottkriterier enligt avsnitt 3.1.4 kan användas. Vid icke linjära numeriska beräkningar där dragbrott är det dominerade brottfenomenet har valet av brottkriterium inte märkbar effekt på spricktillväxten och slutresultatet.

### 3.2.3.7 Konstitutivt samband

Så länge brotvillkoren enligt avsnitt 3.1.4 och 3.2.3.6 inte är uppfyllda kan samma konstitutiva samband som i avsnitt 3.2.2.7 användas. Man kan även förenkla det konstitutiva sambandet genom att sätta  $\nu = 0$  i Ekvation (3.2-13). Då blir spänningar och töjningar i  $x$ -,  $y$ - och  $z$ -riktningar oberoende av varandra. Ytterligare förenkling kan göras genom att sätta samtliga spänningar och töjningar utom de med indexen  $zz$ ,  $xz$  och  $yz$  lika med noll. Då erhålls följande samband:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{zz} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{bmatrix} = \frac{E}{2} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} \quad (3.2-20)$$

Ekvationen förutsätter att  $G = \frac{1}{2}E$ , samt att  $\sigma_{zz}$  är vinkelrätt mot sprickplanet. Vid numerisk modellering kan sambandet även införas som fjäder-/stånglement kopplade till elementnoder.

När brotvillkoret uppfylls kan den linjära modellen fortsätta enbart genom att beakta tryckspänningar och konstant friktionskoefficient, konstant ( $\tan \varphi_r$ ), om villkoren enligt avsnitt 3.2.3.6 gäller. Ekvation (3.2-20) omvandlas till



$$\begin{bmatrix} \sigma_{zz} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{bmatrix} = E \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \tan \varphi_r & 0 \\ 0 & 0 & \tan \varphi_r \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{bmatrix} \quad (3.2-21)$$

För icke linjära beräkningar kan samma konstitutiva samband användas men parametrarna i styvhetsmatrisen är inte konstanta utan ändras med töjningar/deformationer. Även här gäller samma förutsättningar som i avsnitt 3.1.6.

### 3.2.4 Bergmassa

#### 3.2.4.1 *Definition av bergmassa*

Bergmassa är sammansatt av bergartskroppar/block åtskilda av zoner med andra egenskaper, såsom krosszoner, sprickzoner och spricksystem av varierande slag (Lindblom 2010). Dessa block kan ha exponerats för yttre klimat eller undergått förändringar i sådan grad att blockens kontaktytor har ändrats i varierande grad från rena och fräscha till lertäckta och nötta, (Hoek 2006). Blocken består i sin tur av intakt berg.

Som framgår av definitionen är en bergmassa sammansatt av intakt berg och sprickor. Bergmassa är inte ett homogent och isotropt material. Brott och spricktillväxt i bergmassa styrs av materialets anisotropi, spricksystem och de spänningar som finns i bergmassan. Denna rapport syftar till att visa likheterna mellan modellering av betong/bruk och intakt berg och bergmassa samt att visa ett sätt att modellera samverkan mellan bergbult, bruk och berg. Därför berörs enbart de, ur beräkningssynvinkel, ”enkla” och ”mindre” krävande modellerna. I denna rapport antas bergmassan vara ett isotropt och homogent material. Inverkan av diskontinuiteterna tas om hand genom vissa parametrar som presenteras i de följande avsnitten.

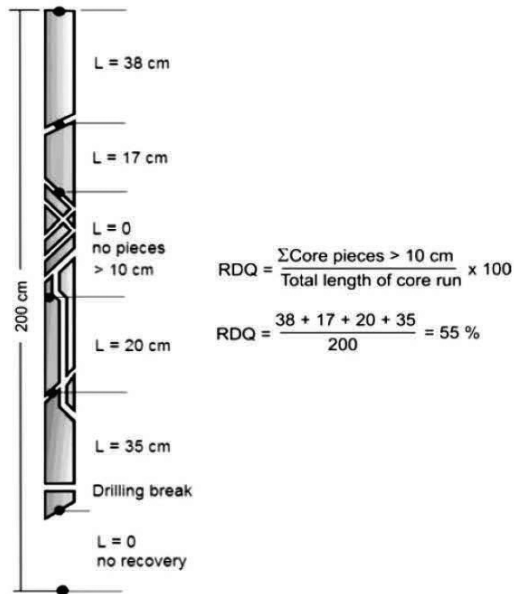
#### 3.2.4.2 *Bergklassificering*

För bestämning och analys av bergets egenskaper och beteende vid olika typer av ingrep och belastning behöver man ha data för beräknings- och analysmodellerna. Så som framgick ovan är en bergmassa sammansatt av olika material, sprickor och defekter, varför det är svårt att karakterisera en bergmassa genom vanliga laboriemetoder. Det är svårt, om inte omöjligt, att framställa kontinuummekaniskt acceptabla provkroppar för bestämning av bergmassans fysikaliska och mekaniska egenskaper. Genom olika klassificeringssystem och ”index” eller ”mätetal” har man samlat erfarenheterna från praktiken och utnyttjat laborierkunskapen för att beskriva bergmassans fysikaliska och mekaniska beteende.

Nedan beskrivs kortfattat några parametrar som ensamt eller tillsammans med andra parametrar kan ingå i ett klassificeringssystem. Intresserade läsare hänvisas till (Hoek 2006) och (Lindblom 2010) för detaljerade beskrivning av metodernas uppbyggnad och beräkningsätt.

### RQD – Rock Quality Designation

Metoden anger bergmassans kvalitet genom graden av sprickighet. Som framgår av *Figur 3-21* är RQD procentandel sprickfria kärnbitar som är större än 10 cm, i ett kärnupp-tag (vanligen 1,5 m, 3m eller 6m), (Lindblom 2010). Observera tryckfelet i figuren ”RDQ” skall var ”RQD”.



Figur 3-21 Tillvägagångsätt för mätning och beräkning av RQD. (Deere, 1989) från (Hoek 2006).

*Procedure for measurement and calculation of RQD. (Deere, 1989) from (Hoek 2006).*

### RMR – Rock Mass Rating

”RMR-metoden bygger på sex bergparametrar som vardera poängsätts. Summan av poängtalerna bildar RMR-talet, vilket är ett mått på bergkvaliteten och därmed förstärkningsbehovet”, (Lindblom 2010). RMR-talet används för bergklassning, *Tabell 3:1*. RMR-talet ingår även, som parameter, i empiriska formler som anger bergmassans mekaniska egenskaper.

Tabell 3:1 Bergklassning baserad på RMR-talet. Från (Lindblom 2010).  
*Rock mass classification based on RMR-number. From (Lindblom 2010).*

RMR	Bergklass	Bergkvalitet
81 - 100	I	Mycket bra
61 - 80	II	Bra
41 - 60	III	Relativt dålig
21 - 40	IV	Dålig
< 21	V	Mycket dålig

#### *GSI – Geological Strength Index*

*GSI* är numeriskt identiskt med *RMR* i 1976 års version med följande förutsättningar: torr tunnel (rating 10) och gynnsamma sprickor (rating 0), (Lindblom 2010).

#### *Q – Rock Tunnelling Quality Index*

*Q*-metoden bygger på poängsättning av sex bergparametrar, men beräkningssättet skiljer sig från *RMR*-metoden.

#### 3.2.4.3 *Materialbeteende vid dragbelastning*

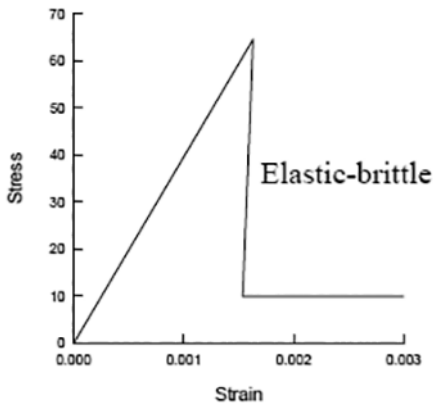
Det är svårt att föreställa sig att en bergmassa så som definieras i avsnitt 3.2.4.1 har någon draghållfasthet. Enligt (Hoek 2006) kan man ändå räkna med att bergmassa har draghållfasthet och den orsakas av bergbryggor. Denna rapport analyserar inte detta fenomen och utgår ifrån att bergmassa kan utstå dragspänningar. I avsnitt 3.2.4.7 anges Ekvation (3.2-38) och Ekvation (3.2-39) för beräkning av bergmassans draghållfasthet med utgångspunkt från det intakta bergets tryckhållfasthet och *GSI*.

Den kompletta arbetskurvan (eller approximationer av arbetskurvan) vid dragbelastning behövs för modellering av spricktillväxt i en bergmassa. Den approximativa kurvan bestäms på samma sätt som för cementbaserade material genom materialets elasticitetsmodul ( $E_{rmt}$ , Pa) draghållfasthet ( $f_{rmt}$ , Pa) och brottenergi ( $G_{rmF}$ , N/m).

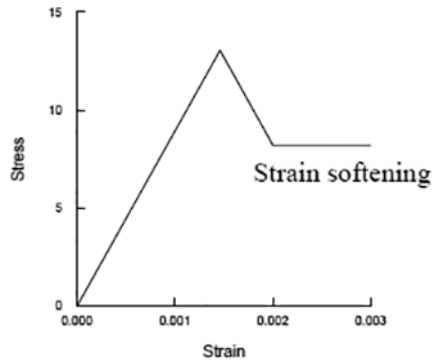
#### 3.2.4.4 *Materialbeteende vid tryckbelastning*

Det enklaste sättet att karakterisera ett materials beteende under tryckbelastning är att ta fram materialets spännings-deformationskurva. Detta är dock ganska svårt att genomföra med hänsyn till bergmassans specifika uppbyggnad. Anledningen till detta är att det är svårt att ta fram en hanterbar provkropp som på ett rättvist sätt representerar bergmassan. Enligt (Hoek 2006) är kompletta arbetskurvor nödvändiga för att kunna simulera spricktillväxt i bergmassa. Man medger samtidigt att det inte är lätt att ta fram nödvändig data, och föreslår de samband som visas i *Figur 3-22* som acceptabla utgångspunkter. Det framgår inte av referensen om dessa kurvor avser tryck- eller dragspänningar. Dessutom anges inte heller spänningarnas enhet. Med antagandet att spänningarna är i MPa så bör de vara tryckspänningar eftersom maxvärdet för ”*Bergmassa med mycket*

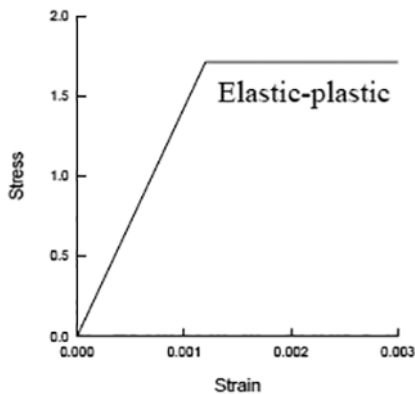
god kvalité" är 65 MPa, vilket inte kan vara materialets draghållfasthet utan dess tryckhållfasthet. Detsamma bör stämma för kurvan för "Bergmassa med mycket god kvalité" eftersom hållfastheten är för hög för att vara bergmassans draghållfasthet. På grund av att ett elastiskt-idealplastiskt beteende vid dragbelastning inte är ett rimligt antagande får man utgå ifrån att även den tredje spännings-töjnings sambandet avser tryckbelastning.



Bergmassa med mycket god kvalité  
Very good quality hard rock mass



Bergmassa med medelgod kvalité  
Average quality rock mass



Bergmassa med dålig kvalité.  
Very poor quality soft rock mass

Figur 3-22 Spännings-töjningskurva för olika kvalité bergmassa.

Från (Hoek 2006).

*The stress-strain curve for the various quality of the rock mass. From (Hoek 2006).*

### 3.2.4.5 Deformationsegenskaper

Bergmassas deformationsegenskaper är starkt beroende av bergmassans sammansättning. Grundmaterial, sprickbildning, vattenflöde och vattentryck, temperatur och en rad andra faktorer bestämmer bergmassans deformationsegenskaper. Dessutom styrs deformationer av spänningsriktningen. Det är skillnad mellan deformation orsakad av tryckbelastning och deformation orsakad av dragbelastning. Det är inte heller klart om man kan, liksom intakt berg, betrakta bergmassan som ett linjärt elastiskt material med försumbara hårdnande egenskaper. Nedan anges ändå ett empiriskt samband från (Hoek 2006) för bergmassans deformationsmodul, vilket kan betraktas som bergmassans elasticitetsmodul. Sambandet är anpassat till några mätresultat från Kina och Taiwan. Bästa anpassningen gäller för  $D = 0,5$  och  $20 < GSI < 90$ .

$$E_{rm} = E_{ir} \cdot \left( 0,02 + \frac{1-D/2}{1 + \text{EXP}\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)} \right) \quad (3.2-22)$$

där

$E_{rm}$  = bergmassans elasticitetsmodul, [N/m<sup>2</sup>]

$E_{ir}$  = intakt bergs elasticitetsmodul, [N/m<sup>2</sup>]

$GSI$  = enligt avsnitt 3.2.4.2

$D$  = en faktor som tar hänsyn till inverkan av sprängning och spänningsrelaxation på bergmassan.  $D$  varierar mellan 0 (opåverkad bergmassa) till 1 mycket påverkad. Anvisningar för val av  $D$  finns i Tabell 7, avsnitt "Rock properties", i (Hoek 2006).

Följande samband kan användas när mätvärden för  $E_{ir}$  saknas:

$$E_{ir} = MR \cdot f_{irc} \quad (3.2-23)$$

där

$f_{irc}$  = tryckhållfasthet vid enaxiell belastning för intakt berg, [N/m<sup>2</sup>]

$MR$  = en faktor enligt Tabell 8, avsnitt "Rock properties", i (Hoek 2006).

Följande samband ges i (Lindblom 2010) för bergmassans elasticitetsmodul:

$$E_{rm} = 10^{\frac{RMR-10}{10}} \quad (3.2-24)$$

där

$RMR$  = Rock Mass Rating enligt avsnitt 3.2.4.2.

### 3.2.4.6 *Materialbeteende vid fleraxiell belastning*

Som framgick i avsnitt 3.2.4.1 är en bergmassa sammansatt av bergartskroppar/block åtskilda av zoner med andra egenskaper, såsom krosszoner, sprickzoner och spricksystem av varierande slag. Följaktligen är materialets beteende vid fleraxiell belastning beroende av många faktorer och svårt att beskriva och förutse. I avsnitt 3.2.4.7 formuleras, trots detta, ett empiriskt brottkriterium för fleraxiellt spänningstillstånd med tillhörande parametrar vid tillämpning av Mohr-Coulomb kriteriet.

### 3.2.4.7 *Brottkriterier*

Ett brottkriterium som används för en bergmassa är ”Generalised Hoek-Brown Criterion”:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + f_{irc} \cdot \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3}{f_{irc}} + s \right)^a \quad (3.2-25)$$

där

$\sigma_1$  = maximal effektiv huvudspänning, [N/m<sup>2</sup>]

$\sigma_3$  = minimal effektiv huvudspänning, [N/m<sup>2</sup>]

$f_{irc}$  = tryckhållfasthet vid enaxiell belastning för intakt berg, [N/m<sup>2</sup>]

$$m_b = m_i \cdot e^{\left( \frac{GSI-100}{28-14D} \right)} \quad (3.2-26)$$

där

$m_i$  = är konstant för intakt berg som bestäms genom tre-axiella försök. Ungefärliga värden för  $m_i$  finns i Tabell 3, avsnitt ”Rock properties”, i (Hoek 2006).

$GSI$  = enligt avsnitt 3.2.4.2

$D$  = enligt avsnitt 3.2.4.5.

$$s = e^{\left( \frac{GSI-100}{9-3D} \right)} \quad (3.2-27)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (3.2-28)$$

Normal- och skjuvspänningar som motsvarar brottkriteriet är enligt nedan:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \frac{d\sigma_1/d\sigma_3 - 1}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1} \quad (3.2-29)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \frac{\sqrt{d\sigma_1/d\sigma_3}}{d\sigma_1/d\sigma_3 + 1} \quad (3.2-30)$$

$$d\sigma_1/d\sigma_3 = 1 + am_b(m_b \sigma_3/f_{irc} + s)^{a-1} \quad (3.2-31)$$

Brottkriteriet enligt Ekvation (3.2-25) kan skrivas om i form av Mohr-Coulomb kriteriet enligt nedan:

$$\tau = c + \sigma \tan \emptyset \quad (3.2-32)$$

$$\emptyset = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (3.2-33)$$

$$c = \frac{f_{irc}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma_{3n}](s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+(6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1})/((1+a)(2+a))}} \quad (3.2-34)$$

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3max}/f_{irc} \quad (3.2-35)$$

Det bör noteras att  $\sigma_{3max}$  bör bestämmas för varje individuellt fall. Anvisningar för bestämning av parametern anges i (Hoek 2006).

Ekvation (3.2-32) uttryckt i termer av huvudspänningar är enligt nedan:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \emptyset}{1 - \sin \emptyset} + \frac{1 + \sin \emptyset}{1 - \sin \emptyset} \sigma_3 \quad (3.2-36)$$

Bergmassans enaxiella tryckhållfasthet,  $f_{rmc}$ , erhålls genom att sätta in  $\sigma_3 = 0$  i Ekvation (3.2-25).

$$f_{rmc} = f_{irc} s^a \quad (3.2-37)$$

Som framgår av Ekvation (3.2-37) modifieras/reduceras det intakta bergets tryckhållfasthet med faktorn  $s^a$ . Denna åtgärd tar hänsyn till bergmassans sammansättning som nämns i avsnitt 3.2.4.1.

Bergmassans enaxiella draghållfasthet,  $f_{rmt}$ , kan inte erhållas på samma sätt som ovan, utan man bör införa ett biaxialt spänningstillstånd, där  $\sigma_1 = \sigma_3 = f_{rmt}$ . Insättning av antagna värden i Ekvation (3.2-25) leder till:

$$f_{rmt} = -\frac{sf_{irc}}{m_b} \quad (3.2-38)$$

Observera att dragspänning har negativt tecken.

Det är naturligtvis en brist i modellen om man måste införa ett biaxialt spänningstillstånd för att lösa ut bergmassans draghållfasthet. Enligt (Hoek 2006), är de spröda materialens draghållfasthet lika vid enaxiellt och biaxialt spänningstillstånd, vilket är ett acceptabelt antagande.

Om man ändå vill beräkna  $\sigma_t$  för enaxiellt spänningstillstånd då bör man sätta in  $\sigma_1 = 0$  och  $\sigma_3 = f_{rmt}$  i Ekvation (3.2-25). Resultatet blir enligt nedan som bör beräknas iterativt.

$$\frac{f_{rmt}}{f_{irc}} = -\left(m_b \frac{f_{rmt}}{f_{irc}} + s\right)^a \quad (3.2-39)$$

### 3.2.4.8 Konstitutivt samband för bergmassa

I avsnitt 3.2.2.7 beskrivs det intakta bergets konstitutiva samband. I avsnittet beskrivs det konstitutiva sambandet för olika grader av materialsymmetri vid linjärelastiska förhållanden. Som framgick i avsnitt 3.2.4.1 är bergmassa inte ett isotropt och homogent material. Bergmassa innehåller block av olika material och spricksystem. Dessutom är den utsatt för olika typer av spänningar som styr bergmassans beteende. En rättvis beskrivning av bergmassans beteende kräver ett inhomogent och anisotropt materialmodell som även tar hänsyn till diskontinuiteter som sprickor och variation av materialtyp i bergmassan. En sådan materialmodell kräver stor beräkningskapacitet vid beräkningar av bl.a. följande anledningar:

1. Strukturen indelas i många små element med homogena och isotropa egenskaper samt diskontinuiteter av olika slag. Stora bergskroppar innehåller sprickor, skiktningar eller andra variationer med inbördesavstånd som kan bli mindre än de mista elementstorlekar som är praktiskt tillämpbara med hänsyn till antalet frihetsgrader som tillåts av mjukvaran.
2. Bergmassan homogeniseras men elementen tilldelas anisotropa egenskaper (elementen inkluderar inhomogenitet och diskontinuitet). Som framgår av avsnitt



3.2.2.7 kan många parametrar krävas för att beskriva anisotropa materialens konstitutiva egenskaper, vilket kan kräva stor beräkningskapacitet.

