



STABILITETSANALYSER AV STORA KONSTRUKTIONER GRUNDLAGDA PÅ BERG

En inledande litteraturstudie

Fredrik Johansson

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

STABILITETSANALYSER AV STORA KONSTRUKTIONER GRUNDLAGDA PÅ BERG

En inledande litteraturstudie

**Stability analyses of large
structures on rock foundation**

A literature study

Fredrik Johansson, KTH

Stockholm 2006
ISSN 1104 – 1773
ISRN SVEBEFO-R—74--SE

FÖRORD

I projektet ”Berggrundläggning av dammar och brofundament” har Fredrik Johansson som doktorand vid KTH, Jord- och bergmekanik, och med professor Håkan Stille som handledare, studerat stabilitetsfrågor för att värdera säkerheten mot brott vid grundläggning av tunga konstruktioner, en fråga som är aktuell främst vid dammar men även vid exempelvis grundläggning av brofundament, särskilt aktualiserad i samband med ombyggnaden av Tranebergsbron i Stockholm. Projektet har i en första etapp omfattat en bred litteraturstudie över ämnet och en tillämpning genom uppföljning och analyser av mätresultat vid Krokströmmens valvdamm i Härjedalen. Arbetet har redovisats som licentiatuppsats 2005. För att ge större spridning åt genomgången av principer och regelverk för stabilitetsanalyser redovisas här den delen av arbetet i svenskspråkig version.

Projektet har ingått i SveBeFos ramprogram med särskilt stöd av Elforsk, SBUF och SKB. En referensgrupp har följt arbetet, bestående av Tommy Flodin, Fortum/Elforsk, Carl-Olof Söder och Anders Gustafsson, Sweco, Lars-Olof Dahlström, NCC Teknik/Banverket, Rolf Christiansson, SKB och Karin Hellstadius, SwedPower.

Stockholm i mars 2006

Tomas Franzén

SAMMANFATTNING

Tidigare undersökningar av Svenska och internationella dammar har visat på svårigheter att utvärdera säkerheten mot brott vid grundläggning på berg. Problemet gavs ytterligare uppmärksamhet i samband med byggandet av den nya Tranebergbron i Stockholm, vilken färdigställdes 2005. Föreliggande litteraturstudie har utförts i syfte att beskriva dagens kunskap och praxis för stabilitetsanalyser av konstruktioner grundlagda på berg.

Studien omfattar i princip de komponenter som ingår i en stabilitetsanalys och har indelats i grundläggande principer för stabilitetsanalyser; materialmodeller för bergmassor; parametrar för att modellera bergmassor; beräkningsmetoder; verifiering och uppföljning av prognoser; samt lagar, regler, och riktlinjer.

I studien framgår det att de riktlinjer och normer som finns för dessa typer av konstruktioner behandlar detta problem på ett relativt enkelt sätt. Problemet är emellertid mer komplext och ett flertal orsaker till detta har studerats och beskrivits i denna rapport.

SUMMARY

Previous investigations of Swedish and international dams have shown difficulties to assess the safety against failure in rock foundations. The problem was also given additional interest in connection to the recent construction of the new bridge at Traneberg in Stockholm, which was finished 2005. This literature study has been performed with the aim to describe the current state of knowledge and praxis for stability analyses of large structures founded on rock.

The study covers most of the components which are included in those types of stability analyses, and has therefore been divided into; fundamental principles of stability analyses; rock mass material models; parameters to model rock masses; calculations methods; verification and follow-up of predictions; and laws, regulatory rules, and guidelines.

In this study it is apparent that the guidelines and regulatory rules that exist in Sweden today treat this topic in a relatively simple way. However, the problem is more complex than that, and a number of causes to this have been studied and described in this report.

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1. Inledning.....	1
1.1 Bakgrund.....	1
1.2 Syfte och omfattning.....	3
1.3 Begränsningar.....	4
2 Grundläggande principer vid stabilitetsanalyser.....	5
2.1 Inledning.....	5
2.2 Total säkerhetsfaktor.....	5
2.3 Brott sannolikhet.....	7
2.4 Gränstillståndsanalyser med partiella säkerhetsfaktorer.....	9
2.5 Acceptanskrav.....	10
3 Materialmodeller för bergmassor.....	13
3.1 Inledning.....	13
3.2 Allmänna definitioner för responsen spänningar-töjningar.....	14
3.3 Brottkriterier.....	16
3.3.1 Brottkriterier för kontinuum material.....	17
3.3.2 Brottkriterier för sprickor.....	20
3.4 Modellering av ett kontinuum-material.....	24
3.5 Modellering av ett diskontinuum-material.....	29
3.5.1 Modellering av skjuvhållfasthet för ett diskontinuum-material med en spricka.....	29
3.5.2 Modellering av sambanden mellan spänningar och töjningar för en spricka.....	31
3.5.3 Modellering av en bergmassa med flera sprickor.....	34
4 Parametrar för att modellera bergmassor.....	37
4.1 Inledning.....	37
4.2 Intakt berg.....	37
4.3 Sprickor.....	42
4.4 Bergmassor.....	50
4.5 Portryck.....	55
5 Beräkningsmetoder.....	59
5.1 Inledning.....	59
5.2 Analytiska metoder för bärighetsbrott.....	59
5.3 Analytiska metoder för glidbrott.....	67
5.3.1 Plan glidning.....	67
5.3.2 Glidning av kilar.....	75
5.4 Analytiska metoder för stjälpning.....	77
5.5 Numeriska metoder för kontinuum-material.....	78
5.6 Numeriska metoder för diskontinuum-material.....	81

6 Verifiering och uppföljning av prognoser.....	83
7 Lagar, reglerande regler, och riktlinjer.....	87
7.1 Inledning.....	87
7.2 Eurocode.....	87
7.3 Bronnormen, Bro 2004.....	89
7.4 De svenska kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, RIDAS.....	95
7.4.1 Stjälpning.....	90
7.4.2 Glidning.....	90
7.4.3 Hållfastheten för betongen eller grunden får inte överskridas.....	92
7.5 Reglerande regler och riktlinjer för dammar i andra länder.....	92
7.5.1 Stjälpning.....	93
7.5.2 Glidning.....	93
7.5.3 Hållfastheten för betongen eller grunden får inte överskridas...	95
8 Slutsatser.....	97
8.1 Inledning.....	97
8.2 Grundläggande principer vid stabilitetsanalyser.....	97
8.3 Materialmodeller för bergmassor.....	98
8.4 Parametrar för att modellera bergmassor.....	98
8.5 Beräkningsmetoder.....	100
8.6 Verifiering och uppföljning av prognoser.....	102
8.7 Lagar, reglerande regler, och riktlinjer.....	102
9 Referenser.....	105

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

I Sverige finns det cirka 10 000 dammar av varierande storlek och ålder, varav ett tusental är relaterade till vattenkraft. Av dessa är cirka 200 höga dammar, med en höjd överstigande 15 m. De flesta av vattenkraftsdammarna byggdes under 1950-, 60- och 70-talen (Cederström 1995). Flera av dem är byggda av betong och grundlagda på berg. Under denna period var kunskapen om bergmekanik på en lägre nivå än idag. För att säkerställa säkerheten på dessa konstruktioner användes erfarenhet från liknande anläggningar tillsammans med relativt enkla stabilitetskriterier. Under de sista årtionena har betydelsefulla framsteg gjorts inom bergmekaniken, och kunskapen om brott i bergmassan har ökat.



Figur 1.1 Utskoven vid Pengfors kraftstation, en av många betongdammar i Sverige (Foto: SWECO VBB).

Figure 1.1 Spillway of the concrete dam at Pengfors hydroelectric power station, one of many in Sweden (Photo: SWECO VBB).

Trots dessa framsteg existerar det fortfarande betydande svårigheter att utvärdera säkerheten mot brott för en belastad bergmassa. Fördjupade dammsäkerhetsutvärderingar i Sverige och utomlands har visat på stora problem att kunna bedöma säkerheten mot brott på ett tillförlitligt sätt, främst på grund av otillräcklig kunskap om bergmassans skjuvhållfasthet.

Under samma tid har internationella erfarenheter visat att brott i grunden är en av huvudorsakerna till att betongdammar rasar. En studie utförd av ICOLD (1995) visade att inre erosion och otillräcklig skjuvhållfasthet är de vanligaste orsakerna till dammbrott, där vardera delen utgör orsaken i 21% av fallen. Ett exempel är haveriet av valvdammen Malpasset i Frankrike 1959, där glidning av ett stort bergblock inträffade till följd av höga upptryck. Brottet orsakade en 50 m hög våg, och vållade över 400 människors död (Bellier 1976).

Stabilitetsproblem vid grundläggning på berg aktualiserades också i samband med byggandet av den nya Tranebergsbron i Stockholm, vilket slutfördes 2005. Under uppförandet av bron visade deformationsmätningar att det ena av brofundamenten uppvisade en större deformation än förväntat. En diskussion om brons stabilitet följde, vilket resulterade i att byggandet tillfälligt upphörde.

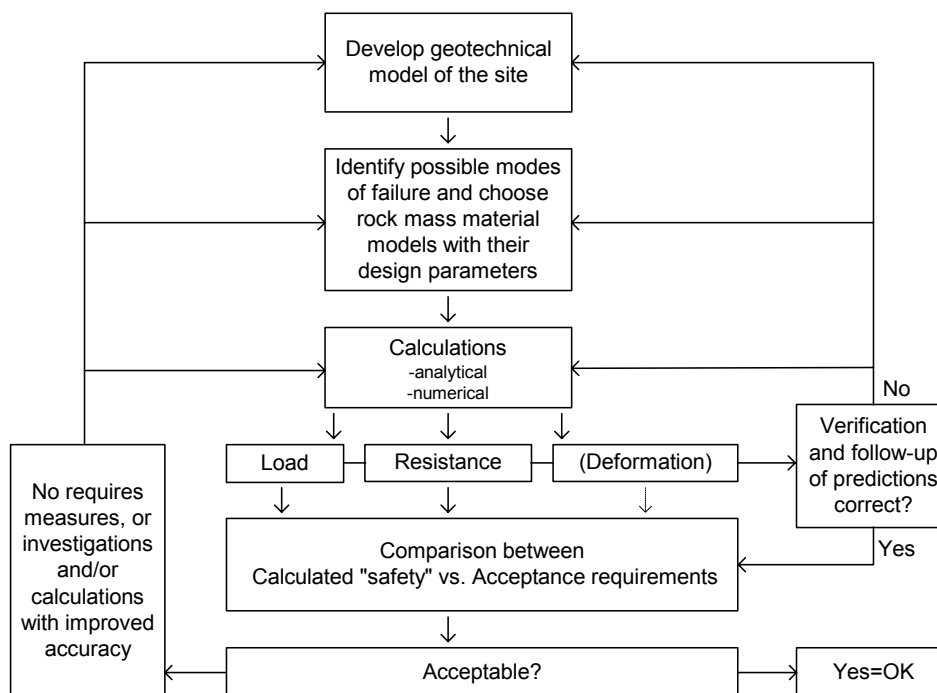


Figur 1.2 Bygget av det nya brospannet vid Traneberg i Stockholm (Foto: Jan Salomonson).
Figure 1.2 Construction of the new span of the bridge at Traneberg (Photo: Jan Salomonsson).

Med den stora mängd av betongdammar av varierande ålder som finns i Sverige idag, tillsammans med andra typer av stora konstruktioner grundlagda på berg, är det viktigt att samhället kan utvärdera säkerheten för dessa typer av anläggningar. Inte minst med tanke på de allvarliga konsekvenser som brott kan medföra.

1.2 Syfte och omfattning

Syftet med föreliggande litteraturstudie är att beskriva dagens kunskap och nuvarande praxis för stabilitetsanalyser av konstruktioner grundlagda på berg. För att uppnå detta är det nödvändigt att studera de olika komponenterna för stabilitetsanalyser vid grundläggning på berg. I korthet kan denna process beskrivas enligt figur 1.3 nedan.



Figur 1.3 Flödesschema med ingående huvudkomponenter för stabilitetsanalyser vid grundläggning på berg.

Figure 1.3 Main components in stability analyses for foundations on rock.

Den beräknade säkerheten är i allmänhet bestämd utifrån kunskap om last och bärighet. Processen för att uppnå detta startar med utvecklandet av en geologisk modell. Denna modell är i huvudsak utvecklad från resultat av diverse platsundersökningar. Vilka undersökningar som är nödvändiga, eller hur modellen ska ställas upp, kommer inte behandlas i denna studie. Utifrån den geologiska modellen identifieras möjliga brottmoder. Olika typer av brottmoder kan vara möjliga och det är nödvändigt att analysera alla för att hitta den svagaste länken. Beroende av studerad brottmod väljs samtidigt en materialmodell som kan modellera de nödvändiga egenskaperna för bergmassan eller sprickplanet. För stora konstruktioner, eller för berg med komplex struktur, kan olika typer av modeller vara nödvändiga för olika delar av berggrunden. Indata till dessa modeller är ett antal bergmekaniska parametrar som kan bestämmas genom laboratorie- eller platsförsök. En annan vanlig teknik för att uppskatta parametrarna är att använda empiriska korrelationer till klassificeringsmetoder för bergmassan. I synnerhet eftersom laboratorie- och speciellt platsförsök är dyra och tidskrävande.