Det blir nog svårt av kapacitetsskäl utföra beräkningar med tillräckligt små element om beräkningen inkluderar relativ stor bergmassan. Elementens antal ökar vilket kan leda till att mjukvarans och datorns kapacitet överskrids. Det blir tvunget att använda relativt grova elementindelningar, som inkluderar diskontinuiteter och inhomogenitet som sprickor och olika materialskit. Det krävs att bergmassan homogeniseras för att kunna modelleras med grova elementindelningar.

Det är möjligt att även homogena element tilldelas anisotropa egenskaper. Som framgår av avsnitt 3.2.2.7 kan många parametrar krävas för att beskriva anisotropa materialens konstitutiva egenskaper. Det kan bli svårt, om inte omöjligt, att bestämma de för modellen nödvändiga materialparametrarna. Det blir nog tvunget att införa vissa förenklade antaganden. Som exempel kan nedanstående två fall anges:

1. Bergmassan är ett homogent, isotropt och linjär elastiskt material.
2. Bergmassan är ett skiktat linjär elastiskt material som består av homogena och isotropa skikt.

Fall 2 ovan kan kräva att anisotropa element (t.ex. ett konstitutivt samband med 5 oberoende koefficienter, se avsnitt 3.2.2.7) används för modellering. Med hjälp av fältmetoder kan bergmassans deformationsegenskaper bestämmas. Resultatet kan användas för kalibrering av konstitutivt samband.

Vad det gäller icke linjära förhållanden bör bergmassan betraktas som isotropt material och behandlas därefter. Det är svårt att utföra icke linjära beräkningar för anisotropa material. Den begränsande faktorn är framför allt brist på kunskap när det gäller materialbeteendet och indata för beräkningar. Den isotropa bergmassans icke linjära konstitutiva samband har samma form som det intakta bergets, betongens och brukets konstitutiva samband vilket behandlas i avsnitt 3.1.6.

### **3.3 Förankringsbultar och linor**

#### **3.3.1 Definition av stag**

De olika typerna av stag beskrivs i Kapitel 5. I detta avsnitt beskrivs enbart förankringsämnets egenskaper för modelleringssyfte.

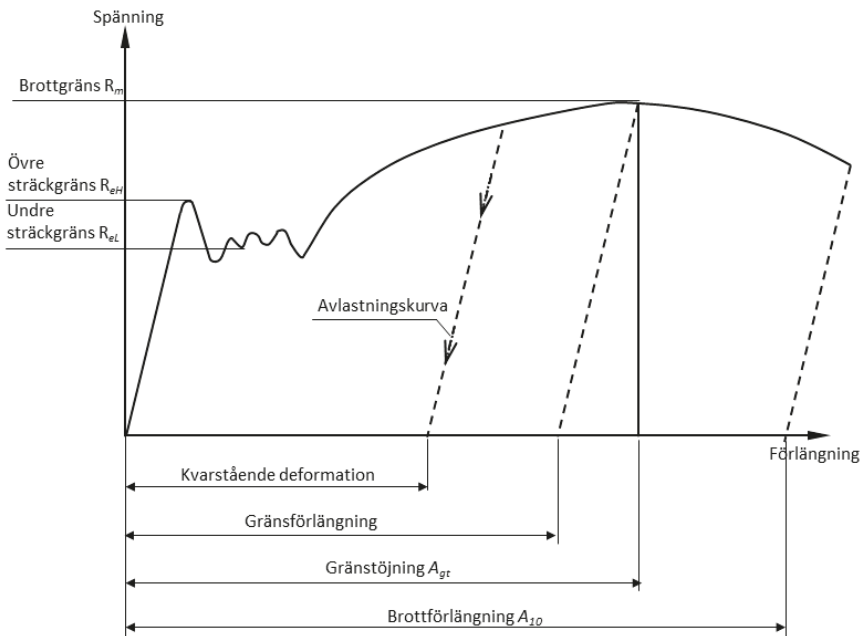
#### **3.3.2 Materialbeteende vid dragbelastning**

De ämnen som används för bultarna och linorna består antingen av segt/mjukt stål med tydlig flyttgräns eller kallbearbetat höghållfast stål. I de applikationer som gäller i denna rapport utsätts stagen (bultarna och linorna) för axiell dragning, samt skjuvspänningar när två ytor av en spricka eller materialgräns rör sig i motsatt riktning och drar med sig staget som passerar sprickan eller materialgränsen. I denna rapport bortses från skjuvspänningar. Det antas att spänningskoncentrationen mellan staget och berget/betongen leder till lokalt brott i berget/betongen vilket reducerar skjuvspänningarna.

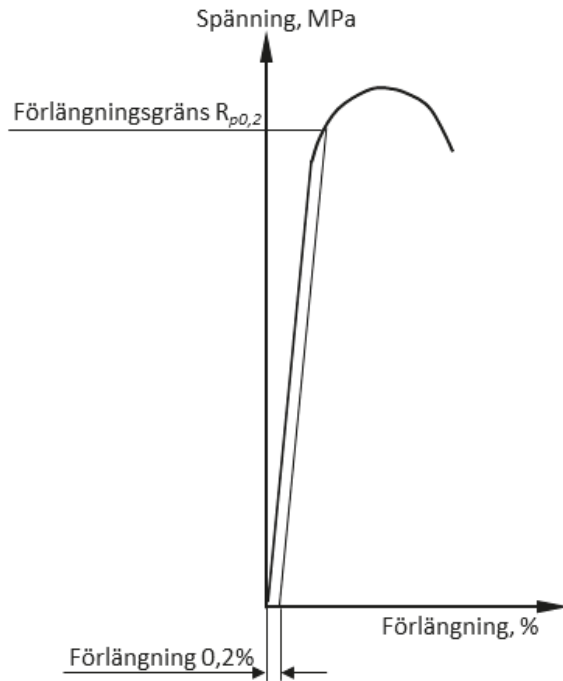
Inom förankringzonerna (d.v.s. i det område där skjuvspänningar uppstår mellan stag och bruk) blir skjuvspänningarna i staget relativt små och kan försummas, eftersom brukets hållfasthet är avsevärt mycket lägre än stålets. Det bör, dock, noteras att skjuvspänningar som orsakas av dymlingseffekten, där staget passerar en spricka eller övergångszonen mellan två material, kan bli höga. Därför, bör dymlingseffekten beaktas.

Figur 3-23 och Figur 3-24 visar spännings-töjningssamband för varmvalsat stål och kallbearbetat stål. Skillnaden mellan materialen är tydliga. Det varmvalsade stålet är mer töjbart än det kallbearbetade stålet, vilket gör det varmvalsade stålet segare. Det kallbearbetade stålet har däremot högre hållfasthet jämfört med det varmvalsade stålet.

Figur 3-25 visar spännings-töjningssamband för olika sorts armering, (SIS handbok 2 2002). Som framgår av figuren leder högre grad av kallbearbetning till mindre töjbarhet men ökad hållfasthet. Trådar som används för spännarmeringslinor är kallbearbetade och värmebehandlade, samt har en hållfasthet ( $R_m$ , definierad i Figur 3-23) på ca 1700 MPa.

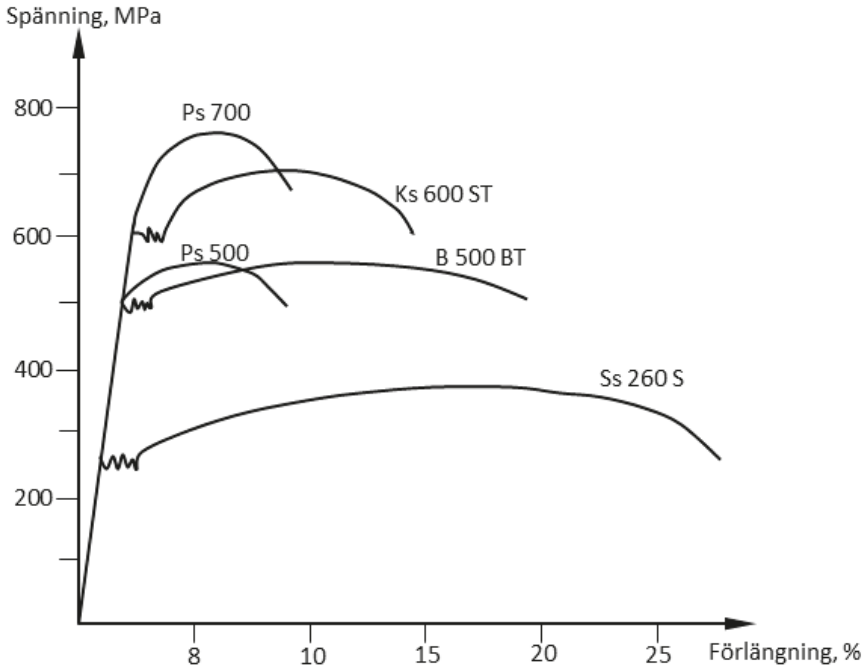


Figur 3-23 Spännings-töjningssamband för varmvalsat olegerat kolstål med måttligt kolhalt. Från (SIS handbok 2 2002).  
*The stress-strain relationship of the hot rolled mild steel with a moderate carbon content. From (SIS handbok 2 2002).*



Figur 3-24 Spännings-töjnings samband för kallbearbetat stål. Från (SIS handbok 2 2002).

*The stress-strain relationship of the cold worked steel. From (SIS handbok 2 2002).*



Figur 3-25 Spännings-töjningssamband för olika sorts armering. Från (SIS handbok 2 2002).

*The stress-strain relationship of different types of reinforcement.  
From (SIS handbok 2 2002).*

### 3.3.3 Brott Kriterier

Brottkriteriet är för varmvalsat stål är

$$\sigma_{ax} = R_{eL} \quad (3.3-1)$$

där  $R_{eL}$  är sträckgränsen enligt *Figur 3-23*, och  $\sigma_{ax}$  är axiell drag- eller tryckspänning. Om sträckgränsen överskrids flyter materialet och linjärelastiska förhållanden slutar att gälla. I sådant fall betraktas materialet som elastiskt-idealplastiskt material med konstant spänning (oberoende av töjning) som är lika med sträckgränsen.

Brottkriteriet är för kallbearbetat stål är

$$\sigma_{ax} = R_{p0,2} \quad (3.3-2)$$

där  $R_{p0,2}$  är sträckgränsen enligt *Figur 3-24*. Brott inträffar när sträckgränsen överskrids.

$R_{el}$  och  $R_{p0,2}$  skall inte förväxlas med sträckgränsen  $f_{yk}$  som används vid dimensionering av konstruktioner, utan de anger övergången från elastiskt till plastiskt tillstånd för ett elastiskt-idealplastiskt material.

### 3.3.4 Konstitutivt samband

Materiallets konstitutiva samband är enligt nedan:

$$\sigma_{ax} = E \cdot \varepsilon_{ax} \quad (3.3-3)$$

för  $\sigma_{ax} < R_{eL}$  (varmvalsat) ;  $\sigma_{ax} < R_{p0,2}$  (kallbearbetat)

$$\sigma_{ax} = R_{eL} \quad \text{för} \quad \sigma_{ax} > R_{eL} \quad (\text{varmvalsat})$$

$$\sigma_{ax} = 0 \quad \text{för} \quad \sigma_{ax} > R_{p0,2} \quad (\text{kallbearbetat})$$

där

$E$  = elasticitetsmodul [ $\text{N/m}^2$ ]

$\varepsilon_{ax}$  = axiell töjning [ $\text{m/m}$ ]

För varmvalsat stål har sträckgränsen valts som den spänning vid vilken materialet övergår från ett elastiskt tillstånd till ett idealplastiskt. Anledningarna är:

- Val av brottgräns, definierad enligt *Figur 3-23*, som gräns för övergången från elastiskt till idealplastiskt tillstånd leder till överskattning av stagets kapacitet (styvhet och håll) när det gäller att stabilisera en spricka eller övergången mellan två material, förhindra rörelserna hos en spricka eller materialgräns. Man kan, dock, välja ett värde mellan sträckgränsen och brottgränsen men det är svårt att ange väldefinierade värden.
- Val av brottgräns som gräns för övergången från elastiskt till idealplastiskt tillstånd leder till ökad osäkerhet. Speciellt när det gäller långtidseffekter och korrosion. Vidare, bör det konstitutiva sambandet kombineras med krav på gränstöjning, se arbetskurvan i *Figur 3-23*. Detta leder till ökat behov av noggrannhet vid beräkningar eftersom stagets plasticering vid passage genom sprickor och materialgränser bör modelleras, för att bedöma längden hos den sträcka inom vilken plasticeringen sker.

Anledningen till att sträckgränsen har valts som den spänning vid vilken materialet övergår från ett elastiskt tillstånd till ett idealplastiskt är materialets ringa töjningsmöjligheter. Att välja brottgränsen, som är en övergångsgräns, leder till stor osäkerhet.

## 3.4 Samverkan stag, bruk och berg

### 3.4.1 Inledning

*Figur 3-26* visar en schematisk bild av ett stag förankrat i berg. Staget är placerat i ett borrhål, som är injekterat med bruk. Snittet A-A kan vara markyta, symmetriplan eller zonen mellan berg och en betongkonstruktion förankrad i berg. Om staget belastas överförs krafterna via bruket till bergmassan, som med sin vikt och hållfasthet motverkar krafterna. Kraftöverföringen styrs av samverkan mellan stag och bruk samt mellan bruk och berg. Samverkan mellan bruk och berg styrs även av bergmassans egenskaper, t.ex. sprickor. Som framgår av figuren finns områden med intakt berg (b) och områden som innehåller spricka (c). Samverkan mellan bergmassa och stag styrs av hur de olika delområdena reagerar.

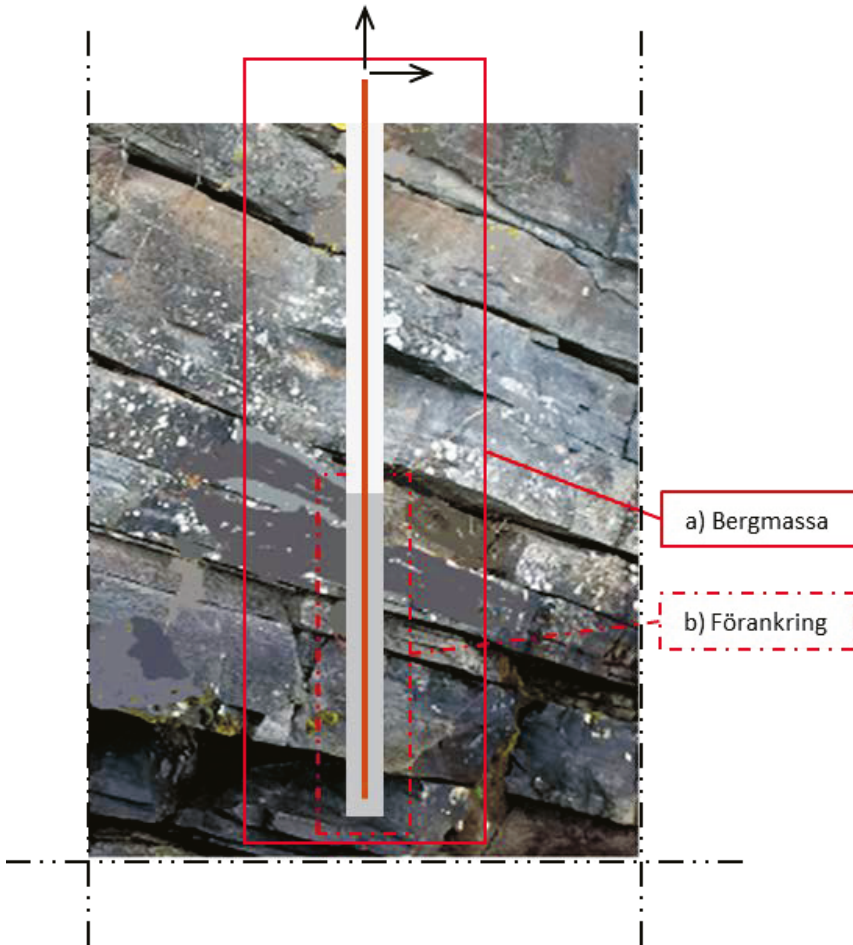
Utöver de nämnda effekterna förekommer områden med olika defekter, som kan uppstå under produktion (ofullständig injektering, snedställning av stag, m.m.) eller efter lång tid (urlakning av bruk, korrosion, m.m.). Defekterna kan påverka bärförmågan och kan vara avgörande för konstruktionens livslängd.

I Kapitel 5 presenteras olika typer av bultar och linor för förstärkning av berg och förankring. Så som framgår av Kapitel 5 förankras bultarna på olika sätt och förankring genom cementbrukinjektering är bara ett sätt bland några. Här beaktas bara förankring genom cementbrukinjektering.

*Figur 3-27* visar en spännkabel som är förankrad, med cementbruk, i sin inre ände i borrhålet. Den förankrade delen överför spännkrafterna till bergmassan.



Figur 3-26 Förankrad bult/stång i berg.  
*Anchored bolt in a rock.*



Figur 3-27 Förankrad spännkabel i berg.  
*Anchored prestressing cable in the rock.*

### 3.4.2 Samverkan mellan stag, bruk och intakt berg

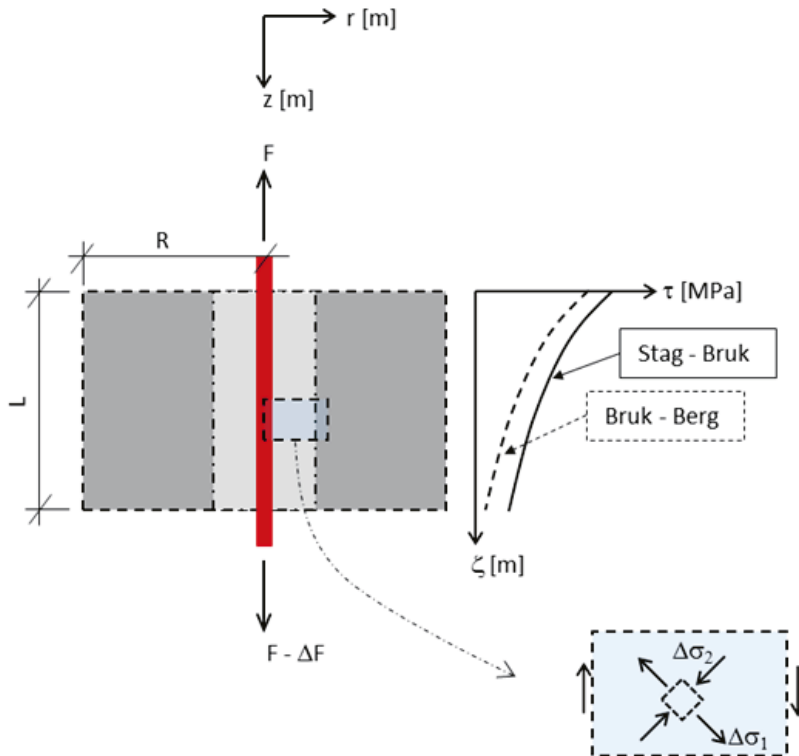
Figur 3-28 visar ett område med intakt berg som omger injekteringsbruk och ett stag. Området har det lokala cylindriska koordinatsystemet  $\zeta-r$ , där  $\zeta$  anger axelriktningen och  $r$  anger den radiella riktningen. Det lokala koordinatsystemets riktning sammanfaller med det globala systemets riktning,  $z-r$ , där  $z$  är avståndet från markytan, symmetriplan eller motsvarande. Benämningen stag representerar även bult och lina.