Konstruktionens geometri och den geologiska modellen, tillsammans med antagen brottmod och vald materialmodell för bergmassan, är de viktigaste komponenterna i en stabilitetsanalys. Av dessa komponenter skapas en förenklad modell av problemet, och last tillsammans med bärighet beräknas. Två huvudtyper av beräkningsmetoder existerar för att beräkna problemet, analytiska och numeriska metoder. Utöver dessa kan empiriska metoder användas, men den används främst vid grundläggning av mindre fundament och studeras inte i denna studie.

Byggande i berg är ofta förbunden med osäkerheter. Det är därför viktigt att verifiera förväntat beteende genom mätningar, och sätta in nödvändiga åtgärder om så behövs. Detta koncept med ”aktiv design” är en viktig del av analysen.

I de följande kapitlen har de ovan nämnda delarna beskrivits i mer detalj. Studien startar med att beskriva grundläggande principer. Detta kapitel studerar frågor såsom vilka grundläggande antaganden stabilitetsanalyser är baserade på, hur säkerheten uttrycks, och vad acceptanskraven är baserade på. Efter det studeras bergmekaniska materialmodeller och deras parametrar, tillsammans med beräkningsmetoder. Utöver detta studeras lagar, regler, och riktlinjer i Sverige och utomlands. Slutligen presenteras sammanfattande slutsatser av arbetet.

1.3 Begränsningar

Litteraturstudien behandlar stora konstruktioner grundlagda på berg såsom dammar och brofundament. Till följd av detta kommer inte empiriska eller föreskrivande metoder att tas upp, då dessa främst används vid mindre fundament.

Endast brottmoder i bergmassan behandlas. Inga brottmoder i kontaktytan mellan berggrund och ovanliggande konstruktion, eller i själva konstruktionen, studeras.

Studien är fokuserad på svenska förhållanden; en uppsprucken bergmassa med horisontella sprickplan i kombination med vertikala, eller delvis vertikala, sprickplan. Ingen hänsyn har tagits till seismiska laster.

I stabilitetsanalyser är det vanligt med en varierande grad av noggrannhet beroende på vilket skede analysen utförs. Vilken typ av analys som ska användas vid olika skeden, och vilken grad av tillförlitlighet som behövs i de olika skedena, kommer inte behandlas i denna studie. Tillgängliga undersökningsmetoder och tekniker för karakterisering av bergmassan tas inte heller upp.

2 GRUNDLÄGGANDE PRINCIPER VID STABILITETSANALYSER

2.1 Inledning

I allmänhet är stabilitetsanalyser baserade på antagandet att last och bärighet är separerade och oberoende av deformation. Principen är att bärigheten, R , för den studerade strukturella komponenten ska vara lika med eller större än lasten, S . Kriteriet är redovisat i ekvation 2.1.

$$R \geq S \quad (2.1)$$

Detta antagande är endast en approximation. I verkligheten är lasten i viss utsträckning beroende av deformation. Under vissa omständigheter kan detta beroende vara mer uttalat. Detta kan exempelvis inträffa när styvheten på berggrunden varierar. Vid dessa tillfällen är det viktigt att komma ihåg denna begränsning, och studera det generella beteendet av detta beroende. Dessutom är hållfastheten för en bergmassa eller ett sprickplan i de flesta fall kraftigt deformationsberoende.

Alla stabilitetsanalyser är förknippade med ett visst mått av osäkerhet. För bergmassor är denna osäkerhet större än för tillverkade material såsom stål och betong. En bergmassa har formats under miljontals år och har en naturlig inbyggd variation av dess egenskaper. Utöver detta är informationen om en bergmassa alltid begränsad. Den är gömd i bergmassan och det kostar tid och pengar att bestämma den. Stabilitetsanalyser vid grundläggning på berg är därför i stor utsträckning en fråga om att finna den rätta balansen mellan last, bärighet, osäkerhet, och konsekvenserna vid brott.

För att nå denna balans används i huvudsak två komponenter. Den första är ett uttryck för den beräknade säkerheten. Den beräknade säkerheten kan uttryckas på flera olika sätt. De vanligaste är:

- En total säkerhetsfaktor
- Brott sannolikhet
- Gränstillståndsanalyser med partiella säkerhetsfaktorer

Den andra komponenten är acceptans kravet. Den bestämmer med vilken omfattning den beräknade säkerheten ska överstigas för att uppnå en acceptabel risk för brott.

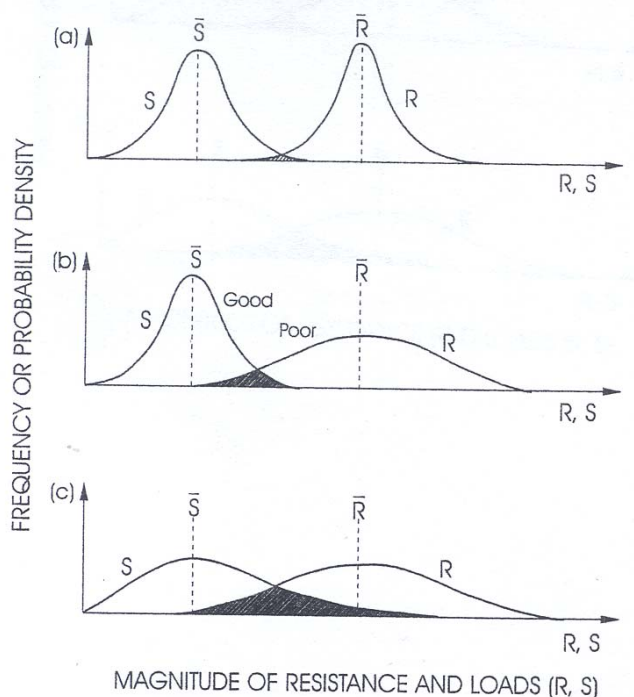
2.2 Total säkerhetsfaktor

Den vanligaste metoden för att uttrycka säkerheten vid grundläggning på berg är med den totala säkerhetsfaktorn. Den totala säkerhetsfaktorn, FS , bestäms genom att dividera bärigheten med lasten enligt ekvation 2.1.

$$FS = \frac{R}{S} \quad (2.2)$$

I ekvation 2.1. uttrycks R och S som deterministiska värden. Denna metod att uttrycka den beräknade säkerheten har både för och nackdelar.

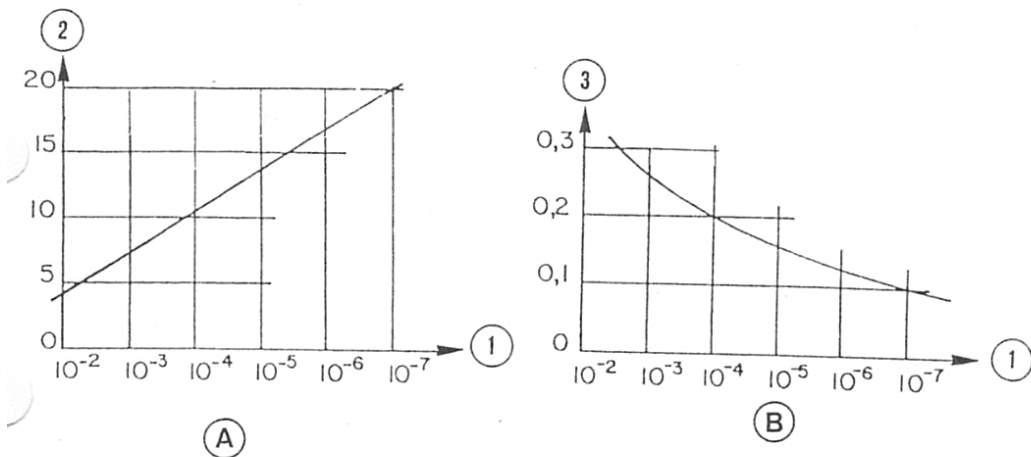
En nackdel med en total säkerhetsfaktor är att last och bärighet beror på ett flertal parametrar. Värden på dessa parametrar kan existera inom relativt breda intervall, vilka kan beskrivas med sannolikhetsfördelningar. Exempel på sannolikhetsfördelningar för last och bärighet kan ses i figur 2.1. I detta exempel illustreras hur ett givet medelvärde på last och bärighet, med samma totala säkerhetsfaktor, kan resultera i olika sannolikhet för brott (Green 1989). Detta innebär att det finns en risk att beräkna en acceptabel säkerhetsfaktor, och samtidigt ha en oacceptabel brottsannolikhet om parametrarnas fördelningar inte beaktas. Fall b i figur 2.1 illustrerar ett förhållande som är vanligt vid grundläggning på berg; en låg osäkerhet för lasten och en högre osäkerhet för bärigheten.



Figur 2.1. Olika fall av last- och bärighetsfördelningar; (a) bra kontroll på R och S ; (b) bra kontroll på S och dålig kontroll av R ; (c) dålig kontroll av R och S (Från Becker 1996 efter Green 1989).

Figure 2.1 Possible load and resistance distributions (From Becker 1996 after Green 1989); (a) very good control of R and S ; (b) mixed control of R and S ; (c) poor control of R and S .

ICOLD (1993) beskriver med ett slående exempel, se figur 2.2, hur spridning i provresultat och antalet test kan ändra sannolikheten för brott med en faktor 100 000 med samma totala säkerhetsfaktor.



Figur 2.2 (A) Total säkerhetsfaktor $FS=1.5$, Spridning $V=0.2$; (B) Total säkerhetsfaktor $FS=1.5$, Antalet tester 10; (1) Brottsannolikhet; (2) Antalet prov; (3) Normaliserad spridning, V , definierad som standardavvikelsen delad med medelvärdet (Från ICOLD 1993).

Figur 2.2 (A) Factor of safety $FS=1.5$ Scatter $V=0.2$; Factor of safety $FS=1.5$ 10 tests; (1) Probability of failure; (2) Number of tests; (3) Scatter V , defined as the standard deviation divided with the mean value (From ICOLD 1993).

En annan nackdel som Becker (1996) beskriver är att den totala säkerhetsfaktorn inte skiljer mellan de olika källorna till osäkerhet, såsom parameter osäkerhet, modell osäkerhet, eller system osäkerhet. Isället är alla osäkerheter samlade i ett enda värde. Han är också av den åsikten att det inte är möjligt att exakt definiera säkerhet med ett enda värde p.g.a. dessa osäkerheter. Konceptet med en total säkerhetsfaktor, och andra metoder för att uttrycka säkerheten, är endast relativa och inte absoluta. Deras huvudsakliga uppgift är att fungera som ett hjälpmedel eller verktyg för att hantera säkerheten.

Trots dessa nackdelar har den totala säkerhetsfaktorn en fördel i och med dess enkelhet. I stabilitetsanalysernas början var det en enkel metod för att beräkna, eller uttrycka, säkerheten. Frånvaron av noggrannhet kompensades med erfarenhet. Med tiden utvecklades empiriska acceptanskriterier som framgångsrikt hanterade osäkerheterna i analyserna. Än idag används samma metod även om metoderna för att beräkna laster och bärighet har förfinats. Vi vet fortfarande väldigt lite om den exakta säkerheten mot brott, och baserar våra analyser på dessa delvis empiriska acceptanskriterier.

2.3 Brottsannolikhet

Den rumsliga variationen av bergmassans egenskaper, och medvetenheten om svagheterna med en total säkerhetsfaktor, har inneburit en ökande trend mot sannolikhetsbaserade metoder inom bergmekaniken. Med dessa metoder kan brottsannolikheten uttryckas som (Melchers 1999):

$$p_f = p[R - S \leq 0] \quad (2.3)$$

Där R och S är beskrivna som stokastiska variabler. Den kan också uttryckas enligt ekvation 2.4.

$$p_f = p[M \leq 0] \quad (2.4)$$

Där M är en funktion till det betraktade gränstillståndet. För brottgränstillståndet definierar den gränsen mellan den "säkra" och "osäkra" regionen. Sannolikheten att överskrida gränstillståndet är lika med brottsannolikheten. I allmänhet kan problemet inte uttryckas med R och S som två stokastiska variabler. Problemet är mer komplext och ett flertal stokastiska variabler är nödvändiga. Om vektorn X representerar alla variabler i problemet, kan gränstillståndsfunktionen uttryckas som $M(X)$. Brottsannolikheten kan då uttryckas enligt ekvation 2.5.

$$p_f = p[M(X) \leq 0] = \int \dots \int_{M(X) \leq 0} f_x(x) dx \quad (2.5)$$

Integranden ovan kan lösas med tre olika metoder (Melchers 1999):

1. Direkt integrering vilket endast är möjligt för ett fåtal specialfall.
2. Numerisk integrering såsom Monte Carlo simulering.
3. Kringgå integranden genom en transformation av de stokastiska variablerna till normalfördelningar och istället lösa problemet analytiskt.