Inga sprickor antas förekomma initialt i berget inom området som beskrivs av  $L$  och  $R$ . Där  $L$  är längden i  $\zeta$ -riktning och  $R$  är radien. En del av den kraft,  $F$ , som bärs av staget



vid  $\zeta = 0$ , övergår till bruket och berget över sträckan  $L$ , så att vid  $\zeta = L$  reduceras stagets kraft med  $\Delta F$ . Här beskrivs enbart de krafter som överförs från staget till bruket och berget. Inom området  $L-R$  är både bruket och berget utsatta för spänningar härrörande från bergets initialspänningar, temperaturvariationer, vattentryck, massa av ovanpå liggande berg och konstruktioner, m.m. De spänningar som överförs från staget till bruket och det intakta berget adderas naturligtvis till de nämnda spänningarna.

Kraftöverföring från stag till bruk, liksom från bruk till intakt berg, sker genom skjuvspänningar. *Figur 3-28* visar schematiskt förändring av skjuvspänning ( $\tau$ ) längs med staget inom sträckan  $L$ . Skjuvspänningen mellan stag och bruk är högre än motsvarande mellan bruk och berg. Den främsta anledningen är att stagets omkrets är mindre än brukets omkrets, vilket medför att kraften fördelas på en mindre yta (per längdenhet i  $\zeta$ -riktning) inom området mellan stag och bruk, jämfört med området mellan bruk och berg.

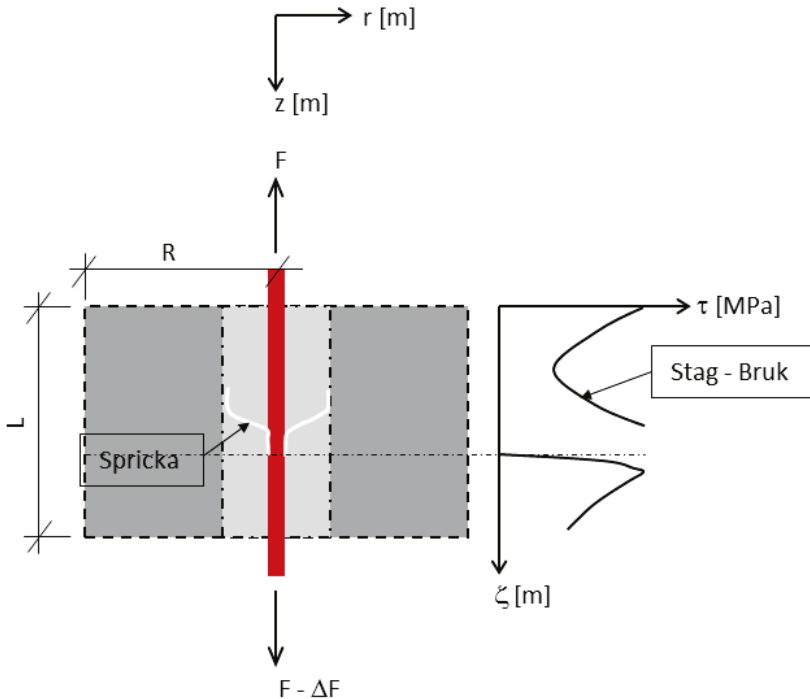


Figur 3-28 Spänningsöverföring från stag till injekteringsbruk och intakt berg.  
*Stress transfer from the bolt to the injection grout (mortar) and the intact rock.*

Överföring av kraft från stag till berg medför att spänningar uppkommer i bruket. *Figur 3-28* visar schematiskt de tillskott av huvudspänningar ( $\Delta\sigma_1$  och  $\Delta\sigma_2$ ) som kan upp-komma p.g.a. att bruket avlastar staget och överför lasterna till berget. Såsom beskrivs ovan adderas dessa spänningar till brukets initialspänningar, och huvudspänningarnas riktningar kan komma att förändras. Om brukets dragspänning överskrider, spricker bruket. Det är möjligt att sprickan först bildas i bruket, för att sedan propagera mot området mellan stag och bruk. Sprickan kan även propagera mot berget, och där avstannar den om det intakta berget är starkare än bruket. Sprickan propagerar inom området mellan bruk och det intakta berget om berget är starkare än bruket. Sprickan kan fortsätta att växa in i det intakta berget om det råder en stark vidhäftning mellan bruk och berg samt att berget inte är alldeles för starkt jämfört med bruket. Det bör dock noteras att mycket avgörs av det rådande spänningstillståndet i det intakta berget. Om det intakta berget är utsatt för tryckspänningar, som är vinkelräta mot sprickans tillväxtriktning så avstannar spricktillväxten när den möter berget.

När bruket spricker så avlastas bruket i området kring sprickan, och de spänningar som bärs av bruket fördelas mellan staget och det intakta berget. Fördelning av skjuvspänningar i området mellan stag och bruk förändras. *Figur 3-29* visar schematiskt, fördelning av skjuvspänningar längs med staget. Som framgår av figuren sjunker skjuvspänningen till noll, inom det spruckna området, men ökar igen. Inom det spruckna området ökar spänningarna i staget. Om sträckan  $L$  är tillräcklig lång kan flera sprickområden bildas. Även defekter som hålrum – i bruket, mellan bruk och berg samt mellan stag och bruk - påverkar sprickornas förekomst och riktning.

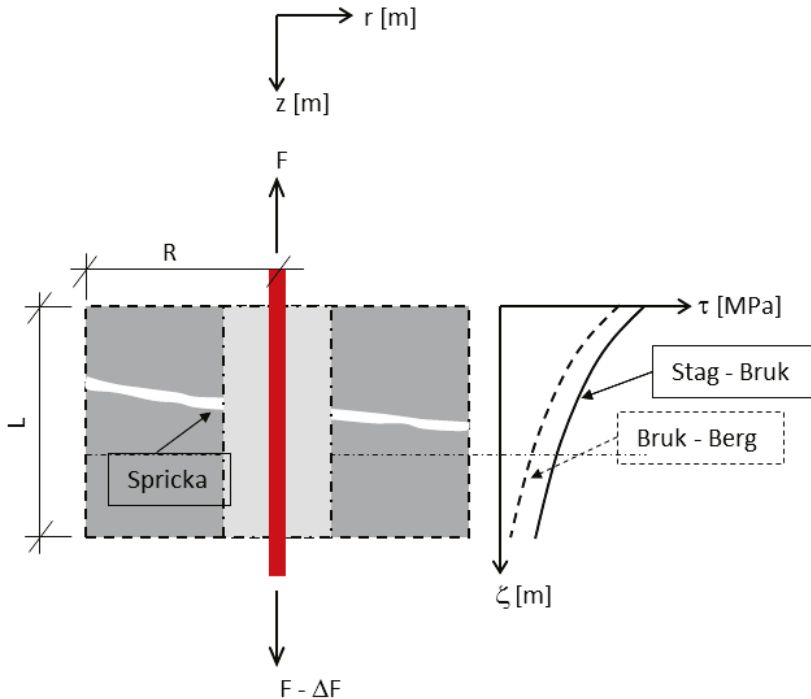
Samverkan mellan bruk och stag påverkas lokalt av typ av stag och stagets yta. Ett stag med slät yta behöver längre förankringssträcka än ett stag med präglad yta. Linor vrider sig om de utsätts för dragspänningar om de kringgjuts före uppspänningen vilket lokalt påverkar samverkan mellan stag och bruk.



Figur 3-29 Inverkan av spricka i injekteringsbruk på spänningsöverföring.  
*The influence of the crack in the grout on the stress transfer.*

### 3.4.3 Samverkan mellan stag, bruk och intakt berg i närvaro av spricka

Figur 3-30 visar ett stag som är ingjutet i bruk och intakt berg. Berget genomkorsas, dock, av ett sprickplan. De spänningar som kan uppstå i bruket styrs i hög grad av sprickans stabilitet. Om sprickan utvidgas i  $\zeta$ -riktning orsakar den spänningskoncentrationer i bruket och medför sprickbildning i bruket. När bruket spricker så avlastas både bruket och berget och all kraft överförs till staget, d.v.s. det är enbart staget som överför krafterna tvärs över sprickan. Sprickan orsakar diskontinuitet i kurvorna i Figur 3-30. Diskontinuiteten har inte ritats av följande anledning: Om berget är utsatt för höga tryckspänningar i förhållande till kraften  $F$ , utvidgas inte spricka i  $\zeta$ -riktning när staget blir draget. På grund av sprickans stabilitet uppstår inga spänningskoncentrationer i bruket. Det förutsätter, dock, att bergsprickan initialt inte är stor så att det påverkar områdets styvhet, vilket illustreras i figur 3.30.



Figur 3-30 Spänningsöverföring från stag till injekteringsbruk och intakt berg i närvaro av spricka i intakt berg.

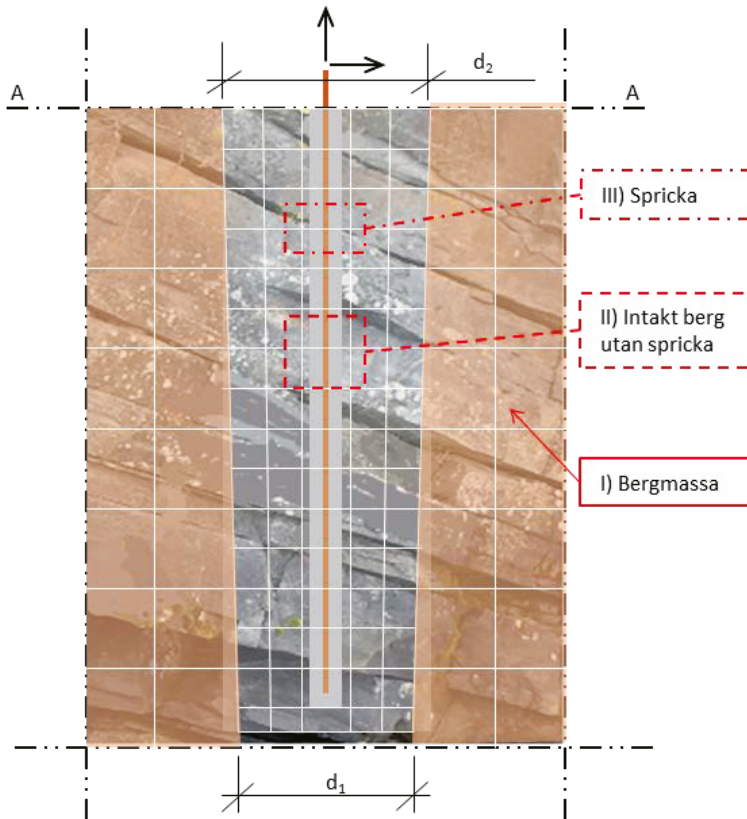
*Stress transfer from the bolt to the grout and the intact rock in the presence of crack in the intact rock.*

### 3.4.4 Samverkan mellan stag, bruk och bergmassa

Samverkan mellan stag, injekteringsbruk och bergmassa styrs av både det intakta bergets och de i bergmassan förekommande sprickornas egenskaper. Ju närmare staget och närmare markytan eller symmetriplan det betraktade området är desto större är inverkan. Ju längre bort från staget och längre bort från markytan eller symmetriplan det betraktade området är desto mindre blir inverkan. Inom områden som ligger nära staget bör man ta hänsyn till det intakta bergets och sprickornas egenskaper. Inom de områden som ligger längre bort behöver man inte ta hänsyn till de enskilda intakta partiernas och sprickornas specifika effekter, utan man kan formulera en medeleffekt (homogenisera materialet) som beskrivs genom bergmassans egenskaper, så som presenterades i avsnitt 3.2.4.

Figur 3-31 visar ett stag som är kringgjutet av bruk omgivet av berg med sprickor. Som framgår av figuren är två områden utmärkta. Det ena området är nära stag och bruk (det gråa området) och det andra området längre bort från staget (det bruna området). Inom

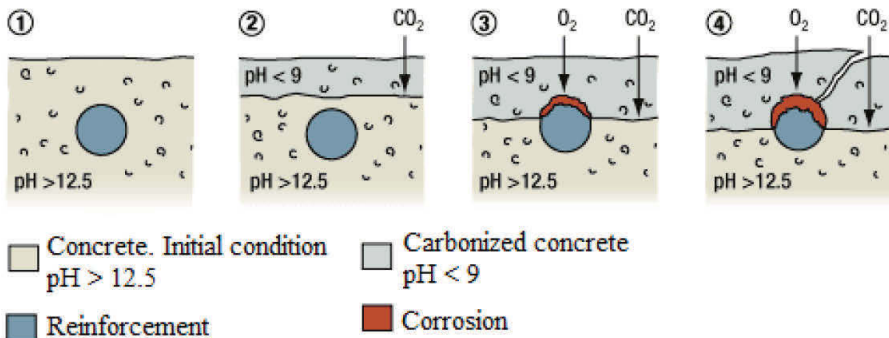
det gråa området är inverkan av det intakta bergets och sprickornas egenskaper på samverkan mellan berg och stag stor, medan inom det bruna området (bergmassan) minskar inverkan och man kan formulera en medeleffekt som beskriver bergmassans egenskaper. Man kan genom icke linjära modeller, sprickförhållandena och i kombination med experiment uppskatta värden för parametrarna  $d_1$  och  $d_2$ . Naturligtvis, typ av stag och dess längd har stor inverkan. När det gäller relativt korta stag behöver man ta hänsyn till sprickor och defekter som är i omedelbar närhet av staget och de delar som ligger längre bort kan beaktas som bergmassa. Förhållandena är annorlunda för långa stag. Det är större område med defekter och sprickor som måste beaktas.



Figur 3-31 Samverkan av stag, injekteringsbruk och bergmassa. Inom det gråa området är inverkan av det intakta bergets och sprickornas egenskaper på samverkan mellan berg och stag stor, medan inom det bruna området (bergmassan) minskar inverkan och man kan formulera en medeleffekt som beskriver bergmassans egenskaper.  
*The interaction between the bolt, grout and rock mass. Within the grey are the influence of the properties of the intact rock and the fractures on the interaction between the rock and the bolts is high, while in the brown area (rock mass) reduces the effect and one can formulate an effect derived on the basis of the average rock mass properties.*

## 4 BESTÄNDIGHET OCH NEDBRYTNING

Nedbrytning av stålet i bergbultarna eller av omkringliggande cementinjektering kan potentiellt reducera bärförmågan hos ingjutna förankringar. Den svåra frågan är dock att kvantifiera hur mycket detta kan inverka på bergbultarnas bärförmåga. Ett exempel på hur korrosion av armering uppträder till följd av karbonatiseringen av betongmaterial, illustreras i *Figur 4-1*.



Figur 4-1 Illustration av nedbrytning av ingjutet stål p.g.a. karbonatisering och korrosion. From (Nsiab 2017)  
*Illustration of degradation of embedded steel due to carbonatization and corrosion. From (Nsiab 2017)*

En hel del forskning har genomförts kring korrosion hos stål och till viss del även avseende den positiva inverkan som den alkaliska miljön från cementbruket har mot korrosionen. En övergripande sammanfattning av de slutsatser som framkommit inom detta område finns beskrivet i avsnitt 4.1.

Forskning avseende nedbrytningen av cementinjektering är dock inte lika omfattande, men erfarenheter kan dock dras från nedbrytningsprocesser i andra cementbaserade material så som betong och sprutbetong. Det finns dock ett flertal publikationer som behandlar detta och en övergripande sammanfattning av dessa finns beskrivet i avsnitt 4.2.

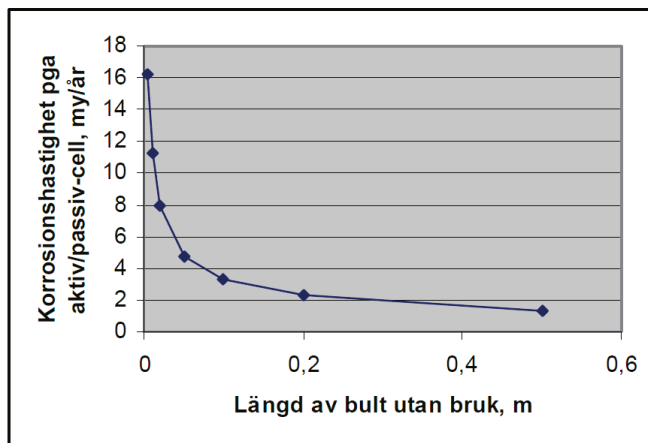
### 4.1 Stål

Korrosion i vattenlösningar kan initieras i stål genom

- (1) en elektrokemisk process med bildande av en passiv/aktiv cell.
- (2) på grund av vattnets aggressivitet

I normala grundvatten krävs löst syrgas i vattnet för att nämnvärd korrosion ska uppstå på kolstål, enligt (Windelhed et.al. 2002). Påtaglig korrosionshastighet får man dock inte förrän pH-värdet sjunkit till ca 4 enligt (Linder 1984).

Det kan därmed konstateras att för fullständigt ingjutna bergbultar uppstår ingen korrosion, enligt (Windelhed et.al. 2002). Däremot, om bulten har en ofullständig kringgjutning med cementbruk kan korrosion uppstå i de blottlagda delarna av bulten. Den elektrokemiska processen leder dock till en mycket låg korrosionshastighet ( $< 16 \mu\text{m}/\text{år}$  enligt Figur 4-2) vilket är lägre än den korrosion som kan uppstå på grund av vattnets aggressivitet. (Windelhed et.al. 2002).



Figur 4-2 Korrosionshastighet p.g.a. passiv/aktiv cell som funktion av frilagd bultlängd. Från (Windelhed et al. 2002)  
*Corrosion rate due to passive/active cell as a function of the length of the exposed part of the bolt. From (Windelhed et al. 2002)*

Korrosionshastigheten varierar starkt med vattensammansättningen. Korrosion kan uppstå dels genom den allmänna korrosionen eller genom gropfrätning. För en lastbärande bergbult är dock den allmänna korrosionen ett mer representativt mått. Korrosionshastigheten för stål i sötvatten kan generellt uppskattas ligga inom intervallet 10 – 70  $\mu\text{m}/\text{år}$ , och för svenska älvar på ca 50  $\mu\text{m}/\text{år}$  enligt (Windelhed et.al. 2002) och ca 30  $\mu\text{m}/\text{år}$  enligt Vattenfalls bedömningar.

I arbetet av (Hellgren et.al. 2017), har 30 000 mätprover från 2003 mätstationer i Svenska älvar använts för att beräkna korrosionshastigheten enligt den Tyska standar-



den (DIN 50929 del 3). Resultatet från denna analys visar att vid en log-normalfördelning fås ett medelvärde på korrosionshastigheten som motsvarar ca  $20 \mu\text{m}/\text{år}$  med en standardavvikelse på  $5 \mu\text{m}/\text{år}$ .

Samtliga ovanstående fall visar på en relativt låg korrosionshastighet för stålbulvar på grund av vattnets aggressivitet. Detta har även bekräftats vid flera fall då installerade bergbulvar har frilagts vid t.ex. renovering av anläggningar.

Enligt (Bogdanoff 2013), observerades korrosionsangrepp på 199 av 1400 bulvar vid renoveringsarbetet vid Vindötunneln. I flesta fall inträffade denna korrosion vid bergytan eftersom det är störst risk för syresatt vatten vid denna sektion. Det är dessutom i detta snitt som bulven riskerar att utsättas för avgaser, fukt och salter från vägbanan vid vägtunnlar.

Samtliga fall som har hittats i litteraturen där gamla ingjutna bulvar inspekterats i vattenkraftsanläggningar i samband med renovering/rivning visar på obetydlig korrosion av bulvarna trots att dessa varit i bruk i ca 50 år, se t.ex. (Ljungberg 2016) och (Larsson 2008).



Figur 4-3 Exempel på låg grad av yttlig korrosion på en 50 år gammal bergbult. Från (Ljungberg 2016).

*Example of low degree of superficial corrosion on a 50 year old rock bolt, from (Ljungberg 2016).*

## 4.2 Cementinjektering

Cementinjekteringen har till syfte att förankra bergbulten till berget och för att skydda stålet från korrosion. En eventuell nedbrytning skulle kunna leda till att båda dessa funktioner blir nedsatta.

Enligt (Windelhed et.al. 2002), sker ingen vattengenomträngning i sprickfritt bruk vid ett  $vct < 0.6$ . Generellt, definieras att sprickor med en sprickvidd  $> 0.2$  mm leder vatten, detta beror dock på vattentryckets storlek. För att sprickorna skall kunna leda vatten måste de vara kontinuerliga eller bilda ett kontinuerligt nätverk.

Nedbrytningsmekanismer för cementbaserade material beskrivs utförligt i t.ex. (Windelhed et.al. 2002) och sammanfattas endast övergripande i föreliggande avsnitt.

De olika nedbrytningsmekanismerna av cementinjektering kan orsaka några av följande principiella materialbeteenden;

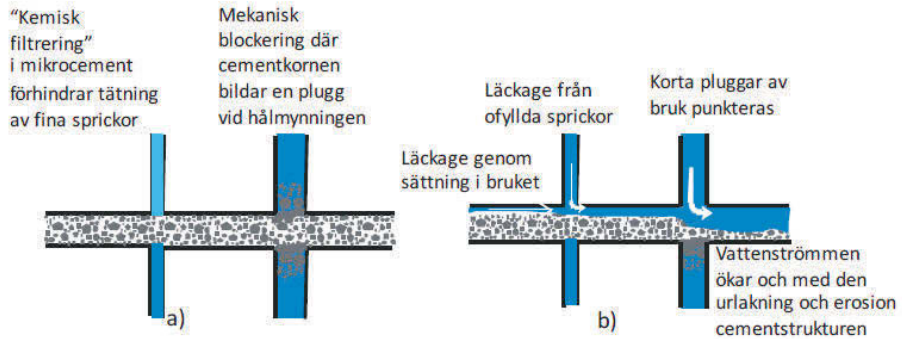
- Materialförlust p.g.a. vattenflöde (separation, erosion och/eller urlakning)
- Krympning (plastisk, kemisk, uttorkning och/eller avvattning)
- Svällning (ASR, kemisk, frost och/eller sulfatangrepp)

Svällning av cementbruk kring en ingjuten förankring förväntas leda till tätning av eventuella sprickor alternativt förtätning av cementpastan. Mekanismer som orsakar detta beteende kan därmed enligt (Windelhed et.al. 2002) anses vara gynnsamma för injekterade bergbultar, med eventuellt undantag för bruket närmast mynningen.

Krympning av cementbruket kan ha negativ inverkan på förankringens bärförmåga och beständighet. Krympningen kan ske av olika orsaker (se t.ex. ovan) men den vanligaste orsaken är p.g.a. uttorkning, men även kemisk (autogen) uttorkning kan uppstå om man inte tillför vatten. Volymändringen p.g.a. krympning är större hos cementinjektering endast baserad på cement och vatten än i betong då ballastpartiklarna ger en inre stabilitet, (Windelhed et.al. 2002). Vid användning av låga vatten-cement-tal ( $vct$ ) blir uttorkningskrympningen lägre eftersom en del av cementkornen kommer att fungera som ballastpartiklar, dock fås högre kemisk uttorkning vid fall med låga  $vct$ .

Materialförlust på grund av vattenflöde, kan uppstå på grund av t.ex. vattenflöde vid gränssnittet mellan berg och betong eller vid sprickor i berget. Bergbultar installeras dock ej normalt i borrhål med inflödande vatten. Penetrativ urlakning har potential att orsaka signifikant nedbrytning av cementinjekteringen eftersom urlakningen mjukar upp cementbruket som därefter eroderas bort på grund av vattenströmmarna.

Den penetrativa urlakningen styrs av hydraulisk gradient, porositet och sprickighet, enligt Lagerblad (2007). En illustration av hur urlakningen kan leda till erosion där korn i bruket eroderas bort visas i *Figur 4-4*. Detta kan uppstå då det sker ett läckage in från ofyllda korsande sprickor. Sprickplan som eventuellt korsar bultens borrhål kan riskera att ej fyllas dels om sprickan är för tunn (typiskt  $< 80 \mu\text{m}$  enligt (Eriksson och Stille 2005)) men även vid grövre sprickor om cementkornen orsakar valv-/pluggbildning.



Figur 4-4 Illustration av hur urlakning kan leda till erosion av bruket. Från (Bogdanoff 2013).

*Illustration of how leaching may result in erosion of the grout. From (Bogdanoff 2013).*

Erosion av bruk på grund av urlakning förväntas dock att leda till försvagning i begränsad omfattning, och det bedöms därför som orimligt att detta skulle leda till att hela bergbulten förlorar sin vidhäftning, (Li och Lindblad 1995), (Grandia 2010), (Bogdanoff 2013).



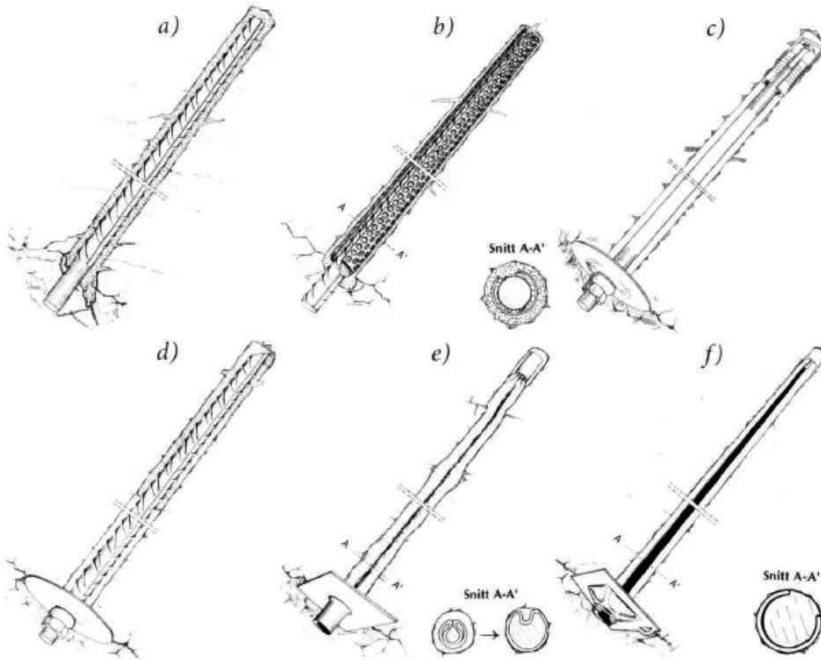
## 5 FÖRANKRING AV BETONG MOT BERG SAMT BERGFÖRSTÄRKNING

### 5.1 Inledning

I (Hoek 2006) skiljer man mellan bergbultar (*Rockbolts*) och dymlingar (*Dowels*). Bergbultar utgörs normalt av stålstång som ändförankras i borrhålet genom mekanisk eller kemisk metod och spänns med en mutter mot en platta på utsidan av borrhålet. Bergbultar efterspänns alltid vid installationen. Vid korttidsanvändning kan borrhålen lämnas oinjekterade, men vid längre användning injekteras borrhålen med bruk. Dymlingar utgörs av ospänd stång som fästs mot borrhålet antingen genom bruk eller genom friktion. De ingjutna bultarna utgörs normalt av kamjärn som trycks i ett borrhål som är fyllt med bruk. Långa bultar placeras först och sedan kringgjuts med bruk. I (Lindblom 2010) motsvarar benämningarna ”*Förspänd bergbult*” respektive ”*Slakbult*” benämningarna ”*Rockbolts*” respektive ”*Dowels*”. Nedan används benämningar enligt (Lindblom 2010). Det förekommer även Spännkablar. Förankringarna kan indelas i följande grupper:

- Ingjutna bultar (slakbultar)
- Förspända ändförankrade bultar
- Friktionsbultar
- Spännkablar

*Figur 5-1* visar några vanliga förspända bultar och slakbultar.



Figur 5-1 Några vanliga förspända bultar och slakbultar. Från (Lindblom 2010).  
 a) Helingjuten, b) Perfo, c) Expander, d) Epoxi, e) Swellex, f) Split Set.  
*Some common prestressed rockbolts and dowels. From (Lindblom 2010).*

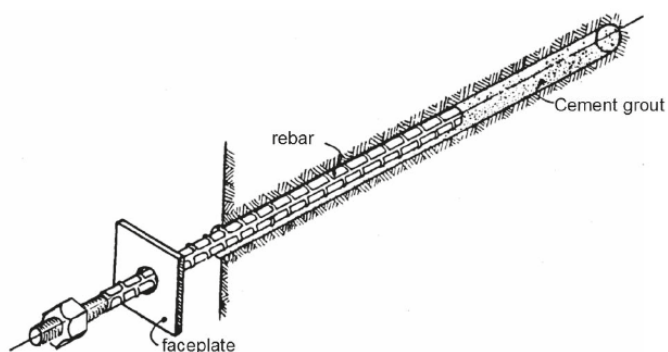
## 5.2 Ingjutna bultar (slakbultar)

Slakbultar är utan förspänning. De används för permanent förstärkning och kringgjutning. Kringgjutningen skyddar bulten mot korrosion. Slakbultar är spänningslösa, men börjar bära last när bergmassan deformeras, sprickan som de överbryggar vidgas eller den mot berget spända betongmassan rör på sig, *Figur 5-1a*, *Figur 5-1b* och *Figur 5-2*.

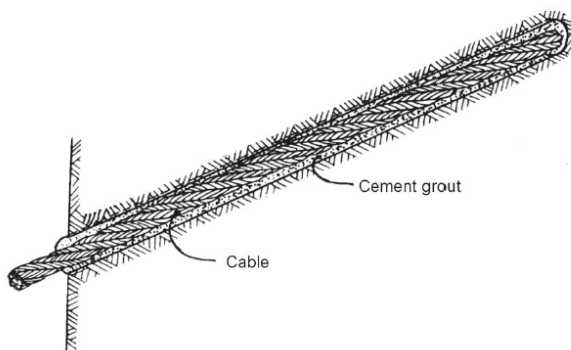
Det vanligaste monterings sättet är att ett borrhål fylls med cementbruk, med tjock konsistens ( $v_{ct} = 0,28 - 0,35$ ), genom en slang som förs in i hålet. Slangen dras ut samtidigt som bruket trycks ut i hålet. Därefter, trycks slakbulten in i hålet. Slakbulten är vanligen kamstål av vanligt stål eller höghållfast stål. *Figur 5-1b* visar ett annat monterings sätt för slakbult. I Perfo-metoden läggs brukets mellan två perforerade rörhalvor, som förs in i borrhålet. Därefter trycks slakbulten in i bruket.

Naturligtvis, är de ovan nämnda monteringsmetoderna inte tillämpbara för långa slakbultar. Långa bultar kan inte tryckas in i bruket, utan de måste först läggas in i hålet och kringgjutas efteråt.

I vissa tillämpningar krävs att bulten är deformierbar och flexibel. I sådana fall används linor istället för slakbultar, *Figur 5-3*. Linor, liksom slakbultar läggs in i ett borrhål och sedan kringgjuts, injekteras, med bruk. Val av injekteringsmetoden och brukets konsistens görs med hänsyn till linans eller bultens orientering. Dessa problemställningar har kortfattat diskuterats i (Hoek 2006).



Figur 5-2 Cementinjekterad bergbult av kamstång. Från (Hoek 2006).  
*Grouted rockbolts made of ribbed bars. From (Hoek 2006).*

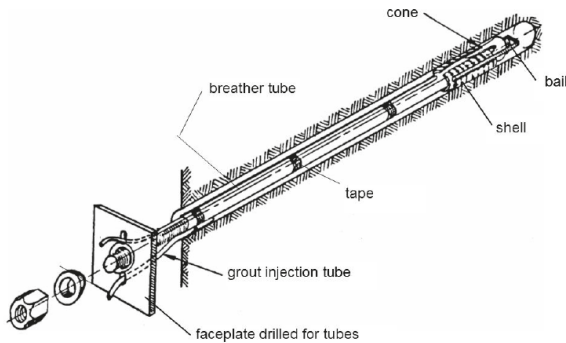


Figur 5-3 Cementinjekterad lina som kan användas i stället för kamstång där man vill ha böjlig förankring. Från (Hoek 2006).  
*Grouted wires, which can be used instead of ribbed bars in the cases when the flexible anchors are needed. From (Hoek 2006).*

### 5.3 Förspända ändförankrade bultar

En förspänd bergbult monteras och förankras i bultens inre ände. Förankringen sker antingen på mekaniskt eller på kemiskt sätt, *Figur 5-1c* och *Figur 5-1d*. Den mekaniska förankringen åstadkoms genom slitskil (en äldre metod) eller expander. Den kemiska förankringen åstadkoms med hjälp av lim.

*Figur 5-4* visar en bult som förankras i sin inre ände med expander. Bultens yttre ände är gängad och späns mot en bricka. Bulten blir dragen samtidigt som den utövar tryckspänningar mot berget. Bultpaketet kan, så som visas i figuren, även förses med anordning för injektering av cementbruk. Fördelen med den här typen av förankring/förstärkning är att förspänningen och förstärkningseffekten åstadkoms snabbt medan cementinjekteringen står för den långsiktiga effekten. De mekaniska förankringarna är känsliga mot vibrationer och kan lossna med tiden. Injekteringsbruket åstadkommer långtidsstabilitet hos bulten och skyddar dessutom bulten mot korrosion.



Figur 5-4 Beståndsdelar av mekanisk förankrad bergbult förbered för injektering. Från (Hoek 2006).

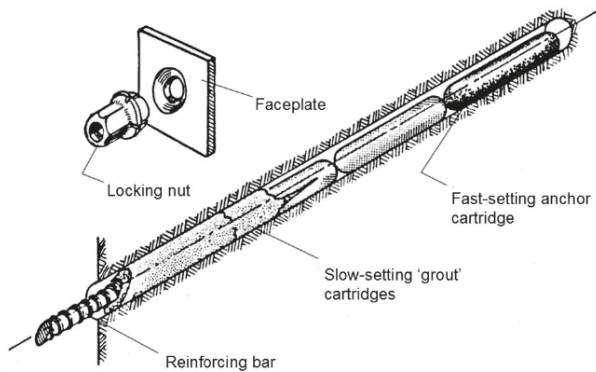
*Elements of mechanical anchored rockbolts prepare for grout injection. From (Hoek 2006).*

*Figur 5-5* visar en limförankrad bergbult, med snabbt härdande lim (polyester) vid bultens inre ände och långsamt härdande lim (epoxi) i övriga delar, som härdar efter genomförd förspänningen. Det snabbt härdande limmet åstadkommer en snabb förankring och snabb förstärkning när bulten späns. Det långsamt härdande limmet har långtidseffekter såsom ökad förankring och skydd mot korrosion.

Utöver de nämnda effekterna är det injekterade cementbruket och det långsamt härdande limmet nödvändiga när bulten passerar flera sprickzoner. Bruket och det långsamt härdande limmet medför en bättre och sammanhängande förstärkning av det spruckna berget.



Cementpasta kan också användas för förankring av bultens inre ände, men hårdnandet sker långsammare än limmet.



Figur 5-5 Limförankrad bergbult, med snabbt härdande lim vid ändförankringen och långsamt härdande lim i övriga delar, som härdar efter genomförd förspänningen, Från (Hoek 2006).

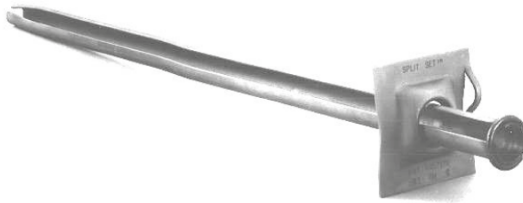
*Resin anchored rockbolt, with fast setting resin at the end of the anchor and the slow setting resin in the other parts, which hardens after prestressing of the rockbolt. From (Hoek 2006).*

## 5.4 Friktionsbultar

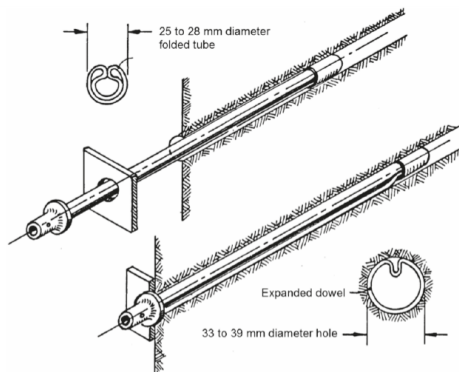
I friktionsbultar trycks bultens mantel mot borrhålet. Två olika typer av friktionsbultar visas i *Figur 5-6* och *Figur 5-7*. Friktionsbultar klassas som slakbult i (Hoek 2006), men enligt (Lindblom 2010) kombinerar friktionsbultar slakbultars och förspända bultars verkningsätt.

Split Set består av en C-formad tub som trycks in i ett borrhål vars diameter är något mindre än tubens. I radiell riktning fungerar tuben p.g.a. sin utformning som en fjäder. När tuben trycks in i borrhålet trycks den ihop i radiell riktning, vilket medför att tuben utövar tryckspänningar mot borrhålets väggar och bulten fäster p.g.a. friktionskrafter.

Swellex är ett ihopvecklat stålrör som förs in i borrhålet, *Figur 5-7*. Med ett högt vatten-tryck vecklas röret ut och pressas mot borrhålets väggar. Bärförmågan åstadkoms genom en kombination av axiell spänning (genom att materialet genom en kontraktion förkortas vid utvidgning) och friktion mot borrhålets väggar, (Lindblom 2010).



Figur 5-6 Split Set friktionsbult. Från (Hoek 2006).  
*Split Set friction bolt. From (Hoek 2006).*



Figur 5-7 Swellex friktionsbult. Från (Hoek 2006).  
*Swellex friction bolt. From (Hoek 2006).*

## 5.5 Last-deformationssamband för olika förstärkningar

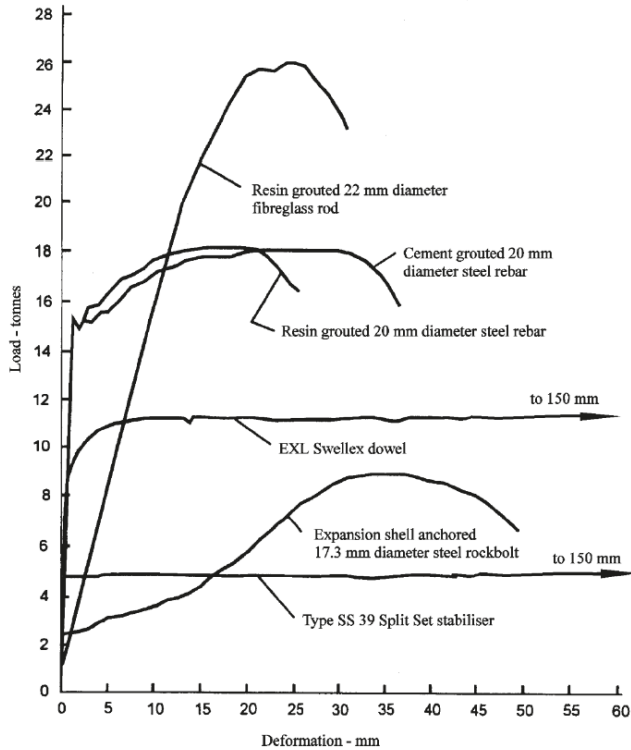
Figur 5-8 visar last-deformationssambanden från provningar utförda av Stillborg vid Luleå tekniska universitet, ur (Hoek 2006). Vid provningarna användes provkroppar av armerad höghållfasthetsbetong med en tryckhållfasthet på 60 MPa. Bultarna monterades i hål som hade borrats på samma sätt som det görs i praktiken.

Högsta brottnlasten hade en liminjekterad stång av glasfiberarmerad polymer. Som framgår av figuren initieras ett vidhäftningsbrott mellan glasfibern och limmet redan vid 1,5 ton. Vidhäftningsbrottet fortsätter tills det slutliga brottet inträffar vid 26 ton. Brottet är sprött och hela processen vittnar om ett otillförlitligt och instabilt beteende. Däremot

kan segare och stabilare beteende observeras hos cementbruk- och liminjekterad stålstång. Vid ca 15 ton observeras en liten minskning av lasten, som orsakas av att stålet uppnår sträckgränsen. Båda injekteringsmaterialen leder till samma brottlast, vilken styrs av stångens hållfasthet. Skillnaden i deformationsförmågan beror på att lim är starkare än cementbruk, vilket leder till att brottzonen hamnar närmare borrhålets yttre ände.