För en beskrivning av dessa metoder se bland annat Melchers (1999).

Med brottsannolikhet existerar det en teoretisk möjlighet att uttrycka sannolikheten för brott. Metoden har flera potentiella fördelar. Becker (1996) har beskrivit fyra av dem. Han menar att den har den potentiella fördelen av att vara mer realistisk, rationell, konsekvent, och har ett brett användningsområde. Han menar också att den största nackdelen är att utan rätt kunskap och indata, kan dessa fördelar inte utnyttjas i praktiska dimensioneringssituationer. En annan nackdel beskrivs i ICOLD (1993), den menar att brottsannolikhet är för spekulativ för att erbjuda några praktiska lösningar till ingenjörernas problem. Till exempel är det en stor svårighet att uppskatta flera av osäkerheterna numeriskt.

Det är också viktigt att ha i åtanke att denna teknik förutsätter oberoende mellan de stokastiska variablerna. I bergmassan kan det finnas korrelationsstrukturer som resulterar i en autokorrelation av dom stokastiska variablerna, m.a.o. en reduktion av deras varians. För geotekniska problem menar Olsson (1986) att om denna autokorrelation försummas, leder den till överstarka konstruktioner utan någon direkt uppskattning på storleken av hur mycket jordens bärighet har underskattats. Om autokorrelation existerar i bergmassor är samma påstående giltigt inom bergmekaniken. Vidare utförs oftast analyserna med antagandet om att det mekaniska systemet endast består av en komponent. Ett felaktigt antagande om autokorrelation existerar. Dessa faktorer har en betydande effekt på brottsannolikheten och måste beaktas på ett korrekt sätt om brottsannolikheten ska kunna bestämmas.

2.4 Gränstillståndsanalyser med partiella säkerhetsfaktorer

Principen bakom dimensionering med gränstillstånd är att multiplicera eller dividera lasten och bärigheten med partialkoefficienter enligt ekvation 2.6, för att uppnå en tillräcklig säkerhetsnivå för det betraktade gränstillståndet.

$$\frac{R(i)}{\gamma_{R,i}} \geq \gamma_{S,i} * S(i) \quad (2.6)$$

Där $R(i)$ and $S(i)$ är bärigheten respektive lasten för variabel i . $\gamma_{R,i}$ och $\gamma_{S,i}$ är partialkoefficienter för bärighet respektive last för variabel i .

Vanligtvis analyseras två gränstillstånd i dimensioneringen, brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd. Brottgränstillståndet är relaterat till brott eller kollaps av konstruktionen. Enligt BKR (2003) ska lastbärande konstruktioner i brottgränstillstånd dimensioneras så att säkerheten mot brott i materialet, och mot instabilitet såsom buckling och vippning etc., är tillräcklig under byggnation, dess livstid, och i händelse av brand. Ett råd i BKR är att deformationer i grundläggningen kan ge upphov till brott eller instabilitet. Vidare ska konstruktionen dimensioneras med en tillräcklig säkerhet mot stälpling, upplyft, och gliding. Konstruktionen ska också dimensioneras på ett sådant sätt att risken för progressivt brott är obetydlig. Bruksgränstillståndet är relaterat till normal användning och funktion. Enligt BKR (2003) ska konstruktioner i bruksgränstillståndet dimensioneras så att deformation, uppsprickning, och vibrationer inte orsakar någon skada på dess funktion eller på delar av konstruktionen. För stabilitetsanalyser är det vanligtvis brottgränstillståndet som beaktas.

Analyser av gränstillstånd med partiella säkerhetsfaktorer hänförs vanligtvis till första nivån av tillförlitlighetsanalyser (Melchers 1999). Anledningen till detta är att partialkoefficienterna kan bestämmas med tillförlitlighetsanalyser av högre ordning, såsom första ordningens andra momentets tillförlitlighetsanalys (FORM), beskriven av Thoft Christensen och Baker (1982). Denna metod använder medelvärdet och variansen av variablerna för att bestämma brottsannolikheten. Med denna metod kan partialkoefficienten, γ_i , bestämmas enligt ekvation 2.7.

$$\gamma_i = \frac{x_{k,i}}{\mu_i + \alpha_i \cdot \beta \cdot \sigma_i} \quad (2.7)$$

Där $x_{k,i}$ är det karaktäristiska värdet på variabel i , μ_i är medelvärdet på variabel i , α_i är sensitivitetsfaktorn för variabel i , och σ_i standard avvikelserna på variabel i . β är säkerhetsindexet, där varje värde på β motsvarar en visst värde på brottsannolikheten. Till exempel anger BKR (2003) att säkerhetsindexet ska vara; ≥ 3.7 för säkerhetsklass 1; ≥ 4.3 för säkerhetsklass 2; och ≥ 4.8 för säkerhetsklass 3. Dessa värden motsvarar en brottsannolikhet på; 10^{-4} för säkerhetsklass 1; 10^{-5} för säkerhetsklass 2; och 10^{-6} för säkerhetsklass 3. Problemet med att ha olika

sannolikhetsfördelningar på de stokastiska variablerna men samma säkerhetsindex löstes av Hasofer och Lind (1974).

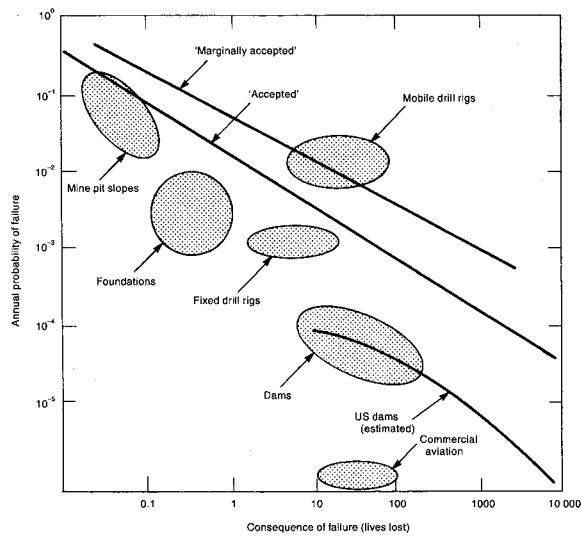
Den viktigaste fördelen med partialkoefficienter är att de leder till faktorer som speglar osäkerheterna (ICOLD 1993). Även om gränstillståndsanalyser med partialkoefficienter tar hänsyn till de olika källorna till osäkerhet, innebär det inte automatiskt att dimensioneringen är acceptabel. Gränstillståndsanalyser med partialkoefficienter saknar en objektiv och kvantitativ utvärdering på hur approximationer i den mekaniska modellen påverkar säkerheten, och också hur mänskliga faktorer påverkar säkerheten. Det är därför, enligt ICOLD (1993), som konceptet med en total säkerhetsfaktor fortfarande används. Dessutom, vilket Mortenson (1983) påpekar, måste full hänsyn tas till det enskilda partialkoefficientsystemet för mindre konventionella konstruktioner. Att etablera mer eller mindre fasta partialkoefficienter för dessa typer av konstruktioner skulle framstå som ett försök att döda den ingenjörsmässiga bedömningen.

För stora konstruktioner som betongdammar är varje konstruktion och dess grundläggningsförhållanden unika. Detta innebär att unika partialkoefficienter skulle behövas för varje konstruktion. Det är därför tveksamt, som Mortenson diskuterar, om analyser med fasta partialkoefficienter är lämpliga för dessa typer av konstruktioner.

2.5 Acceptanskrav

När den beräknade säkerheten har bestämts måste det bedömmas om den är acceptabel eller inte. För att kunna göra denna bedömning finns acceptanskrav eller acceptanskriterier. De är förknippade med konstruktionens acceptabla risk. Risk definieras vanligtvis som produkten av sannolikhet och konsekvens. Detta innebär att det generellt behövs tre komponenter för att kunna göra en korrekt bedömning vid en stabilitetsanalys; en acceptabel risk; brottsannolikheten; och konsekvenserna om brott inträffar.

Två metoder har beskrivits av Melchers (1999) genom vilka acceptanskraven kan baseras på. Den första metoden innefattar en jämförelse mellan den beräknade brottsannolikheten gentemot andra risker i samhället. Genom att göra detta införs acceptabla risker för konstruktioner baserade på risker i samhället som accepteras i vårt dagliga liv. I figur 2.3 finns några risker beskrivna som är förknippade med olika typer av ingenjörprojekt i samhället.



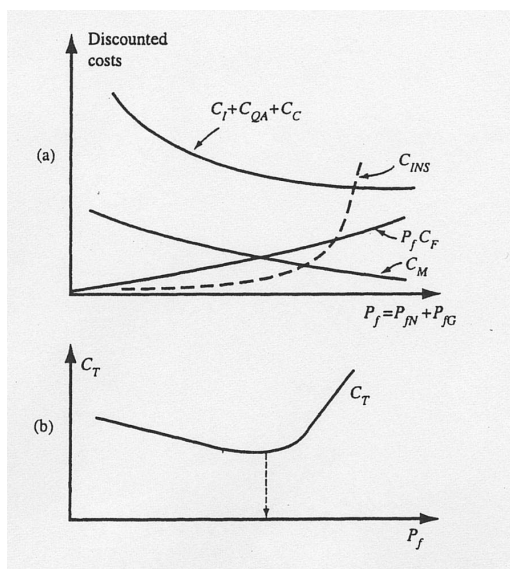
Figur 2.3 Risker förknippade med olika typer av ingenjörprojekt. (Från Wyllie 1999 efter Whitman 1984).

Figure 2.3 Risks associated with some engineering projects (From Wyllie after Whitman 1984).

Den andra metoden är samhällsekonomisk, där kostnads-, nytto-, och riskanalyser används för att komma fram till den acceptabla eller mest samhällsekonomiska brottsannolikheten. Detta krav ges av ekvation 2.8.

$$\max(B - C_T) = \max(B - C_I - C_{QA} - C_C - C_{INS} - C_M - p_f C_F) \quad (2.8)$$

Där B är den totala nyttan av projektet, C_T är den totala kostnaden för projektet, C_I är initiella kostanden för projektet, C_{QA} är kostnaden för kvalitetssäkrande åtgärder, C_C är kostnaden för korrigerande åtgärder till följd av de kvalitetssäkrande åtgärderna, C_{INS} är försäkringskostnaderna, C_M är kostnaderna för underhåll, p_f är brottsannolikheten för projektet, C_F är kostnaden om brott inträffar. Principen illustreras i figur 2.4.



Figur 2.4 (a) Komponenternas kostnad, (b) totala kostnaden som en funktion av p_f (Efter Melchers 1999).

Figure 2.4 (a) Component costs and (b) total costs as a function of p_f (After Melchers 1999).

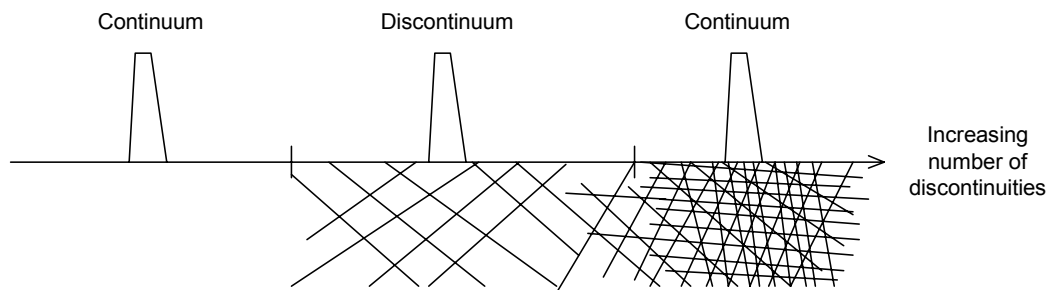
Om en hög säkerhet krävs till följd av allvarliga konsekvenser vid brott måste brotts sannolikheten vara låg. Dammar är ett exempel på sådana typer av konstruktioner. Detta innebär också att osäkerheterna i analysen måste hållas på en låg nivå. Vanligtvis är emellertid osäkerheterna vid stabilitetsanalyser av konstruktioner grundlagda på berg betydande. Osäkerheterna vid tillförlitlighetsanalyser kan indelas i följande komponenter (Melchers 1999); fenomenologisk osäkerhet; osäkerhet vid beslut; modellosäkerhet; osäkerheter vid uppskattningar eller förutsägelser; fysisk osäkerhet; statistisk osäkerhet; och osäkerhet till följd av mänskliga faktorer. Flera av dessa osäkerheter är svåra att beakta när den beräknade säkerheten ska bestämmas. Inverkan från mänskliga faktorer såsom grova fel eller annan inblandning är svåra att uppskatta. I många fall är också den statistiska osäkerheten stor till följd av fåtalsprovning. Om konstruktioner byggs med ny teknik kan dessutom den fenomenologiska osäkerheten vara stor. Flera av dessa osäkerheter uppskattas endast grovt eller utelämnas helt. Till följd av detta blir den beräknade säkerheten nominell. Den exakta säkerheten är troligtvis inte möjlig att bestämma i en stabilitetsanalys. Det är också därför som befintliga acceptanskrav i stor utsträckning är baserade på tidigare erfarenheter, och den beräknade nominella säkerheten från liknande konstruktioner.