Båda friktionsbultarna (Split Set och Swellex) uppvisar det typiska sambandet mellan glidning och friktionskraft. Swellex bulten börjar glida vid ca 9 ton medan Split Set bulten vid 5 ton. Nackdelen hos friktionsbultar jämfört med de injekterade stålstångerna är att friktionsbultarna saknar deformationshårdnande egenskaper. Relativ måttliga rörelser och konstant belastning kan leda till brott hos de friktionsbultarna medan det krävs lastökning för att brott processen skall kunna fortsätta hos de injekterade bultarna.

Den ändförankrade bulten med expander (Expansion shell anchored rockbolt) uppvisar ett segt brottbeteende. Vid 2,5 ton börjar bultbrickan att lyftas och brott processen initieras vid ca 8 ton, genom att konen dras ut från kilen.

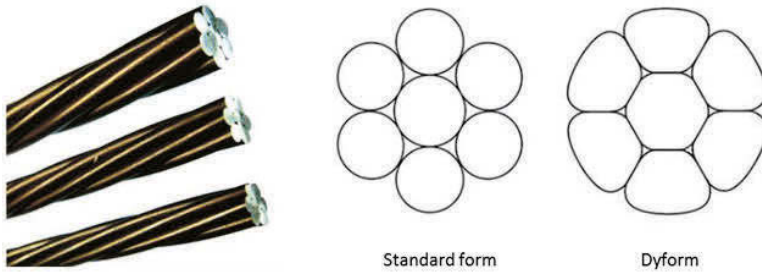


Figur 5-8 Last-deformationssamband från provningar utförda av Stillborg vid Luleå tekniska universitet. Från (Hoek 2006).  
*Load displacement relationship of tests performed by Stillborg. From (Hoek 2006).*

## 5.6 Spännkablar

Kablar används som förstärkning, stöd och förankring. Kablar placeras i borrhål och sedan injekteras borrhålet med cementbruk. Det finns olika typer av kablar men nedan beskrivs enbart två system, BBRV (Birkenmaier, Brandestini and Ros type V) och VSL (Vorspann System Losinger).

En spännkabel består av flera linor som in tur består av ståltrådar. Stållinorna är slagna av 7 trådar (6 yttertrådar över en kärntråd), *Figur 5-9*. Kärntrådens diameter är ca 2 % större än yttertrådarna. Stållinorna kan vara utan skydd eller vara plastat alternativt infattat och plastat utförande.



Figur 5-9 Stållinor är slagna av 7 trådar (6 yttertrådar över en kärntråd). Dyform är en dragen/kompakterad lina för att få högre hållfasthet och mindre diameter.

*Steel strands consist of 7 wires (6 outer wires and a core wire).*

*Dyform strands are stretched and compacted to get higher strength and smaller diameter.*

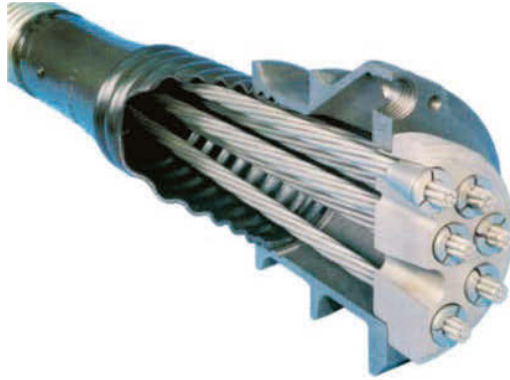
BBRV använder både vajrar och linor i spännkablar (Krishna, 2007), *Figur 5-10*. Systemet med vajrar består av flera parallella höghållfasta vajrar som är förankrade i ankarstycket genom kall-formade ändeknappar. Systemet med linor består av flera parallella linor som förankras i ankarstycket genom konformade kilar.



Figur 5-10 BBRV system med spännkablar av vajrar och linor. Från (Krishna, 2007).

*BBRV systems with cables made of wires and made of strands. From (Krishna, 2007).*

VSL-systemet använder bara linor. VSL producerar kablar med olika antal av linor som kan vara över 50 stycken för vissa applikationer. I VSL-systemet förankras linorna i ankarstycket genom konformade kilar.

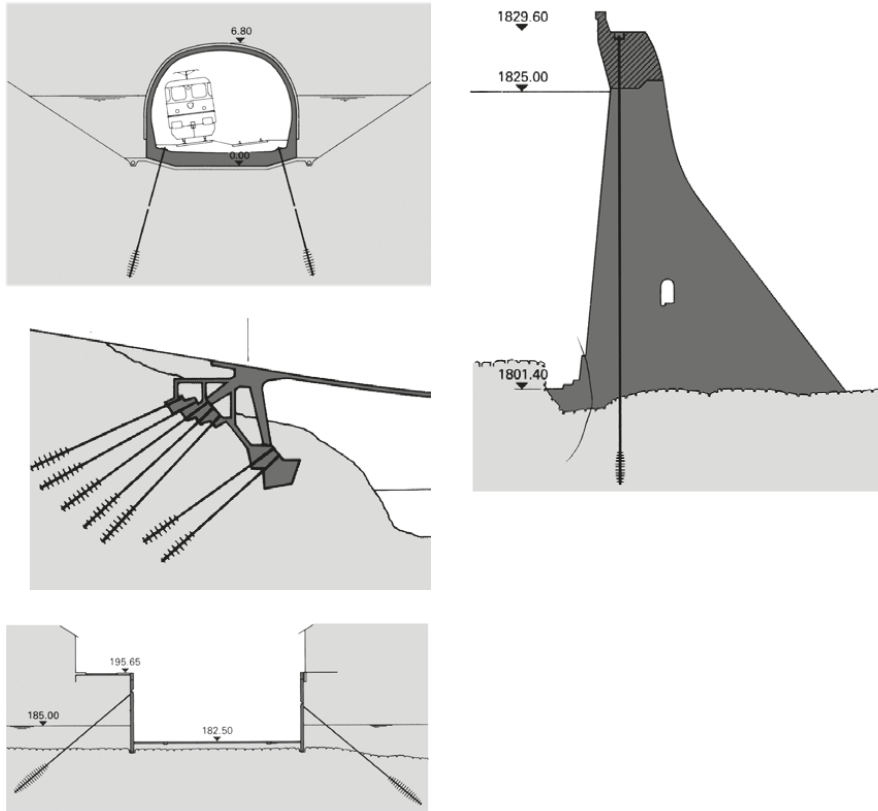


Figur 5-11 VSL Multi-plane förankringssystem med linor och kabelrör. Från (FHWA-NHI-13-026).  
*VSL Multi-plane anchoring system with strands and ducts. From (FHWA NHI 13 026).*

Spännkabeln placeras i ett kabelrör och dess inre ände förankras. Därefter, dras kablarna till önskad lastnivå (förspänningsnivå) och förankras. Spännkablarna måste skyddas mot korrosion. Skyddet kan åstadkommas på följande sätt:

- 1 Kabelröret injekteras med cementbruk, som bildar en alkalisk miljö kring linorna.
- 2 Kabelröret fylls med fett, som skyddar linorna mot inträngande syre och fukt.
- 3 Torr luft cirkulerar i kabelröret och bildar en torr miljö runt linorna.
- 4 Linorna kan vara plastade alternativt infettade och plastade.

Bortsett från det fall där kabelröret injekteras med cementbruk, kan kablarnas spännkraft kontrolleras och efterspännas vid behov. *Figur 5-12* visar exempel på olika applikationer av spännkabelsystem. (Spännteknik SLF AB).



Figur 5-12 Exempel på spännkabelapplikationer. Från (Spännteknik SLF AB).  
*Examples of prestressed cable applications. From (Spännteknik SLF AB).*





## 6 PROVNINGSMETODER

Detta kapitel behandlar mycket kortfattat de *in-situ* provningsmetoder som kan användas för att undersöka den bergmassa förankringar sitter i eller avses installeras i. Mot den bakgrunden är det främst metoder som kan ge information om bergets skiktning, sprickor, spänningsförhållanden och E-modul som är relevanta. Området kan delas upp i metoder för att från ytan bedöma bergets egenskaper respektive metoder användbara i borrhål.

Framställningen baseras på en tidigare rapport för ELFORSK (Ekström 2013).

### 6.1 Metoder användbara på / från bergytan

#### 6.1.1 Bedömning av bergets status med hjälp av seismik

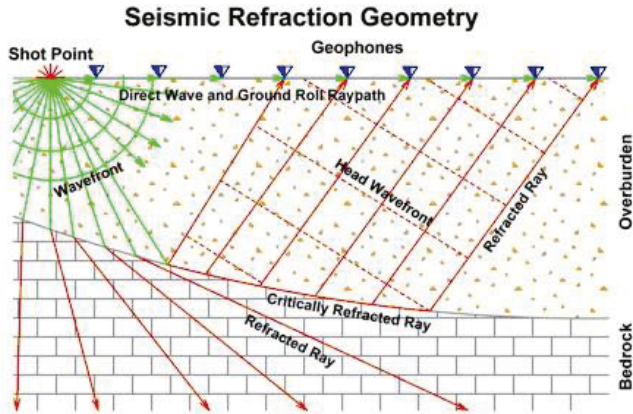
*-Principiell beskrivning av mätmetoden:*

Med seismik avses undersökning av ett objekt med lågfrekventa mekaniska vågor, typiskt i intervallet 50-500 Hz.

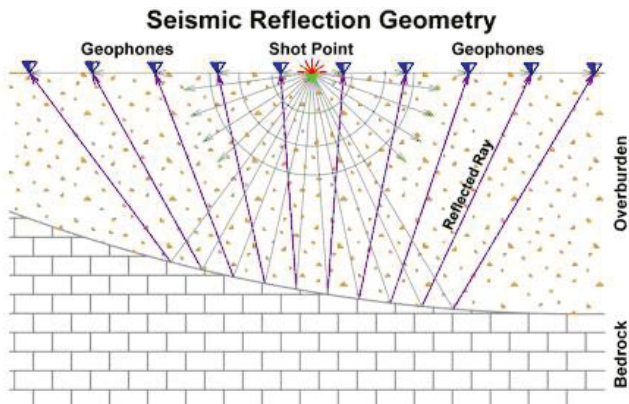
*-Fysikalisk princip:*

Principen är densamma som för transmissionsmätning med ultraljud. Ljudvågor alstras i en punkt och registreras i andra punkter. Vid refraktionsmätningar registreras vågornas ankomsttid som funktion av avståndet från skottpunkten och man studerar hur hastigheten varierar mellan geofonerna, se *Figur 6-1*.

Vid reflektionsmätningar används mer högfrekventa geofoner och man studerar reflexer som kommer nedifrån upp mot markytan, se *Figur 6-2*.



Figur 6-1 Seismisk Refraktionsmätning. Man kan bestämma lagertjocklekar och gånghastigheter i de olika lagren. De senare indikerar bergkvaliteten. Vanligt förekommande vid markundersökningar.  
*Seismic refraction measurement. It is possible to calculate layer thicknesses and velocities in the different layers. Velocities indicate rock quality. Common method in ground surveys.*



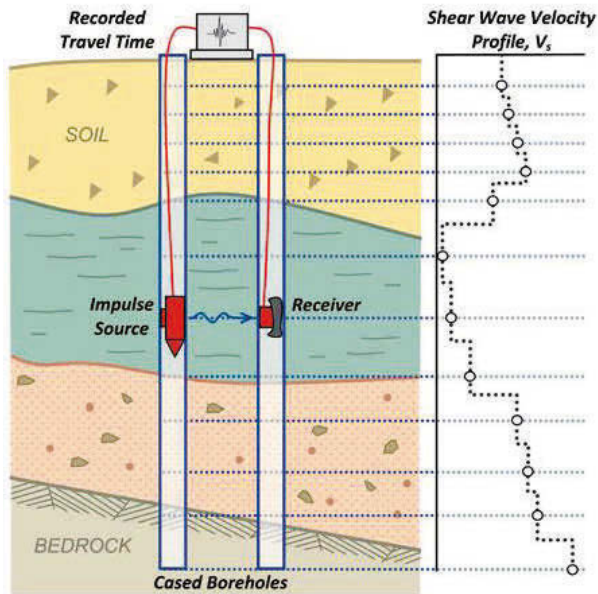
Figur 6-2 Seismisk reflexionsmätning. Man kan bestämma lagerföljder. Sällsynt använd vid markundersökningar på ringa djup. Vanlig vid oljeprospektering.  
*Seismic reflection measurement. It is possible to determine the layer sequence. Rarely used for shallow ground surveys. Common in oil prospecting.*

*-Materialegenskap som mäts:*

Den egenskap man mäter är hastigheten för mekaniska vågor i materialet och avståndet till diskontinuiteter i denna hastighet. Olika material har olika hastigheter för mekaniska vågor. Beroende på tvärkontraktionstalets värde har skjuvvågor lägre hastighet än kompressionsvågor.

*-Vilka egenskapsförändringar kan detekteras:*

Det är möjligt att bestämma variationer i bergkvalitet längs en sträcka, men det går inte att bestämma hållfasthetsvärden, då det finns flera obekanta. Bergmassans mekaniska egenskaper under en damm kan bedömas genom s.k. cross-hole mätningar, se *Figur 6-3*. Det kräver att man har tillgång till två borrhål.



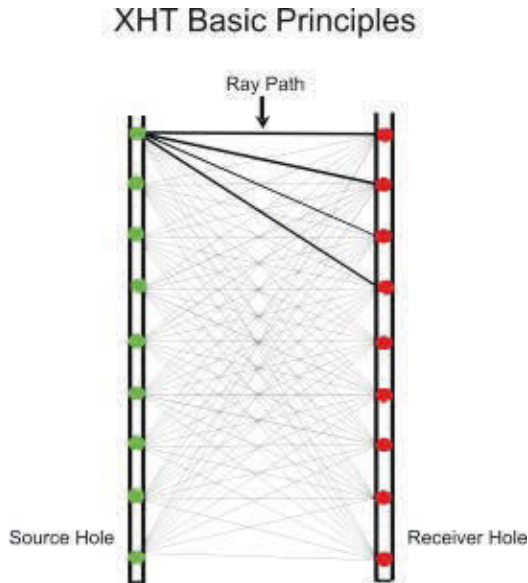
Figur 6-3 Illustration av cross-hole mätningar mellan två borrhål.

*Illustration of direct cross-hole measurements between two boreholes.*

*-Tomografisk cross-hole seismik*

Tomografisk crosshole seismik (x hole tomography -XHT), vilken påminner om CT scan röntgen. Genom att analysera många strålgångar genom ett objekt kan man beräkna objektets inre egenskaper. I det enklaste utförandet har man en sändare i det ena borrhålet och en mottagare i det andra. För sändarens första position mäts mottagarsignalen i alla positioner längs hålet. Därefter flyttas sändaren till position två och alla mottagarpositioner mäts ånyo, se *Figur 6-4*. Resultatet blir att det finns en mätning för varje

kombination av sändare- och mottagare-position. Därefter delas planet mellan borrhålen upp i celler och åsätts okända värden på ljudhastighet och dämpning. Detta leder till ett stort ekvationssystem som löses och ger de lokala parametrarna. I praktiskt användbara system har man ofta flera sändare och mottagare för att snabba upp förfarandet. Mätparametrarna är den utsända signalens ankomsttid och styrka. Med hjälp av dessa kan man beräkna ljudhastighet i berget och dämpningen. Båda parametrarna är kvalitetsindikatorer.

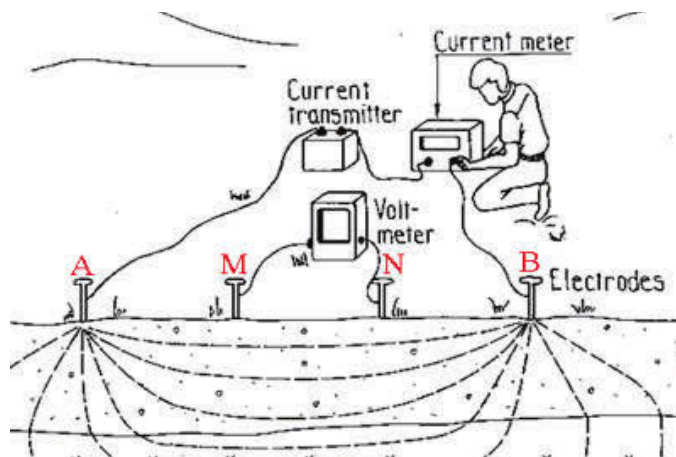


Figur 6-4 Principen för tomografisk cross-hole mätning.

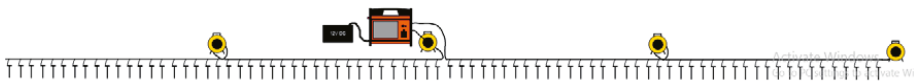
*The principle for making tomographic measurements between boreholes.*

### 6.1.2 Resistivitet

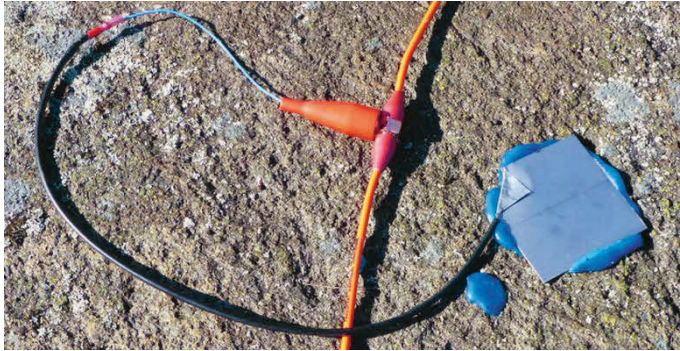
Resistivitetsmetoden är användbar, för att bedöma bergmassans kvalitet från markytan. I sitt enklaste utförande leder man ström mellan två elektroder A och B och mäter potentialen i två mellanliggande elektroder M och N, se Figur 6-5. Genom att variera avståndet mellan elektroderna erhålles information om bergets egenskaper på olika djup. I ett modernt system används något hundratal elektroder som är förbundna med mätinstrumentet med en mångtrådig kabel, Figur 6-6. En reläväxel används för att koppla in elektroder så att mätdata representerande olika djup erhålles. Förfarandet styrs från en dator och därmed minskas mängden möjliga fel vid mätningarna. Mätning kan ske direkt mot en blottad bergyta, se Figur 6-7. Genom ett inversionsförfarande, en typ av passningsräkning, får man fram en resistivitetsfördelning i marken som korresponderar med de uppmätta värdena, se Figur 6-8.



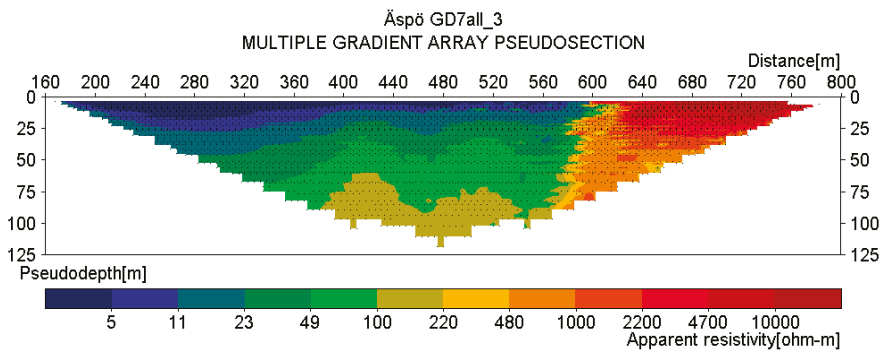
Figur 6-5 Principiell uppställning för resistivetsmätning.  
*Basic principle for resistivity measurements.*



Figur 6-6 Modern uppställning vid resistivetsmätning för automatisk omkoppling med reläväxel mellan hundratals elektroder.  
*Modern resistivity set-up using a relaybox for switching between hundreds of electrodes.*



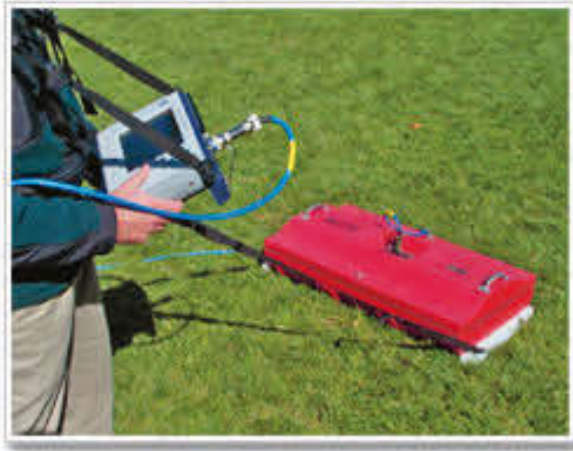
Figur 6-7 Fastsättning av mätelektrod på bergyta med ledande material (blått).  
*Gluing an electrode plate to a rock surface using conducting Johnson Revert (blue).*



Figur 6-8 Resistivetsprofil i berg med kontaktzon till höger. Från (Dahlin 2016).  
*Resistivity profile demonstrating a contact zone towards rock to the right. From (Dahlin 2016).*

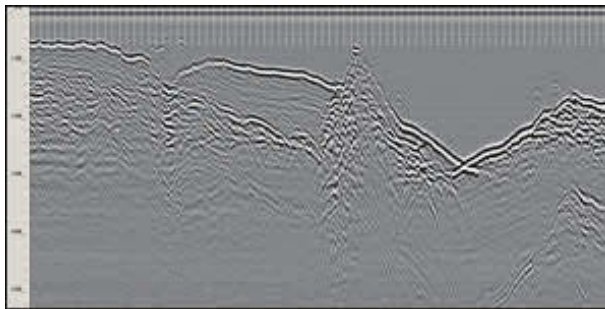
### 6.1.3 Radar

Radar är en metod som starkt påminner om reflektionsseismik beskrivet ovan. Skillnaden är främst att man använder en elektromagnetisk puls i stället för ljud och att sändare och mottagare finns i en låda som kontinuerligt dras över markytan. Radarmetoden får därför en mätkapacitet som är högre än för någon jämförbar metod. Nackdelen är att metoden inte fungerar när marken består av en god elektrisk ledare, som t ex de lerhaltiga jordarterna.



Figur 6-9 Bild av 100 MHz radarantenn med instrument. Från (Geophysical Survey Systems 2016).

*A 100 MHz ground penetrating radar antenna. From (Geophysical Survey Systems 2016).*



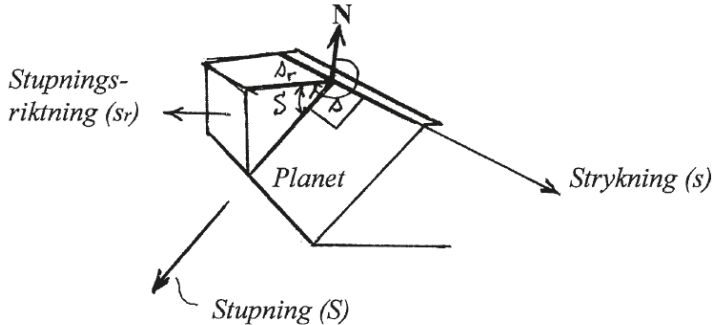
Figur 6-10 Radardiagram av jordlager på berg. Från (Geophysical Survey Systems, 2016).

*Radargram demonstrating a soil layer on top of bedrock. From (Geophysical Survey Systems, 2016).*

#### 6.1.4 Geologisk kartering av strykning och stupning

Ett vanligt sätt att karakterisera sprickplan på en bergyta är genom mätning av strykning och stupning, definierat i Figur 6-11. Genom att sammanställa sådana mätvärden i en

sfärisk projektion får man en uppfattning om bergets styrka i olika riktningar. Mätningarna sker med en geologkompass som förutom kompassnålen (strykning) också innehåller en lutningsgivare (stupning). Som alternativ till strykning kan man ange stupningsriktning, vilken skiljer sig 90 grader från strykningsvärdet.



Figur 6-11 Mätning av strykning, stupningsriktning och stupning. Från (Lindblom 2010).

*The parameters describing the geometry of fault planes in bedrock.  
From (Lindblom 2010).*

### 6.1.5 Hammarborrning

Hammarborrning är en metod som genom att krossa hela tvärsnittet av hålet och föra upp resterna, s.k. borrhax, till ytan med hjälp av tryckluft skapar ett hål i berget. De genomborrade bergarterna kan analyseras med hjälp av borrhaxets sammansättning. Information om svaghetszoner och sprickor kan endast erhållas genom mätning av borrhaxhastigheten eller genom videoinspektion efter borrningen.

### 6.1.6 Kärnborrning

Kärnborrning är en metod som genom att med en diamantrödd borrhkrona slipar bort berget kring hålets periferi. Det finkorniga bergartsmjölet förs upp till ytan med hjälp av vattencirkulation. Den kvarvarande delen av hålets tvärsnitt matas in i provfångaren. När denna är full bryts kärnan av och transporteras till markytan. Där placeras den i särskilda lådor, där bergets egenskaper, såsom bergartstyp, sprickor och svaghetszoner, kan studeras i detalj. Det kärnborrade hålet får en mycket jämn väggyta som lämpar sig för efterföljande hydrauliska tester och för inspektion med videokamera eller televiwer, se nedan.



## 6.2 Metoder användbara i borrhål

### 6.2.1 Radar

Radar i borrhål kan antingen utföras kring ett borrhål eller som i cross-hole seismik mellan två borrhål.

I det förra fallet registrerar man reflekterade signaler från omgivningen och i det senare registrerar man transmitterade signaler från sändaren till mottagaren genom berget. Reflekterade signaler kan antagligen bättre återge sprickplan, medan transmitterade signaler är bättre för att beräkna bergmassans egenskaper.

### 6.2.2 Borrkärnor

En vanlig metod att kontrollera bergets och ovanliggande betongs status är att borra ut borrkärnor och okulärt bedöma bergets kvalitet genom att studera borrkärnor och/eller filma borrhålet. Det är en väl etablerad metod.

Borning med kärnborr vars skärande ände är försedd med industriellt framställda diamanpartiklar. Uttagna kärnor placeras i låda avsedd för prov. På lådans kant markeras djup och eventuell kärnförlust. Kärnförlust markeras även med virkesbit eller liknande, se *Figur 6-12*.

*-Materialegenskap som mäts:*

Från provningen erhålls egenskaper som mineral, sprickförekomst, sprickfyllnad, vitt-ring, kärnförlust, etc. Kärnorna kan utöver ren okulär kontroll även användas till hålfasthetsprovning eller annan provning. Hålet kan på grund av sin ytjämnhet användas till vattenförlustmätning med manschetter, som ger ytterligare information om sprickor i berget.



Figur 6-12 Borrkärnor från zonen mellan berg och betong.  
*Rock cores from the zone between concrete and rock.*

*-För och nackdelar med metoden:*

Den stora fördelen är att det är det verkliga bergets egenskaper som studeras. Den främsta nackdelen är att själva borrningen inte alltid är genomförbar av praktiska skäl. Borrningen är även relativt kostsam.

### 6.2.3 Loggning (tv, televiwer, caliper)

Ett loggingsystem består generellt av mätinstrument kopplade till en vinsk vars kabel innehåller elektriska ledare som går till en *sond* som firas ner i borrhål. Loggingsystemet har mekanism för att positionsbestämma uppmätta data i borrhålet, lagra mätdata och presentera dem efter processering.

En fundamental sond är den s.k. calipern. Det är en sond med tre utfällbara armar som är infällda när man sänker ner sonden till hålets botten, men som fälls ut innan mätningen börjar i samband med att sonden hissas upp genom hålet. Armarna är fjäderbelastade och hålls alltid spända mot borrhålets insida. Vanligen har calipern tre armar. Väsentligen mäts hålets innerdiameter, viken är ett mått på bergmassans kvalitet. Ibland kan större sprickor lokaliseras i caliperdata, men de tre armarnas positioner vägs vanligtvis samman till ett värde, vilket gör att det huvudsakligen är rena tvärsprickor man kan detektera. I sådana sprickor ger alla armarna samma information.

Kan man anordna pumpning i hålet kan en temperatursond ge besked om var i hålet vatteninläckning sker vilket kan vara värdefull information vid korrosionsberäkningar.

Om vattnet i borrhålet är klart kan man använda en vanlig videokamera monterad i en sond. Denna är ofta försedd med speciell optik som via en konisk spegel avbildar hela borrhålets periferi samtidigt. Genom att lagra denna bild linjevis får man i efterhand ett långt foto som återger borrhålets insida. Man kan välja att i redovisningen återskapa borrhålet som det skulle se ut utifrån, dvs från den omgivande bergmassans sida. Denna bild kan roteras så att man får en virtuell borrhålskärna framför sig. Sondens har en inbyggd magnetometer som håller ordning på norr i insamlade data. Vid mätning i magnetiska bergarter måste magnetometern ersättas med ett gyro.

Är vattnet grumligt kan man använda sig av en akustisk televiwer. Det är en sond som innehåller en liten akustisk "radar" som sveper en ultraljudsstråle runt borrhålets insida samtidigt som sonden sänks ner i hålet. Man får då en spiral med mätdata som kan sättas samman på samma vis som data från en videokamera. Mätdata utgörs dels av reflektioner i tiden, vilka dels motsvarar caliperdata, men som också kan ge information om sprickor utanför borrhålets periferi, dels av reflexens styrka, vilken kan användas för bestämning av bergkvalitet.

Ytterligare en typ av sond är s.k. sonic. Genom att tre eller flera ultraljudssensorer placeras på sondens yta kan man bestämma ljudhastigheten i bergmassan, vilken är en kvalitetsindikator. En sonic-sond blir vanligen flera meter lång, vilket minskar dess användbarhet i korta borrhål.

#### **6.2.4 Vattenförlustmätning**

Vid vattenförlustmätning avdelas borrhålet sektionsvis med gummimanschetter. Vatten pressas in mellan manschetterna och tryck och volym registreras. Placeringen av manschetterna underlättas om man har tillgång till avbildning av borrhålets sprickor. Tätningen mellan manschetter och borrhålsvägg blir bättre om man har tillgång till ett kärnbordat hål.

#### **6.2.5 Friborrning för bergspänningsmätning**

Denna metod går ut på att man borrar ett hål i berget och installerar utrustning som limmas mot borrhålets vägg. Därefter överborras det första hålet så att omgivningens spänningar frikopplas från mätutrustningen. Den avlästa spänningsskillnaden är då de i berget förekommande spänningarna.

#### **6.2.6 Porvattentryck**

Mätningförfarandet påminner om vattenförlustmätningar i det att man installerar gummimanschetter kring det avsnitt av borrhålet man vill mäta vattentrycket i.



## 7 TILLSTÅNDSBEDÖMNING AV FÖRANKRINGAR

### 7.1 Inledning

Fem stycken parametrar styr förankringen av en betongkonstruktion mot berg via förankringsstag. En bergförankrings bärförmåga  $R_{stag}$  kan sägas vara det minsta av följande värden:

$$R_{stag} = \min(R_{berg}, R_{berg-bruk}, R_{bruk}, R_{bruk-stål}, R_{stål}) \quad (7.1-1)$$

De ingående parametrarna är kvantifierbara. Dock kan dessa parametrar enbart bedömas indirekt och kvalitativt i befintliga konstruktioner. Metoder för undersökning av bergets egenskaper kring förankringar, se avsnitt 6.1.

Någon fungerande metod att specifikt bedöma samverkan mellan bruk och berg är inte känd.

### 7.2 Brukets mekaniska och fysikaliska egenskaper

#### 7.2.1 Guided waves generellt

*-Principiell beskrivning av mätmetoden:*

Metoden går ut på att lågfrekvent ultraljud skickas längs staget som är ingjutet i bruket. Det blir mer entydig signalutbredning i staget om låga frekvenser används. Beroende av brukets kvalitet och bindningen till staget kommer ultraljudet att läcka ut i bruket i olika proportioner. Vid abrupta förändringar skapas reflektioner.

*-Fysikalisk princip:*

Ultraljud som utbreder sig i ett medium reflekteras när det stöter på en stark impedanskontrast, t ex en ihållighet i bruket, dvs frånvaro av bruk.

*-Materialegenskap som mäts:*

Brukets impedans, vilken är beroende av dess densitet och elasticitetsmodul

*-Vilka egenskapsförändringar kan detekteras:*

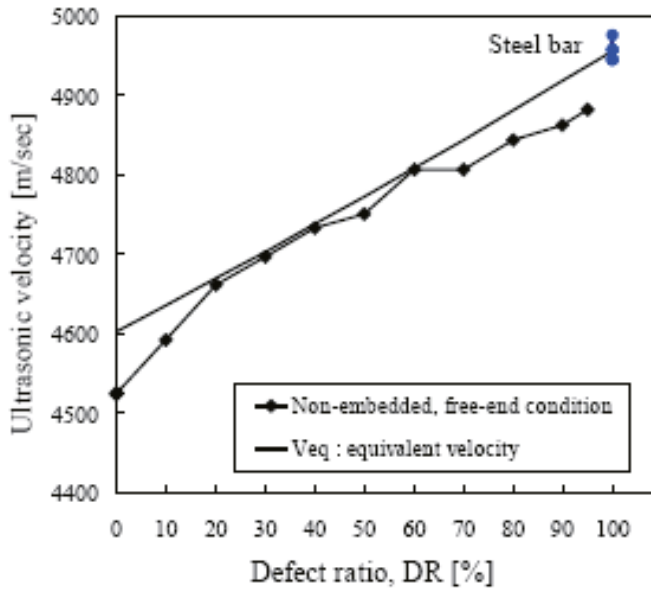
Hållrum. Eventuellt kan vidhäftningen längs staget bedömas med hjälp av styrkan från det i motstående ändpunkt reflekterade ultraljudet. Detta är dock spekulativt.

*-För och nackdelar med metoden:*

Fördelen är ju att det knappast finns någon annan oförstörande provningsmetod som kan användas. Nackdelen med metoden är att denna i dagsläget ej är ”etablerad”, samt att det kan vara svårt att komma åt en ändpunkt på dragstaget om det är ingjutet. Därpå krävs det ytbehandling av den frilagda ändpunkten för att effektivt kunna sända in ultraljud i staget.

I följande figurer visas hur ultraljud kan användas för att undersöka dragstag. I *Figur 7-1* visas hur ljudhastigheten i dragstaget ökar då vidhäftningen mot bruket minskar.

Känner man till stagets längd kan det vara en indikator, annars kan man inte beräkna ljudhastigheten. I Figur 7-2 visas hur man kan använda ett eko som studsat fram och tillbaka i staget för att bestämma dämpningen (Amplitude Ratio). Hur signalen kan se ut framgår av Figur 7-3. I Figur 7-4 och Figur 7-5 visas hur dämpningen påverkas av betongens hållfasthet respektive luftinnehåll för olika frekvenser på ultraljudet.



Figur 7-1 Med ökande defekter (oingjuten del av staget) ökar hastigheten i staget mot det rena stålets ljudhastighet (blå punkter). Transmissionsmätningar. "Equivalent velocity" är hastigheten för det kombinerade stål-betongmaterialet. 100% DR motsvarar helt oingjutet stag. Från (Lee 2007).

*With an increasing amount of defects (non-grouted bolt) the bolt velocity approaches that of steel (blue dots). Transmission measurements. Equivalent velocity is the combined velocity of the steel/cement material. 100% DR equals completely free bolt. From (Lee 2007).*

$$v_{eq} = \sqrt{\frac{E_{eq}}{\rho_{eq}}} = \sqrt{\frac{A_s \rho_s V_s^2 + A_b \rho_b V_c^2}{A_s \rho_s + A_b \rho_b}} \quad (7.2-1)$$

där

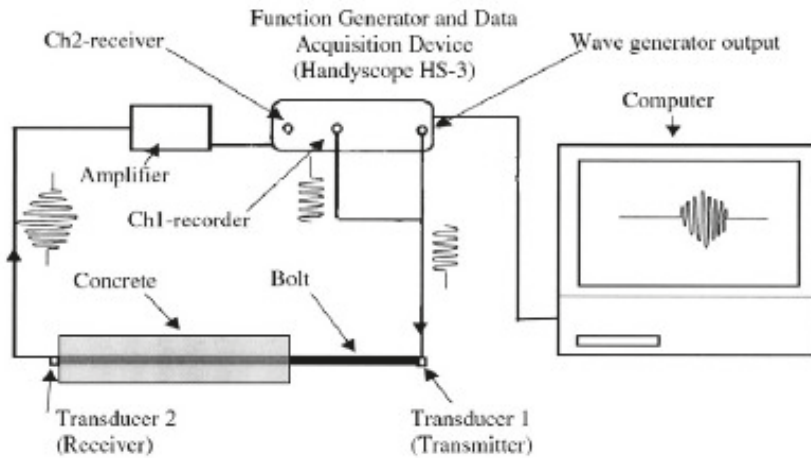
$A$  = area, [m<sup>2</sup>]

$\rho$  = densitet, [kg/m<sup>3</sup>]

$v$  = ljudets hastighet, [m/s]

$E$  = elasticitetsmodul, [N/m<sup>2</sup>]

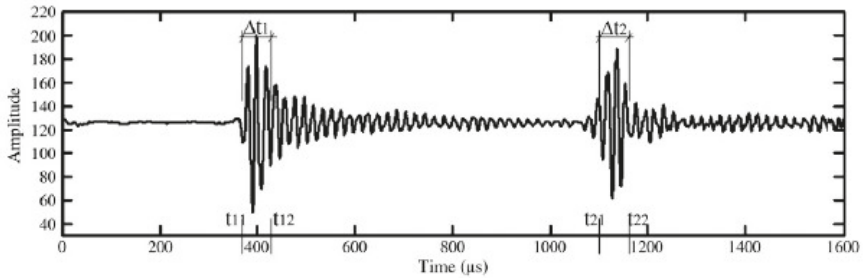
Indexen "s", "b" och "eq", refererar till "Stål", "Betong" eller "Bruk" och "Ekvivalent".



Figur 7-2 Försöksupställning för att testa inverkan av brukets kvalitet. Amplitudkvoten beräknas från amplituderna vid transducer 2 den först ankommande signalen och det första följande ekot, se nedan. Från (Zou 2010).

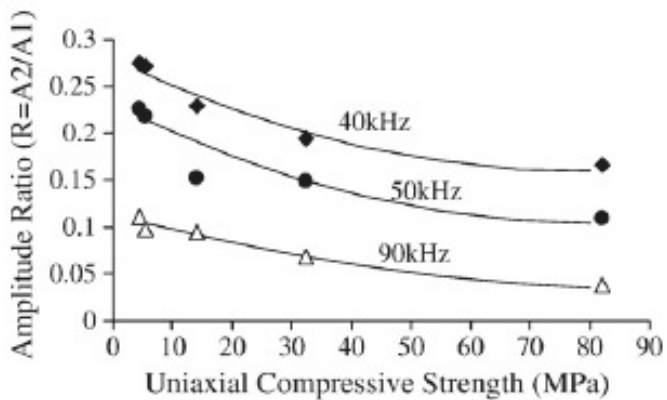
*Laboratory experiment for determining the influence of grout quality.*

*The amplitude ratio is calculated from the first amplitude at transducer 2 and the following echo, see below. From (Zou 2010).*



Figur 7-3 Först ankommande signalen och det första följande ekot. Från (Zou 2010).