Mortenson (1983) menar att säkerhetsfaktorn vid grundläggning inom geotekniken i viss utsträckning är korrektionsfaktorer, och att det bästa sättet att bestämma acceptanskraven är genom en kombination av erfarenhet och bakåt beräkningar av lyckade grundläggningskonstruktioner. Ett acceptanskrav som endast är baserat på teoretiska betraktelser innebär en risk av att tappa omfattande praktisk erfarenhet. Han menar också, i alla fall under Danska förhållanden, att alla brott i grunden är en konsekvens av att inte ha beaktat rätt brottmod i analysen. Att öka säkerheten i dessa fall kan inte åstadkommas genom en mindre justering av säkerhetsfaktorn, utan måste ske genom att utföra mer detaljerade grundundersökningar, eller utföra geotekniska beräkningar som tar hänsyn till de kritiska faktorerna, och genom att utföra fördjupade kontroller, mätningar, och observationer.

3 MATERIAL MODELLER FÖR BERGMASSOR

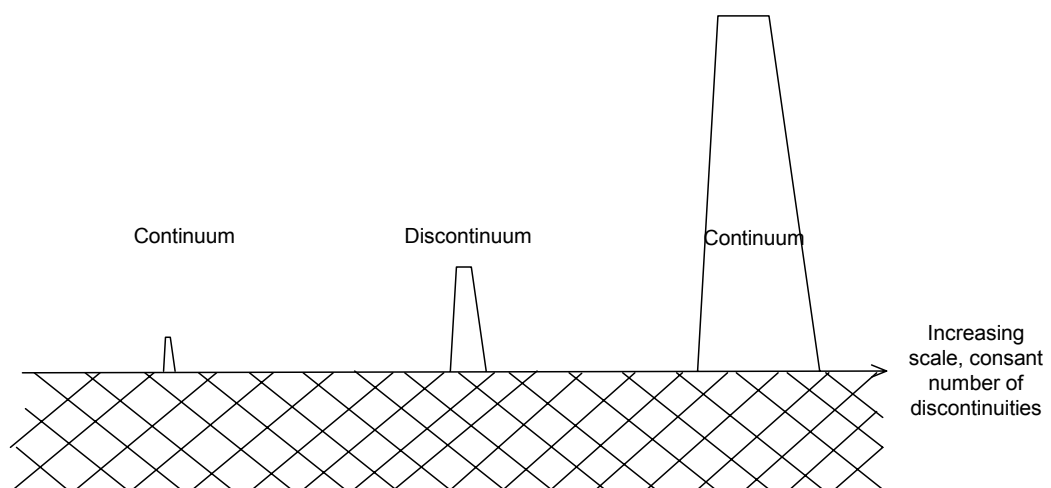
3.1 Inledning

För att kunna utföra en stabilitetsanalys av berggrunden är det nödvändigt att modellera bergmassans beteende korrekt. En bergmassa består av intakt berg genomkorsad av ett antal sprickplan. Hållfastheten på det intakta berget är högre än för sprickplanen. Till följd av detta är hållfastheten och bergmassans beteende i hög grad påverkad av sprickplanens karaktäristiska egenskaper. Vilka brottmoder som är möjliga och hur bergmassan ska betraktas beror främst på antalet sprickor och skalan på det betraktade problemet, såsom Hoek och Brown (1980) samt Edelbro (2004) med flera beskrivit.



Figur 3.1 Illustration av hur bergmassan kan betraktas med ökande antal sprickor.
Figure 3.1 Illustration of the effect on how the rock mass can be considered with increasing number of discontinuities.

Om bergmassan är intakt eller genomkorsad av ett stort antal sprickplan kan den betraktas som ett kontinuum material. Om endast en eller två sprickgrupper existerar i bergmassan bör den betraktas som ett diskontinuum, se figur 3.1 ovan.



Figur 3.2 Illustration av hur skalan kan påverka hur bergmassan kan betraktas om antalet sprickor är konstant.
Figure 3.2 Illustration of the effect from scale when the numbers of discontinuities are constant.

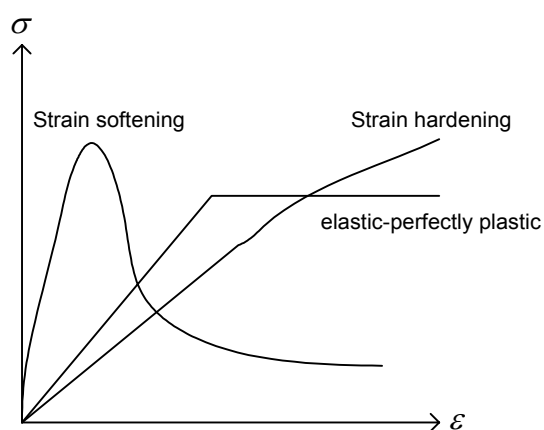
Om avstånden mellan sprickorna är stora i förhållande till konstruktionens storlek kan bergmassans betraktas som intakt, och därmed modelleras som ett kontinuum material. När avståndet mellan sprickorna är korta i förhållande till konstruktionens storlek kan bergmassan betraktas som kraftigt uppsprucken, och kan också modelleras som ett kontinuum material. Det finns emellertid en skala mellan dessa betraktelser där bergmassan bör modelleras som ett diskontinuum.

Skillnaden mellan dessa båda betraktelsesätt för en bergmassa är grundläggande för hur den bör modelleras. Kontinuummaterialet modelleras vanligtvis med isotropiska eller anisotropiska egenskaper, med elasticitetsteorin eller elasto-plastiskt teori. För diskontinuummaterialet styrs hållfastheten och deformationsegenskaperna främst av de mekaniska egenskaperna hos sprickorna. Deformationerna i bergmassan inträffar vanligtvis genom rörelser av stela kroppar, och involverar stora förskjutningar, rotationer, och translationer.

För att kunna modellera beteendet av kontinuum och diskontinuum material av berg är vissa ingredienser nödvändiga såsom; grundläggande samband mellan spänningar och töjningar; ett brottkriterium som definierar vid vilka spänningsnivåer som brott inträffar; och även indata för de parametrar som ingår i ovanstående delar. I senare delar av detta kapitel kommer dessa att presenteras mer ingående. Innan detta utförs kommer emellertid vissa allmänna definitioner som berör responsen mellan spänningar och töjningar att beskrivas.

3.2 Allmänna definitioner för responsen spänningar-töjningar

I allmänhet kan beteendet för responsen spänningar-töjningar under axiell belastning indelas i tre grupper. Dessa tre skildras i figur 3.3.



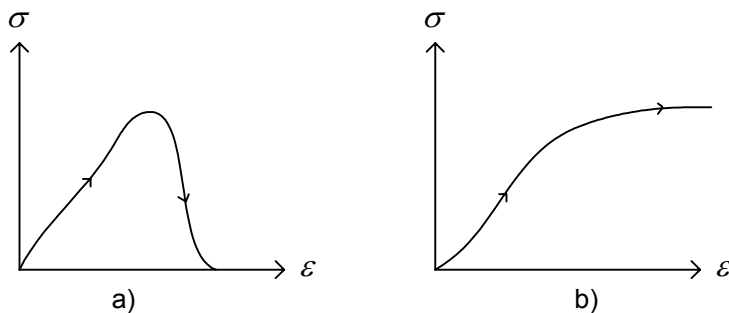
Figur 3.3 Tre huvudgrupper av beteenden för responsen spänningar-töjningar under axiell belastning; töjningsmjuknande; töjningshårdnande; och elastiskt perfekt-plastiskt.

Figure 3.3 Three main groups of stress-strain response under axial loading; strain-softening; strain hardening; and elastic-perfectly plastic material.

Töjningshårdnande innebär att materialet i sitt plastiska tillstånd uppvisar en ökande hållfasthet med ökande töjning. *Töjningsmjuknande* innebär att materialet i sitt plastiska tillstånd uppvisar en minskande hållfasthet med ökande töjning. Ett

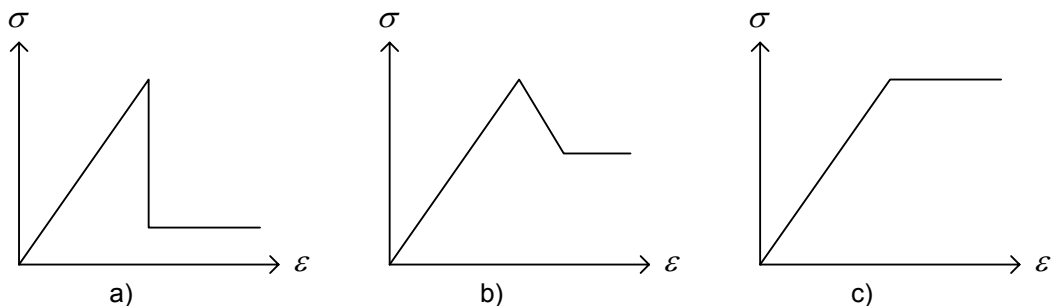
material som uppvisar en kontinuerlig töjning vid en viss spänningsnivå kallas för ett *elastiskt perfekt-plastiskt* material.

Bergmassor kan uppvisa olika typer av spännings-töjnings beteenden. Bergmassor av låg kvalitet, där brott inträffar genom krossning, glidning, och rotation av små stycken av intakt berg kan uppvisa en permanent deformation utan att dess förmåga att uppta last försämras. Ett sådant beteende brukar kallas för *segt*. Bergmassor av bra kvalitet har däremot inte denna förmåga. Brottet sker delvis genom intakt berg, och dess förmåga att uppta last minskar snabbt med ökande deformation. En sådan bergmassa brukar kallas för *skör*. Principen för ett *skört* och ett *segt* beteende skildras i figur 3.4.



Figur 3.4 Illustration av a) Skört beteende, och b) Segt beteende.
Figure 3.4 Illustration of a) Brittle behaviour, and b) Ductile behaviour.

Hoek och Brown (1997) föreslår tre olika grupper av spännings-töjnings respons för bergmassor, vilka är relaterade till bergmassans kvalitet. Dessa är; elastiskt-skört för bergmassor av mycket bra kvalitet (*GSI* omkring 75); töjningsmjuknande för bergmassor av medelbra kvalitet (*GSI* omkring 50); elastiskt perfekt-plastiskt för bergmassor av dåligt kvalitet (*GSI* omkring 30). Den principiella spännings-töjnings beteendet för dessa är beskrivna i figur 3.5.



Figur 3.5 Tre grupper av spännings-töjnings beteende för bergmassor; elastiskt-skört; töjningsmjuknande; och elastiskt perfekt-plastiskt (Efter Hoek och Brown 1997).
Figure 3.5 Three groups of stress-strain response for rock masses; elastic-brittle; strain softening; and elastic-perfectly plastic (After Hoek and Brown 1997).

Det sköra eller töjnings mjuknande beteendet möjliggör att *progressiva brott* kan inträffa. Progressivt brott innebär att hållfastheten i en punkt minskar med ökad töjning efter att den maximala hållfastheten har passerats. Detta leder till att krafterna omfördelas till de närliggande punkterna, vilket i sin tur leder till att dessa också överbelastas. Denna process fortsätter progressivt till dess att hela

glidyten har gått till brott eller nått en ny jämvikt. Till följd av dess natur har dessa typer av brott ett snabbt förlopp.

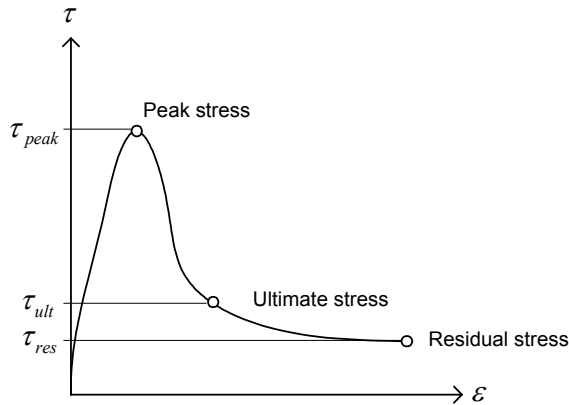
3.3 Brottkriterier

Vid vilka spänningsnivåer som brott inträffar kan definieras med ett brottkriterium. För kontinuum material i berggrunden är brottmekanismen skjuvbrott. Denna mekanism skapar en skjuvzon med en vinkel, α , mot den största huvudspänningsriktningen. Denna vinkel är beroende av förhållandet mellan den största och minsta huvudspänningen. Utvecklingen av denna skjuvzonen inträffar eftersom fortplantandet av sprickor i den största huvudspänningsriktningen är förhindrad av den mothållande minsta huvudspänningen.

För diskontinuummaterial inträffar skjuvbrottet längs sprickplanen eller genom det intakta berget. Till följd av detta är brottkriterier för sprickor nödvändiga för att kunna modellera det komplexa beteendet av en diskontinuerlig bergmassa.

Genom åren har många olika brottkriterier föreslagits för intakt berg, bergmassor, och sprickor. En beskrivning av de mest betydelsefulla har utförts av Sheorey (1997) och Edelbro (2003) bland flera andra. I detta kapitel har tre av de vanligaste kriterierna inom bergmekaniken studerats mer ingående; Mohr-Coulombs brottkriterium vilket är användbart för både intakt berg, uppspruckna bergmassor, och sprickor; Hoek-Browns (1980) brottkriterium som är användbart för intakt berg och uppspruckna bergmassor; och Barton's (1973) kriterium för att uppskatta skjuvhållfastheten för råa ofyllda sprickor.

Innan ett brottkriterium används är det viktigt att identifiera vilka punkter på spännings-töjnings kurvan som ska beaktas för att definiera brott. Enligt Nicholson (1983) är fyra typer av definitioner vanliga; en maximal spänning; en residualspänning; en slutlig spänning; eller en spänningsnivå som är associerad med en begränsande töjning eller deformation. De tre första är illustrerade i figur 3.6. Vilken av dessa som används varierar från fall till fall. Om bergmassan till exempel är skör, och små deformationer inträffar, kan den maximala skjuvspänningen användas. Om ett lastfall som betraktar förhållandena efter en jordbävning ska kontrolleras brukar vanligtvis residualhållfastheten användas. För ett bärighetsbrott kan däremot en punkt innan stora deformationer inträffar användas, vanligtvis associerad till en s.k. slutlig spänning. Det bör emellertid noteras att för denna typ av brott, där konstruktion och berggrund samverkar, är den slutliga spänningen vanligtvis definierad från en brottillståndsanalys och är ingen materialegenskap. Hur brott definieras är nödvändigt att beakta när indata till ingående parametrar ska väljas.



Figur 3.6 Brott definierat enligt en maximal-, slutlig-, och residualskevspänning (Efter Nicholson 1983).

Figure 3.6 Failure as defined by peak, ultimate, and residual shear stress (After Nicholson 1983).

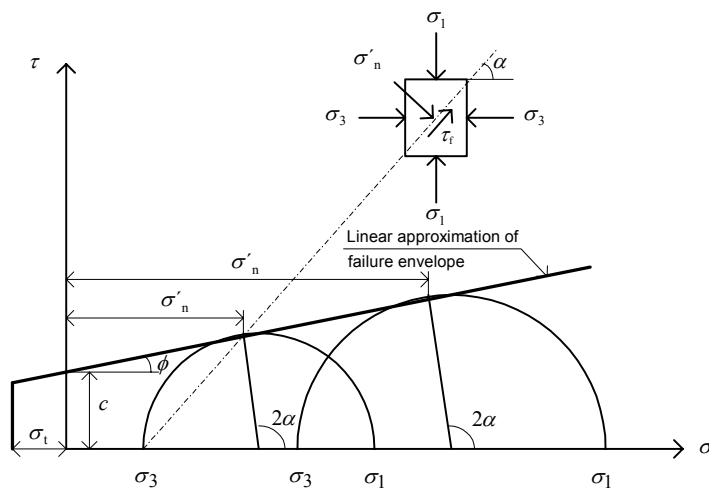
3.3.1 Brottkriterier för kontinuum material

Mohr-Coulomb's brottkriterium är baserat på arbetet av Coulomb 1776 och Mohr 1882, och finns beskrivet i de flesta geotekniska och bergmekaniska böcker. I dess moderna form kan kriteriet uttryckas enligt:

$$\tau_f = c + \sigma'_n \cdot \tan \phi \quad (3.1)$$

Där τ_f är skjuvspänningen vid brott längs det teoretiska brottplanet, c är kohesionen, σ'_n är den effektiva normalspänningen som verkar på brottplanet, och ϕ är brottplanetets friktionsvinkel. Kriteriet kan användas för både intakt berg, sprickor, och bergmassor.

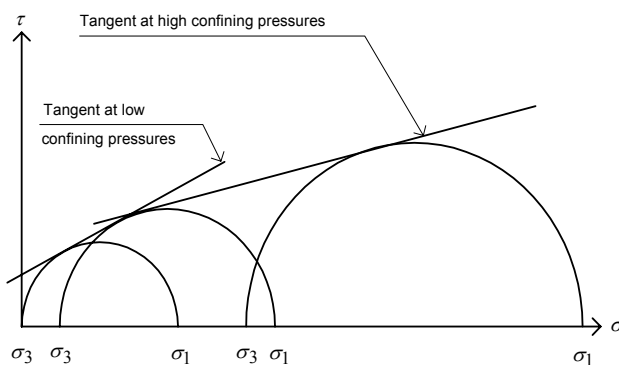
Baserat på ett antal triaxiella tester på ett kontinuum material, där varje par av den minsta och största huvudspänningen definierar en cirkel, kan en envelop skapas som är tangentiell till dessa cirklar. Denna envelop kallas Mohr's envelop. För Mohr-Coulomb's brottkriterium inträffar brott vid spänningsnivåer som definierar en cirkel som tangerar eller överskrider denna envelop. Kriteriet approximerar brottenvelop med en linje. Om dragspänningar existerar kan inte skjuvbrott inträffa eftersom inga skjuvspänningar existerar. Draghållfastheten för bergmassor är i de flesta fall väldigt liten. Som ett resultat av detta brukar envelopen vanligtvis avbrytas då $\sigma_n = \sigma_t$. Principen för detta kriterie för ett kontinuum material presenteras i figur 3.7.



Figur 3.7 Princip för Mohr-Coulomb's brottkriterium i ett kontinuum material.

Figure 3.7 General principles of the Mohr-Coulomb failure criterion in a continuum material.

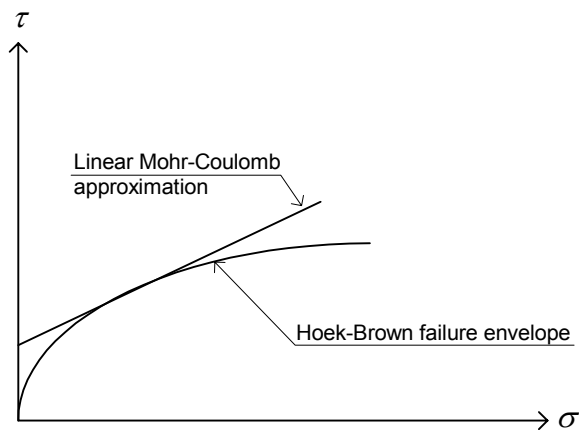
Mohr-Coulombs brottkriterium är ofta använt i stabilitetsanalyser. Anledningen till dess popularitet är att det är enkelt att förstå och att beskriva matematiskt. Vid användningen av detta kriterium finns det en aspekt som är viktig att beakta. Brottenvelopen för en bergmassa är inte linjär utan svagt krökt. Om höga mothållande spänningar existerar kan kohesionen bli hög och friktionsvinkeln låg. Om de mothållande spänningarna däremot är låga kan kohesionen bli låg och friktionsvinkeln hög. Denna princip skildras i figur 3.8. Vid ytliga grundläggningar är den minsta huvudspänningen, σ_3 , troligtvis låg. En linjär approximation är därför endast acceptabel om parametrarna är utvärderade för det spänningsinterval som existerar i berggrunden. Om kohesion och friktionsvinkel är utvärderade från triaxiella tester där för höga mothållande spänningar använts, kan skjuvhållfastheten överskattas för lägre spänningsnivåer.



Figur 3.8 Skillnad mellan höga och låga mothållande spänningar med ett linjärt brottkriterium.

Figure 3.8 Difference between high and low confining pressures with a linear failure criterion.

Hoek och Brown's (1980) brottkriterium utvecklades ursprungligen från tester på Panguna andesit med olika grader av uppsprickning och kompetens. Det är ett empiriskt kriterium med en krökt brottenvelop till skillnad mot det linjära Mohr-Coulomb, och är användbart för både intakt berg och bergmassor. Den principiella skillnaden mellan dem är illustrerad i figur 3.9. Det passar därför bättre mot den verkliga brottenvelopen för bergmassor. Däremot är Mohr-Coulombs brottkriterium enklare och lättare att använda.



Figur 3.9 Jämförelse mellan det linjära Mohr-Coulomb kriteriet och Hoek-Brown's krökta brottkriterium.

Figure 3.9 Comparison between the linear Mohr-Coulomb and the curved Hoek-Brown failure criterion.

Genom årens lopp har nya erfarenheter samlats till Hoek-Browns brottkriterium. Den historiska utvecklingen av kriteriet kan följas i en artikel av Hoek and Brown (1997). En granskning av kriteriet presenteras också i en artikel av Hoek m.fl. (2002). I dess nuvarande form uttrycks brottkriteriet för en bergmassa enligt ekvation 3.2.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.2)$$

Där σ'_1 och σ'_3 är största och minsta effektiva normalspänningar vid brott, m_b , s , och a är materialkonstanter som beror på bergmassans karaktäristiska egenskaper, och σ_{ci} är den enaxiella tryckhållfastheten för det intakta berget i bergmassan. För att kunna uppskatta hållfastheten på bergmassan måste först tre parametrar uppskattas:

- Den enaxiella tryckhållfastheten, σ_{ci} , på det intakta berget i bergmassan.
- Värdet på konstanten m_i för det intakta berget.
- Värdet på GSI (Geological Strength Index) för bergmassan.

Värdet på m_i kan uppskattas genom empiri från tidigare utförda triaxiella tester på samma bergart, eller genom att utföra en serie nya triaxiella provningar, σ_{ci} kan enkelt bestämmas genom enaxiell provning från borrhärdor av intakt berg. GSI bestäms vid karakteriseringen av bergmassan. När dessa värden har uppskattats kan, m_b , s , and a beräknas för bergmassan med följande ekvationer:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (3.3)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3.4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (2.13)$$

Parametern D är en faktor som varierar mellan 0 och 1, beroende på hur störd bergmassan är från spräningsarbeten. För att kunna bestämma hållfastheten för intakt berg sätts konstanten $s=1$, och konstanten m_b i ekvation 3.2 ersätts av m_i . Konstanten $a=0.5$, eftersom $GSI=100$ för intakt berg.

Från Hoek-Browns brottkriterium är det möjligt att ta fram ekvivalenta värden på parametrarna c och ϕ i Mohr-Coulombs brottkriterium. Detta utförs genom att anpassa en linjär linje till den krökta brottenvelopen. Hur detta går till har beskrivits av Hoek m.fl. (2002). I samband med detta är det nödvändigt att också ange för vilket spänningsintervall parametrarna ska bestämmas. För att göra detta använder sig Hoek m.fl. (2002) av en övre gräns på den mothållande spänningen betecknad σ'_{3max} , och en undre gräns satt till draghållfastheten, σ_t . För att bestämma σ'_{3max} har de föreslagit två ekvationer, där en är giltig för tunnlar och en är giltig för sluttningar med lägre mothållande spänningar.

3.3.2 Brottkriterier för sprickor

Före 1960-talet uttrycktes vanligtvis skjuvhållfastheten på sprickorna med den linjära Mohr-Coulomb kriteriet. Principen vid brott är detsamma som beskrivits tidigare men med ett undantag. För sprickor är vinkeln α konstant. Hur detta påverkar hållfastheten diskuteras senare i kapitel 3.5.1.