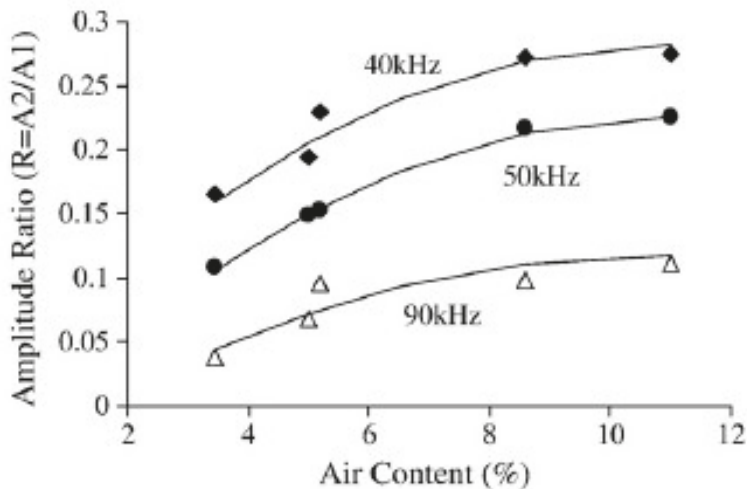
*The first signal arriving at transducer 2 and the subsequent echo.  
From (Zou 2010).*



Figur 7-4 Inverkan av tryckhållfastheten. Från (Zou 2010).

*Influence of the grout compressive strength. From (Zou 2010).*





Figur 7-5 Inverkan av luftinnehåll. Från (Zou 2010).  
*Influence of the grout content of air. From (Zou 2010).*

## 7.3 Stålets mekaniska egenskaper

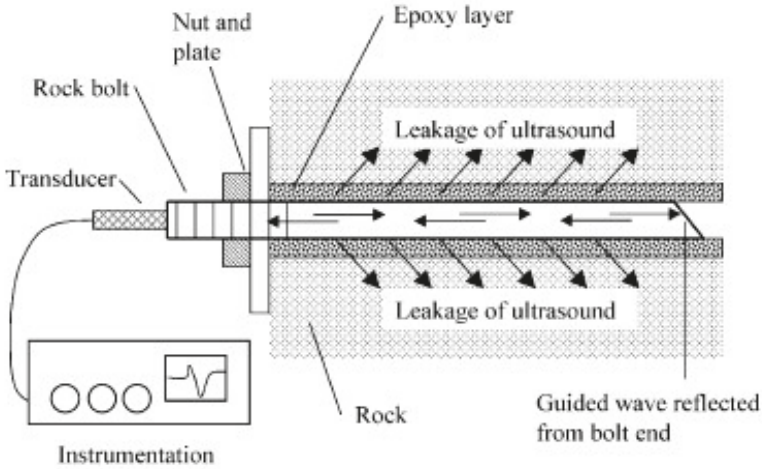
### 7.3.1 Guided waves generellt

*-Principiell beskrivning av mätmetoden:*

Ultraljudundersökningar utförs oftast som puls-eko mätningar men kan också utföras som transmissionsmätningar när sändare och mottagare befinner sig på olika sidor av objektet. Mätningen är ekots ankomsttid och/eller styrka.

*-Fysikalisk princip:*

Sändaren innehåller ett piezoelektriskt material som kan omvandla en elektrisk signal till en mekanisk vågrörelse och tvärtom. De mekaniska vågorna fortplantas i materialet med en hastighet proportionell mot E-modulen. En transducer kan konstrueras för att sända och motta kompressionsvågor eller skjuvvågor, se *Figur 7-6*. De senare har ofta en hastighet som uppgår till c:a hälften av de förra.

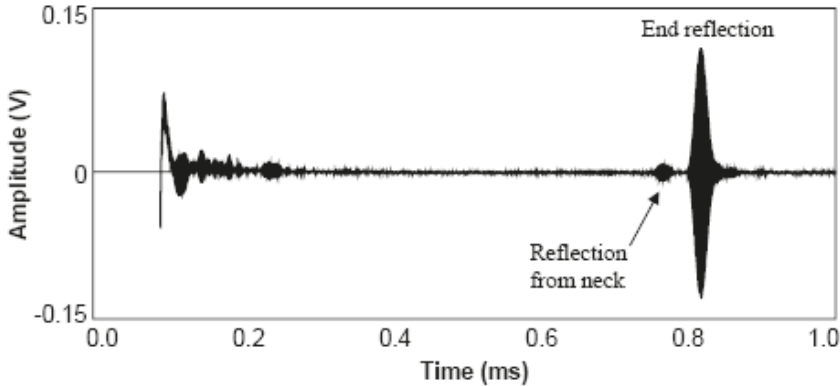


Figur 7-6 Illustration av ultraljudets utbredning. För vissa frekvenser läcker ultraljudet ut ur bulten, för andra stannar det inom bulten. Den ingjutna bultändens form har stor betydelse för resultatet. Helst skall den vara helt plan och vinkelrät mot bulten. Från (Beard 2003).

*Illustration of sound propagation. Some frequencies will leak out of the bolt, while others will stay inside. The form of the grouted bolt-end plays an important role. Preferably it should be completely flat and orthogonal to the bolt. From (Beard 2003).*

-*Materialegenskap som mäts:*

I ett stagstål är den intressanta mätparametern ekon från avbrott i staget. Genom att man känner till att ljudhastigheten för kompressionsvågor i stål är  $c: a 5000 \text{ m/s}$  kan man genom ekots ankomsttid avgöra avbrottets läge (neck), se *Figur 7-7*.



Figur 7-7 Illustration av 3.86 MHz Ultraljudpuls som är lämplig för att bestämma bultens längd. Från (Beard 2003).  
*Illustration of a 3.86 MHz ultrasonic pulse suitable for determining the length of a bolt. From (Beard 2003).*

### 7.3.2 Övervakning av nyinstallerade stag med ultraljud

*-Principiell beskrivning av mätmetoden:*

Ultraljudundersökningar skulle för detta fall utföras som puls-eko mätningar. En transducer skulle monteras permanent i stagets ena ändpunkt, som i *Figur 7-6*.

Därefter kan i princip transducern gjutas in i betongen. Den metoden har dock nackdelen att om transducern går sönder kan den inte bytas ut. Mätsignalen är ekots ankomsttid eller styrka.

*-Fysikalisk princip:*

Sändaren innehåller ett piezoelektriskt material som kan omvandla en elektrisk signal till en mekanisk vågrörelse och tvärtom. De mekaniska vågorna fortplantas i materialet med en hastighet proportionell mot E-modulen. En transducer kan konstrueras för att sända och mottaga kompressionsvågor eller skjuvvågor. De senare har ofta en hastighet som uppgår till c:a hälften av de förra.

*-Materialegenskap som mäts:*

I ett stagstål är den intressanta mätparametern ekon från avbrott i staget eller kraftiga tvärsnittsminskningar p.g.a. korrosion. Genom att man känner till att ljudhastigheten för kompressionsvågor i stål är c:a 5000 m/s kan man genom ekots ankomsttid avgöra avbrottets läge.

*-Vilka egenskapsförändringar kan detekteras:*

När den mekaniska vågen utbreder sig längs staget kommer energi att reflekteras när den akustiska impedansen ändras. Det sker om t ex staget har gått av, är avrostat eller om ingjutningsbruket innehåller s.k. råttbon.

*-För och nackdelar med metoden:*

Förutom svårigheten att ersätta eventuellt ingjutna transducers har metoden inga nackdelar.

*-Anmärkning:*

Man kan göra upprepade mätningar på staget och så småningom få en tidsserie som visar om det har uppstått några förändringar. Genom att man har tillgång till en tidsserie är det lättare att verifiera att det inträffat en kritisk förändring, detta gäller i synnerhet om tidsserien är närmast kontinuerlig, så att dygns och årstidsvariationer kan beskrivas. Man talar då om övervakning snarare än oförstörande provning. Med flera års mätdata i serien får man en möjlighet att bestämma "normalvariansen" som funktion av årstiden och då är det möjligt att beskriva hur onormalt ett mätvärde är och avgöra om en åtgärd skall genomföras. Detta är mycket svårt att göra om man endast har ett enstaka mätvärde, som man får vid en konventionell insats med oförstörande provning. Ett mycket stort antal mätpunkter kan övervakas av ett ultraljudinstrument, genom att man liksom med TDR, se nedan, kan koppla en multiplexer till instrumentet.

### **7.3.3 Boltometer m fl. (viss upprepning sker i detta avsnitt)**

*-Principiell beskrivning av mätmetoden:*

Boltometern är ett elektroniskt instrument som används för icke förstörande undersökningar av ingjutna bergbultars tillstånd (Bernstone 2006). Boltometern skickar elastiska vågor in i bultens ena ände och en reflektion av vågorna sker i bultens andra ände. De reflekterade vågorna registreras av Boltometern. Utseendet av den reflekterade vågen påverkas av själva bulten och av ingjutningsbruket runt bulten samt av det omgivande berget.

*-Fysikalisk princip:*

För att alstra och känna av dessa vågor används piezoelektriska kristaller. När man lägger på en elektrisk spänning på en sådan kristall, utvidgar sig kristallen i proportion till spänningen. Utsätts kristallen för tryck, avger den en elektrisk laddning i proportion till trycket.

*-Materialegenskap som mäts:*

För en bult som enbart har kontakt med luft eller vatten kommer enbart bulten att fungera som vågledare. Vågorna överförs inte till omgivande berg utan reflekteras från bultens ena ände tillbaka till andra bultändan och sedan ut till Boltometern. För en bult som är fullständigt ingjuten med anläggningscement i berg fungerar gränssytan mellan cement och berg som en vågledare för en stor del av vågorna. En mindre del av vågorna går dock ut i berget. I en porös betong reflekteras endast en mindre del av vågenergin tillbaka till bulten. Större delen av energin försvinner ut i berget. Om en bult gjuts in i en betongkonstruktion eller en stor volym cementpasta finns ingen vågledare runt bulten. Ingen energi reflekteras då tillbaka till bulten. Vågenergin dämpas snabbt i det homogena materialet vilket resulterar i inget eko kan registreras av Boltometern.

Under förutsättning att vågens gånghastighet är känd kan bultens längd beräknas från tidsskillnaden mellan utsänd våg och mottagandet av ekot från bultens innerände. Under

förutsättning att bultens längd är känd kan ingjutningens kvalitet bedömas från graden av dämpning av vågen.

*-Vilka egenskapsförändringar kan detekteras:*

I Vattenfall Krafts undersökning 1997, för bestämning av Boltometern tillförlitlighet, utfördes mätningar på ca 900 ingjutna bergbultar. Av dessa undersökningar framgår det att Boltometern klarar, vid en känd bultlängd och med en erfaren operatör, tolka ingjutningens kvalitet upp till ca 3 meter långa bultar. Om bergbulten har ingen eller en mycket dålig ingjutning utökas Boltometern räckvidd väsentligt. Under vissa förhållanden kan således en frånvaro av ingjutning konstateras hos 6 meter långa och t o m ännu längre bultar.

Boltometern har på senare tid utvecklats och använder numera både kompressions- och skjuvvågor. Detta har också studerats avseende den s.k. RBT-metoden.

Swerea/Kimab har med stöd från BeFo utvecklat tekniken så att man genom att använda båda vågtyperna kan bedöma spänningen i stålet utan att man behöver veta stagets längd.

*-För och nackdelar med metoden:*

Avslutningsvis kan sägas att Boltometern har i princip gjort det möjligt att undersöka tillståndet hos ett önskat antal bergbultar i en anläggning och därmed öppnat vägen för att, i kombination med andra observationer, utföra en analys och bedömning av säkerheten hos ett bultbestånd. För gamla bultar med okända parametrar befinner sig dock mycket ännu på utvecklingsstadiet. Om bultlängden är känd (gäller bultar under 3 meter) kan klart godkända respektive underkända ingjutningar bestämmas.

### **7.3.4 Bedömning av stålets status med hjälp av korrosionssond**

*-Principiell beskrivning av mätmetoden:*

SCS Engineering AB har utvecklat en korrosionssond för indikering av frätgropsdjup på naturgasledning (Nyberg), se *Figur 7-8*. Ett annat användningsområde skulle kunna vara övervakning av metallkonstruktioner i vatten, jord eller i betong.

*-Fysikalisk princip:*

Korrosionssonden som består av ett tunnväggigt stålrör (0,3 mm) är fyllt med kvävgas eller tryckluft och trycksatt till ca 10 bar. Korrosionssonden kan t ex gjutas in i en betongkonstruktion och varvid gastrycket i sonden mäts kontinuerligt. Vid en genomfrätning av sonden sker ett kraftigt tryckfall i den. Den maximala korrosionshastigheten hos sonden kan då enkelt bestämmas utifrån exponeringstid och godstjockleken hos korrosionssonden.

*-Materialegenskap som mäts:*

Sonden öppnar möjligheten att på ett enkelt och tillförlitligt sätt få en indikering av korrosionsangrepp (gropfrätning) på t ex ingjutna stålkonstruktioner som t.ex. armering och spännkablar hos viktiga infrastrukturanläggningar.

*-Vilka egenskapsförändringar kan detekteras:*

Metoden innebär att olika materials känslighet för lokal korrosion (gropfrätning) i olika miljöer kan bestämmas.

*-För och nackdelar med metoden:*

Fördelen med metoden är att den är enkel att installera och mätresultaten är enkla att avläsa och tolka. Nackdelen är att endast genomfrätningar kan mätas. Vid genomfrätning är sonden förbrukad.



Figur 7-8 Korrosionssond för indikering av frätgropsdjup hos naturgasledningar. Från (Nyberg).  
*Corrosion probe for indicating pitting in natural gas pipelines. From (Nyberg).*

### 7.3.5 Resistansmätning

*-Principiell beskrivning av mätmetoden:*

Elektriska resistanssensorer finns kommersiellt, framförallt för mer korrosiva miljöer, se Figur 7-9.



Figur 7-9 Resistanssensor (Rohrback), den övre blanka metallslingan är lackerad och utgör referens.  
*The upper white loop is protected and serves as a reference.*

*-Fysikalisk princip:*

Med elektriska resistanssensorer mäts resistansen hos ett tunt metallskikt. När metallskiktets tjocklek minskar genom korrosion kommer resistansen att öka.

*-Materialegenskap som mäts:*

Med den beskrivna metoden kan korrosionsförloppet för olika metaller följas, i princip vilken metall som helst, som kan läggas som ett tunt ytskikt på glas. I praktiken är urvalet begränsat till sådana metaller där jämn korrosion dominerar, metaller utsatta för lokala angrepp t.ex. gropfrätning ger missvisande resultat. Vanligast är koppar och silverbelagda sensorer. Även kolstål och zink förekommer.

*-Vilka egenskapsförändringar kan detekteras:*

Resistanssensorer kan alltså användas i miljöer med låg förväntad korrosionshastighet. Eftersom man med denna metod mäter korrosionen direkt ger eventuella dammpartiklar eller andra ytföroreningar inga mätfel. Inte heller fuktfilmer på ytan stör (så länge den bildade fuktfilmen inte orsakar läckströmmar vid resistansmätningarna), d.v.s. man har inget beroende av luftfuktigheten. Genom mätning relativt en referens av samma material kompenseras för resistivitetsens temperaturberoende.

*-För och nackdelar med metoden:*

Metoden är begränsad till sådana metaller där jämn korrosion dominerar. Metaller utsatta för lokala angrepp t ex gropfrätning ger missvisande resultat.

### **7.3.6 Bedömning av stålbrott med hjälp av parallellförlagd koaxialkabel**

*-Principiell beskrivning av mätmetoden:*

Metoden bygger på att man ansluter en s.k. Time Domain Reflectometer TDR till en koaxialkabel. TDR sänder ut en mycket kort puls på koaxialkabeln och registrerar alla reflexer.

*-Fysikalisk princip:*

När den på koaxialkabeln utskickade impulsen stöter på en impedansskillnad, skapad av att koaxialkabeln har deformerats, kommer en del av impulsens energi att reflekteras tillbaka till TDR-instrumentet som en liten puckel på signalen. Eftersom hastigheten i den odeformerade koaxialkabeln är känd, kan man därigenom bestämma avståndet till den punkt där koaxialkabeln deformerats.

*-Materialegenskap som mäts:*

Man mäter deformation, närmare bestämt koaxialkabelns hopklämning eller avskjuvning.

*-Vilka egenskapsförändringar kan detekteras:*

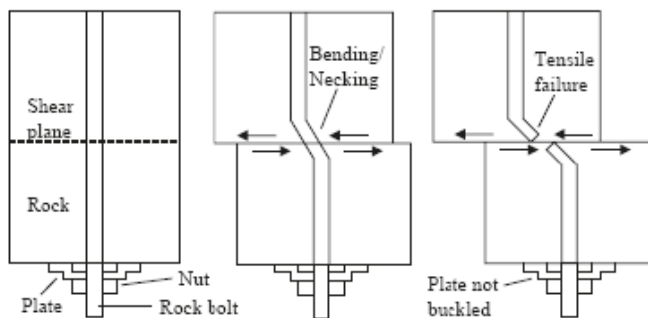
Rörelser som påverkar koaxialkabelns tvärsnitt. Genom att förlägga en sådan kabel parallellt med ett dragstag skulle man kunna undersöka om staget t ex skjuvats av.

*-För och nackdelar med metoden:*

Metoden är lämpad för permanent installation. Ett TDR-instrument kan kombineras med en multiplexer som kopplar in olika koaxialkablar till ett enda instrument. Därigenom är denna metod lämpad för helautomatiserade mätningar som kan ligga till grund för långa tidsserier, mer om detta i nästa avsnitt. Det är inte sannolikt att korrosion i stålet kan detekteras med denna metod.

*-Anmärkning:*

(Bernstone 2006) redovisar i sin doktorsavhandling försök med grov koaxialkabel som indikator för förskjutningar i betong. I de följande figurerna illustreras hur mätningar med koaxialkabel går till. I *Figur 7-10* visas hur stag och koaxialkabel skjuvas av då provet deformeras. När koaxialkabeln skjuvas av uppstår en reflex i TDR-signalen. Dennes tidpunkt i signalen kan omvandlas till ett avstånd. Signalens styrka är beroende av hur långt från mätinstrumentet avbrottet har skett.



Figur 7-10 Illustration av hur ett dragstag skjuvas. Från (Bernstone, 2006).  
*Illustration of rock-bolt shearing. From (Bernstone, 2006).*



## 7.4 Förankringens faktiska bärförmåga

Denna bestäms genom utdragsprov. Vid sådana prov är det viktigt att man ser till att provningsmetoden liknar det faktiska belastningsfallet. Särskilt bör man undvika att använda bergmassan runt staget som mothåll, då det motverkar ytbrott i berget.

Då man ofta räknar med en 45-gradig spridning av krafterna från stagets spets, kan ovanstående princip i realiteten bli svår att följa för långa bultar.

En i Norge använd metod bygger på att man använder en hydraulisk grävmaskin för belastningen (Capucine 2012). Utdragskraften mäts då med en kraftgivare mellan skopa och bergbult.

För korta bultar kan deformationen mätas från en stålbalk som grenslar provområdet, men för långa bultar kan deformationsmätning bli problematisk då influensområdet blir stort. Differentiell GPS eller s.k. RTK (Real Time Kinematic) korrigerad av GPS signalen kan då vara en möjlighet liksom instrumenterat slangvattenpass.



## 8 DISKUSSION

Kapitel 3 presenterar de grundläggande teoretiska sambanden för modellering av bergbultars förankring i berg och förankringssystemets brottförlopp. Kapitlet visar att brottmekaniskt sett beter sig intakt berg och bruk på ett likartat sätt, vilket underlättar modellering av samverkan mellan intakt berg och bruk. Vidare visas i kapitel 3 att även sprickplan kan inkluderas i modellen. Det sammansatta systemet av bergbult, bruk, intakt berg och sprickplan kan även kopplas till en bergmassa. Såsom visas i avsnitt 3.2.4 kan en bergmassa modelleras som ett homogent material med icke linjärt brottbeteende. Sammanfattningsvis visar kapitel 3 att materialmodeller för modellering av ett förankringssystem - som beaktar bultens, brukets, det intakta bergets, sprickplanets och bergmassans egenskaper - är redan utvecklade. De enskilda materialmodellerna, eller motsvarande, finns redan i de olika kommersiella datorprogrammen. De flesta av materialparametrar som behövs för beräkningarna är kända och provningsmetoder för bestämning av parametrarna är utvecklade.