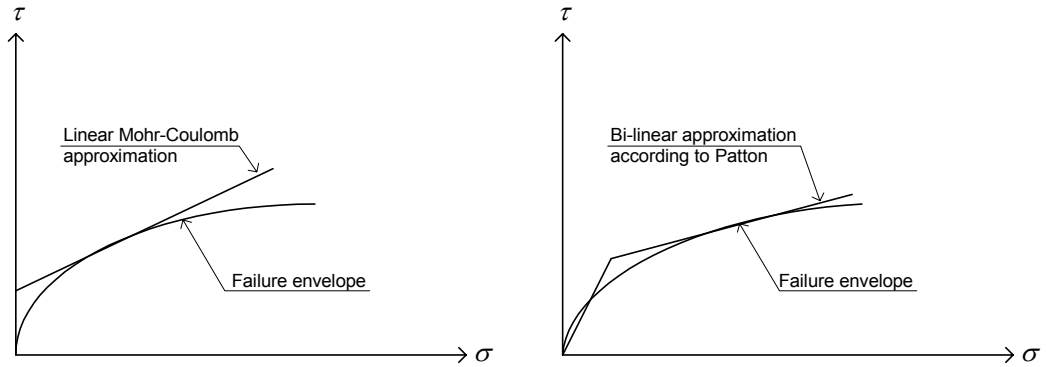
På 1960-talet insåg ett flertal forskare att brottenvelopen för sprickor var krökt. Ett av de viktigaste bidragen gjordes av Patton (1966). Han härledde experimentiellt från ”sågtandade” prov en bilinjär approximation av den krökta brottenvelopen. Under låga effektiva normalspänningar hade uttrycket följande form:

$$\tau_f = \sigma'_n \cdot \tan(\phi_b + i) \quad (3.6)$$

Där ϕ_b är friktionsvinkelns basvärde, och i är vinkeln på ”sågtänderna” med avseende på riktningen för den applicerade skjuvspänningen. Vid en viss nivå på normalspänningen försvinner effekten från skrovligheterna eller ”sågtänderna” till följd av gliding över skrovligheterna, att brott sker genom skrovligheterna, eller genom en kombination av dem. När detta inträffar reduceras ekvation 3.6 till:

$$\tau_f = \sigma'_n \cdot \tan(\phi_b) \quad (3.7)$$

En jämförelse mellan det bilinjära kriteriet föreslaget av Patton (1966), och Mohr-Coulombs brottkriterium, i förhållande till verklig brottenvelop presenteras i figur 3.10.



Figur 3.10 Jämförelse mellan det bilinjära kriteriet föreslaget av Patton och det linjära Mohr-Coulomb kriteriet.

Figure 3.10 Comparison between the bi-linear criterion proposed by Patton and the linear Mohr-Coulomb failure criterion.

En utveckling av Patton's arbete presenterades av Barton (1973). Han presenterade ett empiriskt brottkriterium med en krökt envelop. Det uppskattar den maximala skjuvhållfastheten för råa ofyllda sprickpor. Det tar hänsyn till sprickytans råhet, samt sprickytans tryckhållfasthet. Kriteriet uttrycktes enligt ekvation 3.8.

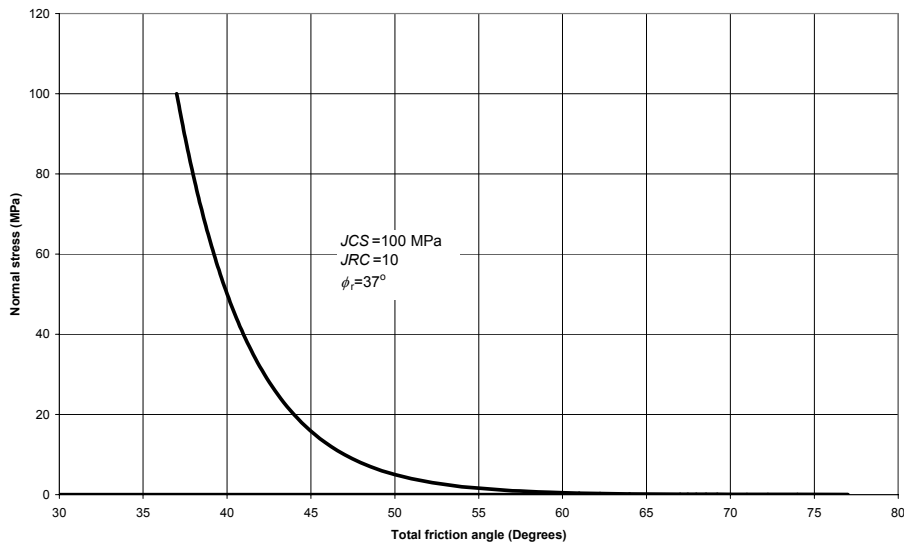
$$\tau_f = \sigma'_n \cdot \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \phi_b \right] \quad (3.8)$$

Där τ_f är den maximala skjuvhållfastheten, σ'_n är den effektiva normalspänningen, JRC är en sprickråhetskoefficient, JCS är sprickytans tryckhållfasthet, och ϕ_b är friktionsvinklens basvärde. Enligt Barton (1973) är JCS lika med den enaxiella tryckhållfastheten för intakt berg, σ_{ci} , om sprickan är ovittrad. För starkt vittrade sprickor kan värdet reduceras till $\frac{1}{4}$ av σ_{ci} . Koefficienten JRC representerar en råhets skala som varierar från 0 till 20, där 0 representerar en helt slät och plan yta medan 20 representerar en rå, skrovlig och vågig sprickyta. Kriteriet utvecklades vidare av Barton och Choubey (1977), och hade följande uttryck:

$$\tau_f = \sigma'_n \cdot \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \phi_{res} \right] \quad (3.9)$$

Skälet till att friktionsvinklens basvärde, ϕ_b , ändrades till en friktionvinkel med ett residualvärde var deras medvetenhet om att vid låga normalspänningar kunde tunna lager av vittrat material påverka skjuvhållfastheten. Om sprickan är ovittrad kommer friktionsvinkeln residualvärde att vara lika med dess basvärde.

Om kriteriet studeras närmare kan man se att den totala friktionsvinkeln, $(\phi+i)$, vid omkring 60° minskar snabbt då σ'_n närmar sig noll, se figur 3.11. Detta innebär att det existerar en undre gräns för när kriteriet är användbart.



Figur 3.11 Exempel på hur den totala friktionsvinkeln i Barton's brottkriterium varierar med en varierande normalspänning.

Figure 3.11 Example of total friction angle for different normal stresses with Barton's criterion.

Hoek (2000) föreslår att villkoret $\phi_b + JRC \log_{10}(JCS/\sigma'_n) > 70^\circ$ kan användas som ett minsta värde på σ'_n . Den övre gränsen för σ'_n är när $\sigma'_n = JCS$. Wyllie (1999) menar däremot att för realistiska dimensioneringsvärden på råhetskoefficienten, ska termen $(\phi+i)$ inte överstiga 50° . Han föreslår också att intervallet för JCS/σ'_n bör ligga mellan 3 och 100.

Ibland är det nödvändigt att bestämma parametrarna c och ϕ i Mohr-Coulombs brottkriterium från Barton's kriterium. För att göra detta föreslår Hoek (2000) användandet av en momentan kohesion, c_{inst} , och en momentan friktionsvinkel, ϕ_{inst} . Den momentana friktionsvinkeln definieras enligt:

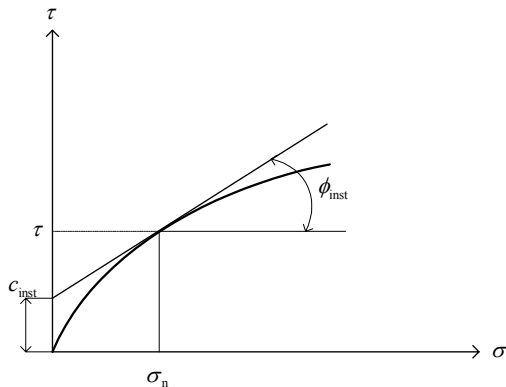
$$\phi_{inst} = \arctan\left(\frac{\partial \tau_f}{\partial \sigma'_n}\right) \quad (3.10a)$$

$$\frac{\partial \tau_f}{\partial \sigma'_n} = \tan\left(JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma'_n} + \phi_{res}\right) - \frac{\pi JRC}{180 \ln 10} \left[\tan^2\left(JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma'_n} + \phi_{res}\right) + 1 \right] \quad (3.10b)$$

Den momentana kohesionen kan beräknas från:

$$c_{inst} = \tau_f - \sigma'_n \tan \phi_{inst} \quad (3.11)$$

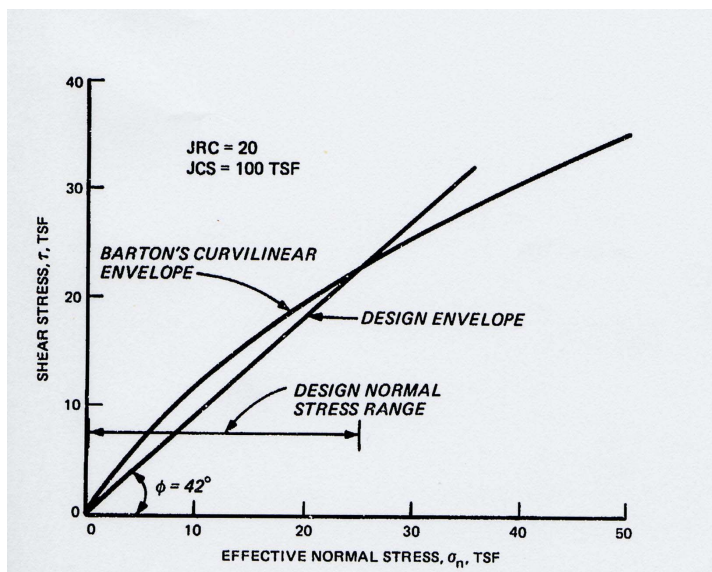
Principen med en momentan friktionsvinkel och kohesion skildras i figur 3.12.



Figur 3.12 Illustration av hur den momentana kohesionen, c_{inst} , och den momentana friktionsvinkeln, ϕ_{inst} , definieras (After Hoek 2000).

Figure 3.12 Definition of instantaneous cohesion, c_{inst} , and instantaneous friction angle, ϕ_{inst} (After Hoek 2000).

Nicholson (1983) föreslår ett annat tillvägagångssätt för att approximera Barton's kriterium med en linjär dimensioneringsenvelop i samband med stabilitetsanalyser av betongdammar. Han beskriver en konservativ metod med noll kohesion och en friktionsvinkel som är lika med $\arctan(\tau/\sigma'_n)$ baserat på den maximala effektiva normalspänningen enligt figur 3.13.



Figur 3.13 Föreslagen linjär dimensioneringsenvelop för betongdammar baserat på Barton's brottkriterium (Nicholson 1983).

Figure 3.13 Proposed linear design envelope for concrete gravity dams based on Barton's criteria (Nicholson 1983).

3.4 Modellering av ett kontinuum-material

Vanligtvis antas det att ett kontinuum-material är både isotropiskt och homogent. Det enklaste sättet att modellera spännings-töjnings sambandet för ett kontinuum-material är genom att använda en linjärelastisk modell. Allmänt kan den uttryckas enligt ekvation 3.12.

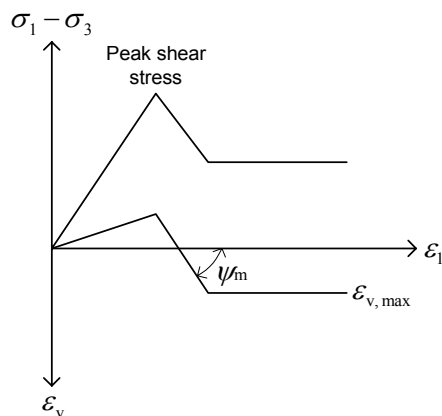
$$\sigma_{ij} = D^e \cdot \varepsilon_{ij} \quad (3.12)$$

Där σ_{ij} och ε_{ij} är spännings- respektive töjningstensorn, och D^e är den elastiska styvhetsmatrisen. För ett elastiskt material kan den uttryckas i termer av elasticitetsmodulen, E , och Poisson's tal, ν . Vid ett tillstånd av plan töjning kan styvhetsmatrisen beskrivas enligt ekvation 3.13.

$$D^e = \begin{bmatrix} \frac{E \cdot (1-\nu)}{(1-\nu) \cdot (1-2\nu)} & \frac{E \cdot \nu}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} & 0 \\ \frac{E \cdot \nu}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} & \frac{E \cdot (1-\nu)}{(1-\nu) \cdot (1-2\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

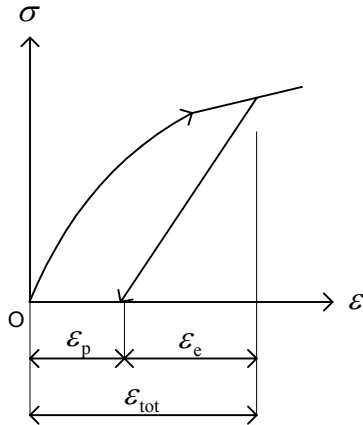
Med den styvhetsmatrisen är det också möjligt att modellera ett anisotropiskt beteende genom att ändra på komponenterna i matrisen, D^e . För en redogörelse av ekvationerna för detta, se exempelvis Fredriksson (1984).

Spännings-töjnings beteendet för bergmassor är icke linjärt, såsom beskrivits i figur 3.14. För att kunna modellera det icke linjära sambandet mellan spänningar och töjningar för bergmassor är den linjär-elastiska teorin inte tillräcklig. Istället måste den elasto-plastiska teorin användas, eftersom den kan ta hänsyn till dessa icke linjära effekter. Denna teori har varit ämnet för ett flertal böcker, såsom Hill (1950) och Desai och Siriwardane (1984). Den följande redogörelsen av de grundläggande koncepten för elasto-plastisitet är i huvudsak hämtad från Nordal (2004).



Figur 3.14 Allmänt spännings-töjningssamband för en bergmassa. (Efter Stille m.fl. 2005).
Figure 3.14 General stress-strain relations for a fractured rock mass (After Stille et al. 2005).

Den elasto-plastiska teorin antar att töjningarna i bergmassan kan indelas i elastiska och plastiska töjningar, såsom beskrivet i figur 3.15.



Figur 3.15 Totala töjningar för ett elasto-plastiskt material bestående av elastiska och plastiska töjningar (Efter Nordal 2004).

Figure 3.15 Total strains for an elasto-plastic material consisting of elastic and plastic strains (After Nordal 2004).

Det totala töjningstillskottet kan uttryckas som summan av elastiska och plastiska töjningstillskott:

$$\varepsilon_{ij}^{\text{tot}} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (3.14)$$

Där $d\varepsilon_{ij}^{\text{tot}}$ är den totala töjningstensorn, och $d\varepsilon_{ij}^e$ och $d\varepsilon_{ij}^p$ är den elastiska och plastiska töjningstensorn. Sambandet mellan elasto-plastiska töjnings- och spänningstillskott kan uttryckas med följande samband.

$$d\varepsilon_{ij}^{\text{tot}} = (D^{\text{ep}})^{-1} d\sigma_{ij} \quad (3.15)$$

Där $d\sigma_{ij}$ är tillskottet av spänningar till spänningstensorn och D^{ep} är den elasto-plastiska styvhetsmatrisen. Denna grundläggande matris kan indelas i en elastisk och en plastisk del

$$d\varepsilon_{ij}^{\text{tot}} = (D^e)^{-1} d\sigma_{ij} + (D^p)^{-1} d\sigma_{ij} \quad (3.16)$$

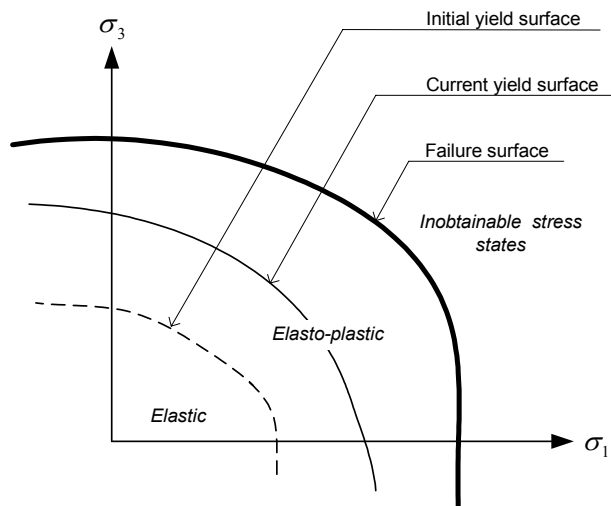
För att kunna härleda ett uttryck för den elasto-plastiska styvhetsmatrisen, D^p , är tre ingredienser nödvändiga. Dessa är:

- Ett flytkriterium
- En flödesregel
- En hårdnanderegeln

Flytkriteriet betecknas vanligtvis:

$$f(\sigma_{ij}, \kappa) = 0 \quad (3.17)$$

Där κ är hårdnandeparametern, vilken kan betraktas som en plastisk kontrollparameter. Kriteriet definierar gräsen för plastisk deformation som en funktion av huvudspänningarna. Om $f < 0$ inträffar endast elastiska deformationer. När $f = 0$ befinner sig huvudspänningstillståndet på flytytan och materialet flyter. Beteendet blir elasto-plastiskt med både elastiska och plastiska deformationer. Vid belastning med plastiska deformationer då materialet flyter, $f = 0$ och $d\kappa > 0$, flyttas flytytan mot brottytan och κ ökar. Vid avlastning kommer emellertid κ att vara konstant som ett minne av den maximala hållfastheten som materialet har mobiliserat, och $f < 0$ vilket representerar ett rent elastiskt beteende. Ett exempel på hur flytytan och brottytan kan vara belägna i ett tvådimensionellt huvudspänningstillstånd redovisas i figur 3.16.



Figur 3.16 Exempel på hur flytytan och brottytan kan vara belägna i ett tvådimensionellt spänningstillstånd (Efter Nordal 2004).

Figure 3.16 Location of the yield and failure surface in the principal stress space (After Nordal 2004).

Flödesregeln styr de plastiska töjningarna eller deformationerna. Det plastiska flödet vid flytning antas vara styrt av en plastisk potential som vanligtvis betecknas:

$$q(\sigma_{ij}, \kappa) = 0 \quad (3.18)$$

Den plastiska potentialen uttrycks vanligtvis på en form som liknar flytkriteriet. Vid flytning säger flödesregeln att de plastiska töjningarna är proportionella mot gradienten på den plastiska potentialen. De plastiska töjningarna uttrycks som:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.19)$$

Där λ är en konstant som kallas den plastiska multiplikatorn. Den bestämmer storleken på det plastiska töjningstillskottet. Konstanten λ bestäms vanligtvis i

geotekniska sammanhang utifrån spännings- och töjningskurvor från triaxiella tester.

För bergmassor är vanligtvis gradienten för flytkriteriet separerad från gradienten för den plastiska potentialen. När så är fallet brukar flödesregeln kallas för *icke-associerad*.

Hårdnanderegeln uttrycker motståndet mot att plastiska töjningar utvecklas. Detta motstånd kan definieras som den plastiska orsaken dividerad med den plastiska effekten enligt ekvation 3.20 och kallas för hårdnandemodulen, och betecknas H .

$$H = -\frac{\partial f}{\partial \lambda} = -\frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{\partial \lambda} \quad (3.20)$$

Ett $H > 0$ betecknar hårdnande, medan $H < 0$ däremot betecknar mjuknande. $H = 0$ betecknar ett elastiskt perfekt-plastiskt material.

Baserat på de tre ingredienserna beskrivna ovan, och ett grundläggande antagande som kallas för "consistent condition" d.v.s. ett villkor om oföränderlighet, kan den plastiska delen av styvhetsmatrisen, D^p , härledas. Villkoret om oföränderlighet innebär att spänningstillståndet befinner sig på flytytan vid plastisk pålastning.

$$df(\sigma_{ij}, \kappa) = 0 \quad (3.21)$$

Om uttrycket utvecklas med kedjeregeln kan det skrivas som:

$$\left[\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \right]^T d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \kappa} d\kappa = 0 \quad (3.22)$$

Baserat på regeln om hårdnande i ekvation 3.20 kan ett uttryck för ett tillskott av den plastiska multiplikatorn skrivas som:

$$-\partial \lambda = \frac{\partial f}{H} = \frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{H} \quad (3.23)$$

Genom att kombinera ekvation 3.19 med 3.23 fås:

$$d\varepsilon_{ij}^p = -\frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial \kappa}{H} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.24)$$

En omskrivning av 3.22 resulterar i:

$$d\kappa = \frac{-1}{\frac{\partial f}{\partial \kappa}} \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \right]^T d\sigma_{ij} \quad (3.25)$$

Genom att insätta 3.25 i 3.24 fås:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \frac{1}{H} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}} \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^T d\sigma_{ij} \quad (3.26)$$

Därmed kan den plastiska delen av den inverterade styvhetshetsmatrisen skrivas som:

$$[D^p]^{-1} = \frac{1}{H} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}} \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \right]^T \quad (3.27)$$

Det slutliga uttrycket mellan töjningar och spänningar blir därmed:

$$d\varepsilon_{ij}^{\text{tot}} = \left[[D^e]^{-1} + \frac{1}{H} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}} \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \right]^T \right] d\sigma_{ij} \quad (3.28)$$

Med H i nämnaren kan uttrycket inte lösas när den blir 0. I numeriska analyser används emellertid D^{ep} , och inte $[D^{\text{ep}}]^{-1}$, och den uttrycks på ett sätt som möjliggör användandet av elastiskt perfekt-plastiska modeller.

För en elasto-plastisk modell är det viktigt att skilja mellan flytkriteriet och brottkriteriet. Ett flytkriterium definierar om elastiska eller elasto-plastiska deformationer inträffar, medan ett brottkriterium definierar vid vilka spänningsnivåer som stora deformationer inträffar för ett litet spänningstillskott. När hårdnandemodulen, H , är noll, m.a.o. en elastisk perfekt-plastisk modell, sammanfaller flytytan med brottytan. Detta antas vanligtvis för bergmassor, eftersom lite information vanligtvis finns om bergmassans beteende vid deformationer efter den maximala hållfastheten. För sådana material, med $H=0$, som använder sig av Mohr-Coulomb's brottkriterium, kan flytkriteriet, f , uttryckas såsom beskrivet i ekvation 3.29.

$$f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \phi_m - c_m \cdot \cos \phi_m = 0 \quad (3.29)$$

Där σ'_1 och σ'_3 är den största respektive minsta effektiva huvudspänningen, ϕ_m är bergmassans friktionsvinkel, och c_m är dess kohesion. Den icke-associerade flytpotentialen, q , kan på ett liknande sätt uttryckas som:

$$q = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \psi_m \quad (3.30)$$

Där ψ_m är bergmassans dilationsvinkel. Denna parameter styr de volymetriska töjningarna under pålastning vid plastiska deformationer. Som tidigare visats i figur 3.14, minskar materialets volym under belastning vid elastiska deformationer. När plastiska deformationer inträffar uppvisar materialet en

volymökning, eller dilation. Vid en viss töjning har materialet nått dess residualhållfasthet och dilationen avstannar. Dessa plastiska deformationer är en funktion av dilationsvinkeln.

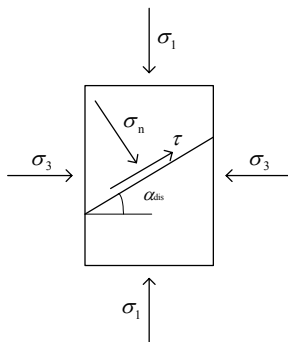
För elasto-plastiska materialmodeller är det viktigt att skilja mellan brott i en punkt av bergmassan och ett totalt brott i berggrunden. Om numeriska modeller används där kontinuummaterialet är indelat i ett ändligt antal element, innebär brott i en punkt endast en omfördelning av spänningarna till de närliggande elementen och behöver inte resultera i ett totalt brott i berggrunden. Om analytiska modeller däremot används, där det mekaniska systemet antas bestå av en komponent, innebär spänningsnivåer som leder till brott att hela berggrunden går till brott.

3.5 Modellering av ett diskontinuum-material

För diskontinuum material är bergmassans hållfasthet och deformation huvudsakligen styrt av sprickornas karaktäristiska egenskaper. Den enklaste modellen av ett diskontinuum-material är ett kontinuum material som är genomkorsad av ett sprickplan. När antalet sprickor ökar blir problemet mer komplext. I detta stycke kommer det översiktligt studeras hur sprickorna påverkar bergmassans hållfasthet, och hur sambanden mellan spänningar och töjningar för sprickor kan modelleras.

3.5.1 Modellering av skjuvhållfasthet för ett diskontinuum material med en spricka

Skjuvhållfastheten för en bergmassa med en spricka beror huvudsakligen på hur vinkeln α_{dis} är relaterad till huvudspänningsriktningarna. En illustration av en bergmassa genomkorsad av ett sprickplan skildras i figur 3.17.



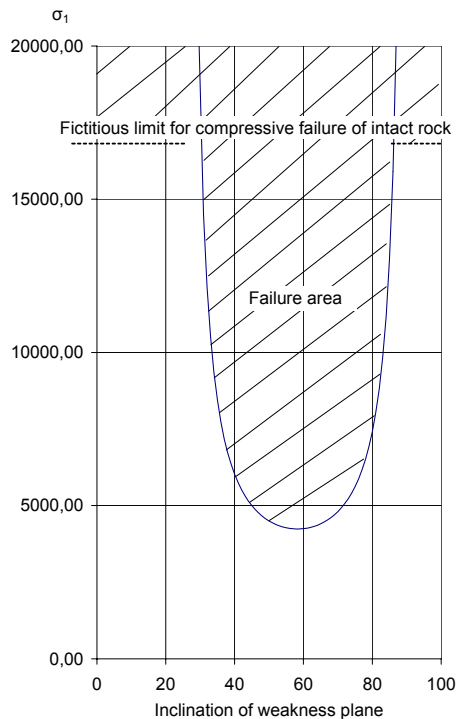
Figur 3.17 Intakt berg genomkorsad av ett sprickplan med en vinkel α_{dis} mot den minsta huvudspänningen.