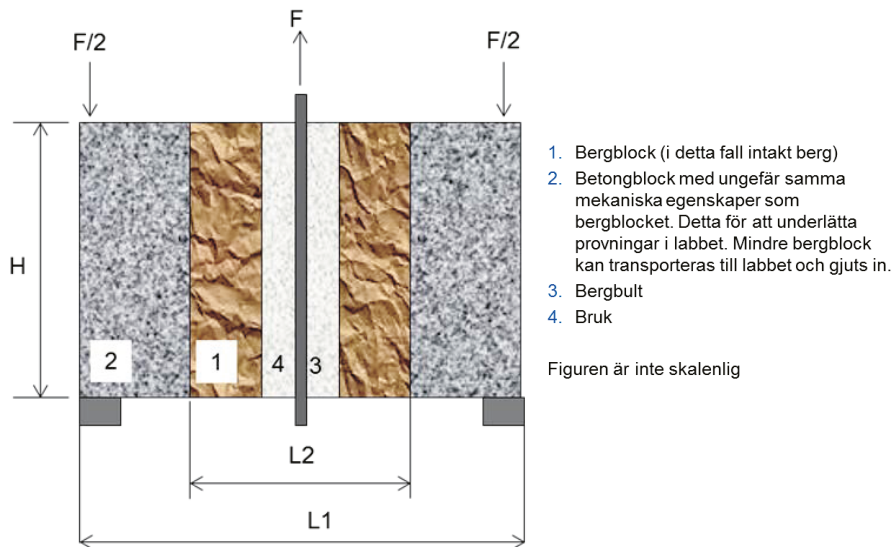
Hittills har inga icke linjära modeller - som beaktar materialens töjningsmjuknande egenskaper - tillämpats för analys av samverkan mellan bergbult, bruk, intakt berg och bergmassa, se avsnitt 2.2. Anledningen är inte känd men det bristande tillgång till mätdata, verifieringsmöjligheter och datorkapacitet kan vara några av orsakerna. Nedan beskrivs hur modelleringsarbetet skall kombineras med provningar i laboratorium och i fält för att skapa en pålitlig beräkningsmodell som sedan kan användas tillsammans med mätningar för dimensionering och tillståndsbedömning av bergbultar, slaka armeringar och spännkablar.

Med hjälp inledande modellering utvecklas en provningsmetod enligt Figur 8-1. Det är viktigt att utvecklingsarbetet föregås av genomtänkt strategi som genom beräkningar visar provningsmetodens förmåga att kunna spegla de effekter som förväntas av provningarna, samt att effekterna och responsen är mätbara. Beräkningarna skall leda till förslag på lämpliga dimensioner för H, L1 och L2. Med lämplig dimension menas här att randvillkorens och upplagens inverkan på spänningsfördelningen längs med bergbulten och bruket elimineras så mycket som möjligt. Spännvidden (L1) och höjden (H) bör väljas på sådant sätt att inverkan av provkroppens böjning på spänningsfördelningen längs med bergbulten och bruket elimineras så mycket som möjligt. Brukets och bergbultens dimensioner väljs i första hand så som man gör i praktiken. Genom att variera parametrarnas storlek och materialens geometri och mekaniska egenskaper är det möjligt att skapa olika spänningsfördelningar längs med bergbulten och bruket. På detta sätt kan man jämföra verkliga spänningstillstånd (om fältmätningar genomförs) med laboratoriefall. Denna provningsmetod underlättar provning av berg i laboratoriet. Med lämpligt val av L2 och H kan förhållandena i ett bergblock skapas. Metoden tillåter provning av intakta berg och berg med defekter och sprickor, se t.ex. *Figur 8-2a*.

Som framgår av figuren består provkroppen av ett bergblock (1). Bergblocket gjuts in i betong (2) för att erhålla en tillräcklig stor och hanterbar provkropp. Om det är möjligt att ta fram sprickfritt bergblock med önskade dimensioner behöver blocket inte gjutas i betong. Det är viktigt att betongen har hög hållfasthet och elasticitetsmodul. Sedan borras bergblocket, en bergbult (3) placeras i borrhålet, som injekteras med bruk (4).

I det enklaste fallet kan provningsuppställningen användas för att bestämma vidhäftningen mellan bergbult och bruk. Genom att utsätta bergbulten för dragning och samtidigt mäta bergbultens förskjutning kan man bestämma bergbultens last-deformationskurva, vilken är en värdefull data för bestämning av materialegenskaper och verifiera beräkningsmodeller.

Genom att montera trådtöjningsgivare på bergbulten före gjutning kan man bestämma spänningsfördelningen i bergbulten under provningen. Detta ökar noggrannhetsnivån när det gäller verifiering av beräkningsmodeller. Provningsmetoden kan också användas i kombination med de "Guided waves" metoder som beskrivs i avsnitt 7.2 och 7.3. Givetvis, monteras olika typ av givare för olika mätningar, framförallt används lägesgivare för att mäta rörelser, deformationer och relativa förskjutningar.



Figur 8-1 Principiell provningsställning.  
*Schematic testing arrangement.*

Metoden är också tillämpbar för studie av inverkan av sprickplan på samverkan mellan intakt berg, bruk och bergbult. Man kan införa en spricka i ett intakt berg, se Figur 8-2. Genom att gjuta ihop två intakta berg, med svagt bruk, kan man introducera kohesion mellan de intakta blocken. Som framgick i avsnitt 3.4.3 inverkar de tryckspänningar som råder tvärs över ett sprickplan på sprickans beteende och dess inverkan på bruket. Om berget är utsatt för höga tryckspänningar utvidgas inte sprickan när staget blir dra-

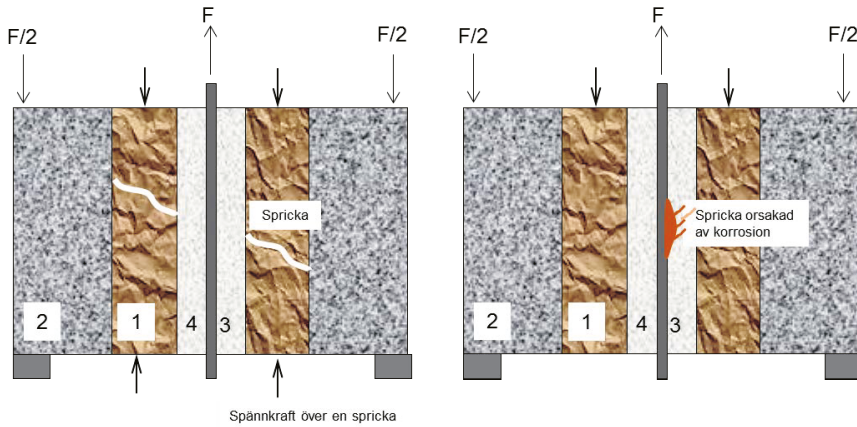
get. På grund av sprickans stabilitet uppstår inga spänningskoncentrationer i bruket. Genom att introducera tryckspänningar vinkelrätt mot sprickplanet kan man efterlikna ”verkliga” lastfall i laboratoriet.

Det är även möjligt att introducera korrosion i bergbulten, Figur 8-2. Det finns flera sätt att åstadkomma korrosion i ingjuten bergbult. Ett sätt att åstadkomma korrosion i bulten är att utsätta den för elektrisk likström där bergbulten utgör en anod (positiv pol), d.v.s. omvänt katodiskt skydd. Korrosionen medför att lokala spänningskoncentrationer uppstår som kan leda till spricktillväxt i bruket och mellan bruket och bergbulten. Man kan även utsätta den korroderande bergbulten för långtidsbelastning (mekanisk) och studera spricktillväxten i bruket och spricktillväxt mellan bruket och bergbulten.

Provningsmetoden kan användas för att studera olika defekters inverkan. Man kan t.ex. åstadkomma zoner med dålig vidhäftning, zoner med hålrum mellan bergbulten och bruket eller mellan bruket och det intakta berget.

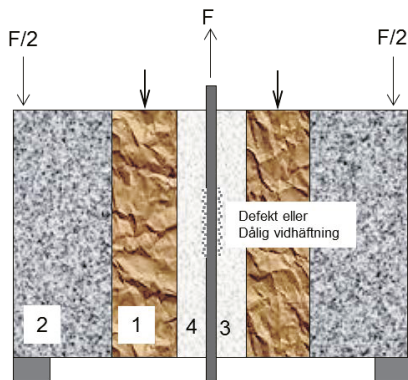
Fullskaleförsök utförs på befintliga bergbultar/spännkablar (om tillgängliga), samt nya som gjuts för verifiering av de utvecklade modellerna och verifiering av mättnings- och övervakningsinstrument, se Figur 3. Försöken föregås av bestämning av bergets egenskaper och de parametrar som ingår i beräkningsmodellerna samt val av instrument som skall användas under försöken. Bergets egenskaper undersöks med hjälp av de metoder som presenteras i kapitel 6. Bergbulten instrumenteras för olika ändamål. Trådtöjningsgivare, t.ex., kan monteras på bergbulten för att bestämma töjningsfördelningen (spänningsfördelningen) längs med bergbulten när bulten utsätts för dragbelastning parallell med (eller vinklad mot) dess längdaxel. Den beskrivna lasteffekten är viktig när det gäller stabilitet av grova betongkonstruktioner som förankras mot berg. Det är även möjligt att belasta ytområdet kring en ingjuten bergbult för att simulera effekten av den förankrade konstruktionens egenvikt.

Mätningar som utförs före, under och efter belastningsförsöken ger värdefull data för verifiering av modellerna. Mätningarna kan även ge värdefull information om materialmodellens gräns, som diskuteras i avsnitt 3.4.4, gällande inverkan av det intakta berget och bergmassan på bergbultens och brukets brottbeteende.



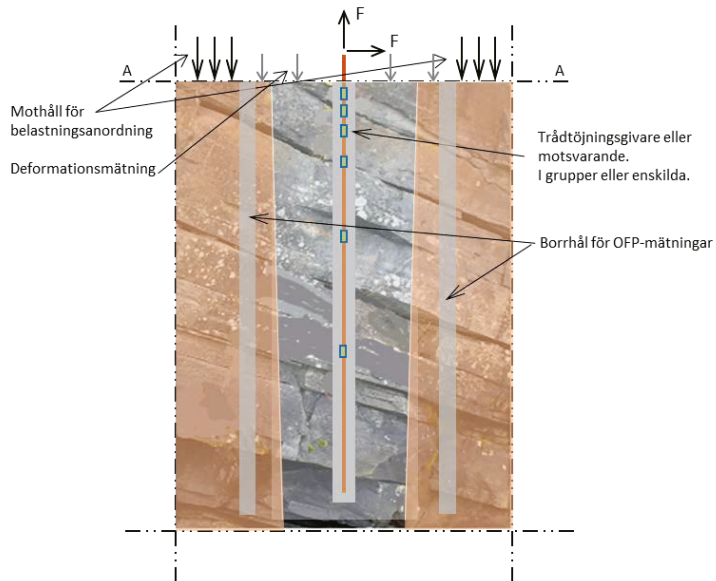
a) Sprickplan mellan två lager av intakt berg. *Fracture between two layers of intact rock.*

b) Korrosion i bergbult. *Corroded rockbolt.*



c) Defekt eller dålig vidhäftning mellan bergbult och bruk. *Defective or poor bond between the rockbolt and the mortar.*

Figur 8-2 Principiell provningsställning med olika defekter.  
*Schematic testing arrangement including different defects.*



Figur 8-3 Mätningar i fält, ingjuten bergbultar provbelastas i fält. Deformationerna och övriga relevanta storheter bestäms med hjälp av olika mätinstrument och OFP-metoder.

*Measurements in the field, embedded rockbolts will be tested in the field. The displacements and other relevant quantities will be determined by means of various instruments and non-destructive tests.*





## 9 KUNSKAPSLUCKOR OCH FORSKNINGSBEHOV

Kunskap om den verkliga nedbrytningsprocess som en bergbult utsätts för saknas. Nedbrytningsprocessen inkluderar mekaniska, fysikaliska och kemiska processer.

### Mekaniska

Kunskapen om hur spänningar, orsakade av den yttre belastningen, uppstår och fördelas i bergbult, bruk och det omgivande berget är bristfällig. Kunskapen om hur spänningsfördelningen förändras och omfördelas p.g.a. lokala förändringar orsakade av olika fysikaliska och kemiska processer som angriper förankringssystemet är också bristfällig. Inverkan av förändringar i materialens mekaniska egenskaper, krypning och relaxation på samverkan mellan bergbult, bruk och berg bör studeras. Det saknas helt enkelt modeller som på ett kvalitativt sätt kan beskriva konsekvenserna av olika lokala förändringar.

Forskning inom området skall inriktas mot utveckling av numeriska beräkningsmodeller som kan integrera lokala och globala effekter. Forskningen skall inriktas mot utförandet av välplanerade laboratorie- och fältprovningar som kan leverera nödvändig data för verifiering och kalibrering av beräkningsmodellerna.

Vad det gäller provningsmetoder och instrumentering skall utvecklingen ske mot beständiga instrument som kan underlätta långtidsövervakning av bergbultar.

### Fysikaliska

Kunskaperna om de fysikaliska processerna är bristfälliga. Det finns små modelleringsmöjligheter för att inkludera fysikaliska effekter i de existerande dimensionerings- och beräkningsmetoderna. Det är inte lätt, om inte omöjligt, att inkludera temperatur-, vattenströmning och hydrauliska tryck i de existerande modellerna. Dessa effekter kan, dock, inkluderas i den modelleringsfilosofi som presenteras i denna rapport men modellerna inom området inte är tillräcklig utvecklade.

Det pågår, dock, avancerad forskning inom området. Men dessa forskningsinsatser avser större skala än vad vi diskuterar här. Det som behövs inom området bergbultar är de lokala effekterna och samverkan mellan lokala mekaniska spänningar och de nämnda fysikaliska effekterna.

### Kemiska

Kemiska och elektrokemiska processer bidrar genom urlakning, uppspräckning av bruk samt korrosion av bergbult till nedbrytning av förankringar. De bakomliggande kemiska och elektrokemiska mekanismerna är välkända. Det som saknas är att beskriva exponeringsmiljön och de kemiska villkoren som råder kring bergbultarna. Det är, helt enkelt, svårt att på ett matematiskt sätt beskriva processernas utveckling i tid och rum, vilket är nödvändigt för att tillstånds- och livslängdsbedöma bergbultarna. Följaktligen är det svårt att inkludera de kemiska effekterna i de mekaniska beräkningarna. Vidare, är det svårt att upptäcka, lokalisera och kvantifiera de pågående processerna. Det som behövs inom området bergbultar är en utökad möjlighet att detektera de lokala processerna och bestämma deras hastighet. Vidare, bör inverkan av de lokala kemiska processerna på de lokala mekaniska spänningarna utredas.



## 10 REFERENSER

- Bazant, Z., 2002: Concrete fracture models: testing and practice. *Engineering fracture mechanics*, vol 69, pp 165 – 205.
- Beard, M.D., Lowe, M.J.S., 2003: Non-destructive testing of rock bolts using guided ultrasonic waves. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40 (2003) pp 527-536.
- Bernstone, C., 2006: Automated performance monitoring of concrete dams. *Doktorsavhandling LTH 2006*, ISRN LUTVDG/TVTG-1020-SE.
- Björnström, J., Ekström, T., Hassanzadeh, M., 2006: Spruckna betongdammar - Översikt och beräkningsmetoder, Elforsk Rapport 06:29. <https://energiforskmedia.blob.core.windows.net/media/19369/spruckna-betongdammar-elforskrapport-2006-29.pdf>
- Bogdanoff, I., 2013: Degradering av berg, förstärkningar och injektering i tunnlar. *SSM rapport 2013:26*, Strålsäkerhetsmyndigheten.
- Capucine, T.L., 2012: Rock bolts – Improved design and possibilities. *M Sc thesis*, NTNU Civil and Environmental Engineering.
- Dahlin, T., 2016: Personlig kommunikation, Teknisk Geologi.
- Ekström, T., Hassanzadeh, M., Janz, M., Sederholm, B., Stojanovic, B., Ulriksen, P., 2013: Tillståndsbedömning av förankringsstag i dammar. *ELFORSK-rapport 2013:70*.
- Elfren, L., Gylltoft, K., 1997: Utmattningshållfasthet hos betongkonstruktioner. *Skrift 90:10*, Luleå University of Technology.
- Gasch, T., 2016: Concrete as a multi-physical material with applications to hydro power facilities. *Licentiate thesis, TRITA-BKN Bulletin 139*, KTH Royal Institute of Technology.
- Geophysical Survey Systems, 2016: <http://www.geophysical.com>.
- Hillerborg, A., Modéer M., Petersson, P.E. 1976: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and concrete research*, vol 6, pp 773-783.
- Hoek, E., 2006: Practical Rock Engineering. <https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>
- Lagerblad, B., 2007: Livslängdsbedömning av sprutbetong i tunnlar. *Cement och betong Institutet och KTH*.
- Lee, J.S., 2007: Rock bolt integrity evaluation in tunneling using ultra-sonic NDT techniques. *Underground Space – the 4th Dimension of Metropolises*, Barták, Hrdina, Romancov & Zlámál (eds), © 2007 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-40807-3.

- Li, C., 2000: Bultars beständighet – verifiering av två klassificeringssystem med avseende på korrosiv miljö. *SveBeFo rapport 46*, Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning.
- Lindblom, U., 2010: Bergbyggnad. *Liber AB*, 113 98 Stockholm.
- Lindblom, U., 2012: Underhållskostnader för bergtunnlar i ett livslängdsperspektiv. *BeFo Rapport 120*, Stiftelsen Bergteknisk Forskning.
- Linder, M., 1984: Vattensammansättningens inverkan på korrosion av olika material i vattenledningar. *KI-rapport 1984:1*.
- Mang, H., Lackner, R., Meschke, G., Mosler, J. 2003: Computational modelling of concrete structures. *Comprehensive Structural Integrity*, Vol. 3.10, 536–601.
- Malm, R., 2006: Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses. *Licentiate thesis*, TRITA-BKN Bulletin 88, KTH Royal Institute of Technology.
- Malm, R., 2009: Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method. *PhD Thesis, Bulletin 97*, Department of Civil and Architectural Engineering, KTH Royal Institute of Technology.
- Malm, R., 2015: Non-linear analyses of concrete beams with Abaqus. *Kurskompendium för AF2102 Concrete Structures, advanced course*, Edition 2015, KTH Royal Institute of Technology.
- Malm, R., Johansson F., Hellgren R., Rios Bayona, F. (2017) *Load capacity of grouted rock bolts due to degradation*, Energiforsk report.
- Nsiab (2017) web-page: <http://www.nsiab.com/concretepro/karbonatisering.php>
- Nyberg, J., Reklamblad om LC Probe. 3C Corrosion Control Company.
- Rohrback, <http://www.cosasco.com/index.php>.
- Rots, J.G., 1988: Computational Modelling of Concrete Fracture. *PhD Thesis, TR diss 1663*, Civil Engineering and Geosciences, TU Delft, the Netherlands.
- SIS handbok 2, (2002): *Armering*, SIS Förlag AB.
- Seismic refraction [http://www.enviroscan.com/html/seismic\\_refraction\\_versus\\_refl.html](http://www.enviroscan.com/html/seismic_refraction_versus_refl.html)
- Windelhed, K., Lagerblad, B., Sandberg B., 2002: Cementingjutna bultars beständighet. *SveBeFo rapport 58*. Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning.
- Zou, D.H., Cheng, J., Yue, R., Sun X., 2010: Grout quality and its impact on guided ultrasonic waves in grouted rock bolts. *Journal of Applied Geophysics*, 72 (2010), pp 102-106.





Box 5501  
SE-114 85 Stockholm

info@befoonline.org • www.befoonline.org  
Besöksadress: Storgatan 19

ISSN 1104-1773