Figure 3.17 Intact rock intersected by a single discontinuity with an angle α_{dis} against the minor principal stress.

Utifrån Mohr-Coulombs brottkriterium kan ett uttryck härledas som visar när glidning är möjligt längs svaghetsplanet. Detta uttryck har presenterats i ekvation 3.31 (Jaeger och Cook 1969):

$$\sigma_1 - \sigma_3 \geq \frac{2(c + \sigma_3 \cdot \tan \phi)}{(1 - \tan \phi \cot \alpha_{\text{dis}}) \cdot \sin 2\alpha_{\text{dis}}} \quad (3.31)$$

Om ekvation 3.31 studeras kan det ses att när α_{dis} närmar sig ϕ , närmar sig $\sigma_1 - \sigma_3$ oändligheten. Även när α_{dis} närmar sig $\pi/2$, närmar sig $\sigma_1 - \sigma_3$ oändligheten. Detta innebär att glidning är möjligt för vinklar mellan $\phi < \alpha_{\text{dis}} < \pi/2$. Vid en viss spänningsnivå kommer emellertid berget att gå till brott till följd av krossning av det intakta berget. När $\sigma_3=0$ kommer denna spänningsnivå vara lika med den enaxiella tryckhållfastheten för det intakta berget, σ_{ci} . Ett exempel från Jaeger och Cook (1969) som visar detta visas i figur 3.18. I detta exempel är $c=1000$ kPa; $\sigma_3=1000$ kPa; och $\tan\phi=0.5$.

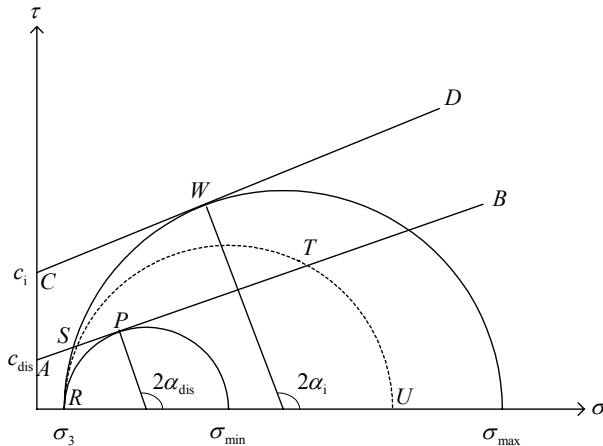


Figur 3.18 Olika nivåer på σ_1 vid varierande vinklar på α_{dis} för att orsaka glidning, $\tan\phi=0.5$, $c=1000$ kPa och $\sigma_3=1000$ kPa (Efter Jaeger och Cook 1969).

Figure 3.18 Variation of σ_1 to cause sliding failure at different angles of α_{dis} , $\tan\phi=0.5$, $c=1000$ kPa and $\sigma_3=1000$ kPa (After Jaeger and Cook 1969).

Huruvida glidning längs sprickplanet, eller krossning av det intakta berget, inträffar kan ytterligare studeras i figur 3.19. I figuren motsvarar linje AB brott längs sprickan och linje CD motsvarar brott i det intakta berget. c_{dis} är sprickans kohesion, c_i är kohesionen i det intakta berget, α_{dis} är lutningen på svaghetsplanet, och α_i är den teoretiska lutningen på brottplanet i det intakta berget. Om σ_3 hålls konstant kommer brott inträffa vid en viss nivå på σ_1 när Mohr's cirkel tangerar linje AB vid punkt P. Detta inträffar vid en vinkel på α_{dis} som representerar det

minsta värdet på deviatorspänningen i ekvation 3.31. Om σ_1 ökar till punkt U blir glidning möjligt för alla vinklar på $2\alpha_{\text{dis}}$ längs bågen ST. Brott kan emellertid inte inträffa för vinklar på $2\alpha_{\text{dis}}$ längs bågen RS eller TU. Om σ_1 ytterligare ökas kommer den nå en nivå där Mohr's cirkel tangerar CD, och brott i det intakta berget genom krossning blir möjligt.



Figur 3.19 Mohr's diagram som visar principen för brott i ett svaghetsplan eller i det intakta berget (Efter Jaeger och Cook 1969).

Figure 3.19 Mohr diagram showing the principle in weakness planes and intact rock (After Jaeger and Cook 1969).

För att kunna modellera sambanden mellan spänningar och töjningar för ett material som är genomkorsad av ett sprickplan, kan det intakta berget betraktas som ett kontinuum-material, medan det är nödvändigt att modellera sambanden mellan spänningar och töjningar för sprickplanet separat. Nedan följer en översiktlig beskrivning för hur sambanden mellan spänningar och töjningar för en spricka kan modelleras.

3.5.2 Modellering av sambanden mellan spänningar och töjningar för en spricka

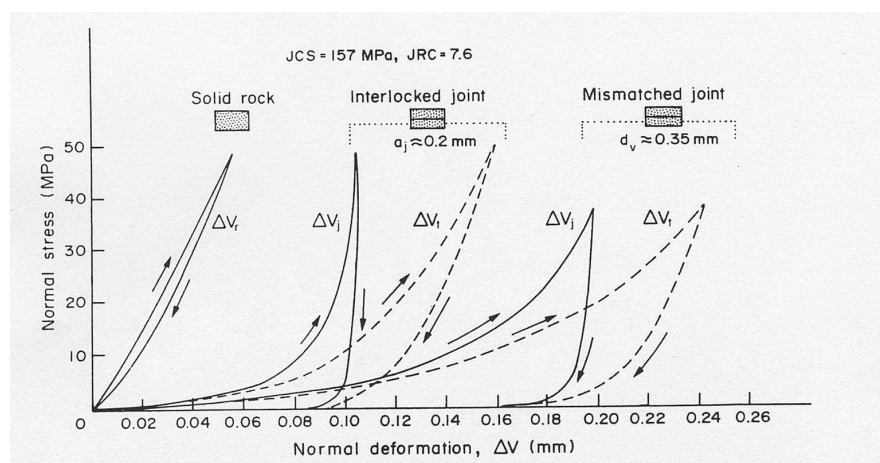
Deformationerna av sprickor i bergmassor har studerats av Goodman (1974) och Bandis m.fl. (1983) samt många andra. Vid grundläggning på berg kan sprickornas deformation utgöra en stor del av den totala deformationen. Till följd av detta är parametrarna för sprickornas karaktäristiska egenskaper viktiga. Sprickornas karaktäristiska deformationsegenskaper kan indelas i normal- och tangentialriktningen.

Sambandet mellan deformation i normal riktningen, δ_n , och normalspänningen, σ_n , om inga skjuvkrafter finns närvarande, kan beskrivas som:

$$\sigma_n = K_n \cdot \delta_n \quad (3.32)$$

Där K_n är sprickans normalstyvhet. Detta uttryck kan anses giltigt så länge som normaldeformationen är mindre än sprickans maximalt möjliga ihoptryckning, δ_o . Vid provning av ett bergblock med en genomgående spricka kan

normaldeformationen för det intakta berget, ΔV_r , dras bort från den totala normaldeformationen, ΔV_t . Kvar blir sprickans normaldeformation, ΔV_j . Resultatet är en kraftigt icke-linjär kurva illustrerad i figure 3.20.



Figur 3.20 Jämförelse mellan total deformation, V_t , och sprickplanets normaldeformation, ΔV_j , vid provning av ett bergblock med ett genomgående sprickplan (Bandis m.fl. 1983).

Figure 3.20 Comparison of total deformation, V_t , and the net closure curve, ΔV_j , for fully interlocked and mismatched joints (Bandis et al. 1983).

Baserat på uttrycket för en hyperbolisk funktion och experimentella data föreslog Bandis m.fl. (1983) en ekvation för att uttrycka det icke-linjära beteendet på normalstyvheten, K_n . I de flesta dimensioneringssituationer kan det emellertid vara tillräckligt med ett linjärt uttryck för att beskriva detta. För att kunna representera normalstyvheten linjärt är det nödvändigt att kunna uppskatta normalspänningen, och därefter härleda representativa värden på en linjär normalstyvhet. Utöver detta måste också den maximala ihoptryckningen av sprickan uppskattas.

På ett liknande sätt kan sambandet mellan skjuvspänning, τ , och skjuvdeformationerna, δ_n , uttryckas enligt:

$$\tau = K_s \cdot \delta_s \quad (3.33)$$

Skjuvstyvheten är också en icke-linjär parameter. För att kunna beskriva detta icke-linjära beteende föreslog Bandis m.fl. (1983) uttryck som kan beskriva detta. Om skjuvstyvheten däremot ska uppskattas linjärt föreslog Barton och Choubey (1977) att den maximala skjuvstyvheten kan uppskattas med följande ekvation.

$$K_s = \frac{100 \cdot \tau_f}{L_{dis}} \quad (3.34)$$

Där L_{dis} är sprickans karakteristiska längd, vilken vanligtvis är lika med den karakteristiska blockstorleken i bergmassan.

Vid skjuvning, när den maximala skjuvspänningen har uppnåtts, uppstår plastiska deformationer genom glidning längs med eller över sprickans skrovligheter, eller

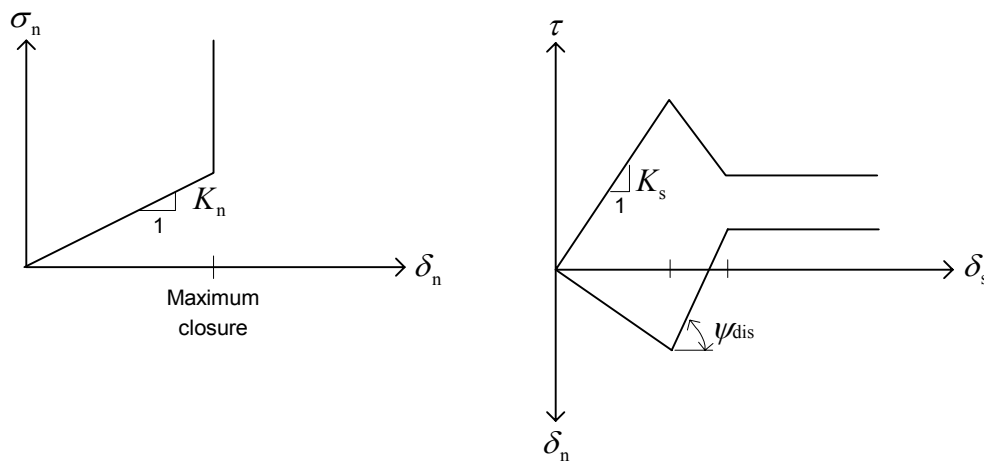
genom krossning av skrovligheterna, eller genom en kombination av dessa. Denna mekanism är beroende av normalspänningsnivån. Om normalspänningen är låg sker gliding endast längs med, eller över, sprickytans skrovligheter. Under sådana förhållanden uppvisar sprickan en negativ normaldeformation, δ_n . Denna dilation kan beskrivas som en funktion av råketsvinkeln, i , på sprickans skrovligheter, enligt ekvation 3.35.

$$\delta_n = -\delta_s \tan(i) \quad (3.35)$$

När normalspänningen blir högre börjar skrovligheterna på sprickplanet att krossas och dilationen minskar. Den blir icke-associerad med råketsvinkeln, i . Sambandet mellan normal- och sjuvdeformation kan uttryckas enligt:

$$\delta_n = -\delta_s \tan(\psi_{\text{dis}}) \quad (3.36)$$

Där ψ_{dis} är sprickans dilationsvinkel. Sprickans elasto-plastiska respons kan beskrivas enligt figure 3.21.



Figur 3.21 Elasto-plastisk respons för ett spricka (Efter Stille m.fl. 2005).

Figure 3.21 Elasto-plastic response of a discontinuity (After Stille et al. 2005).

Den elastoplastiska responsen för en spricka kan modelleras på ett liknande sätt som för ett kontinuum-material, se exempelvis Jing (1990), där den totala deformationen är uppdelad i en elastisk och en plastisk del.

För den elastiska delen kan sambandet mellan ett deformationstillskott i sprickan, $d\delta_{ij}$, och ett spänningstillskott, $d\sigma_{ij}$, beskrivas med styvhetsmatrisen, K^e .

$$d\sigma_{ij} = K^e \cdot d\delta_{ij} \quad (3.37)$$

Den elastiska styvhetsmatrisen uttrycks vanligtvis som:

$$K^e = \begin{pmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_s \end{pmatrix} \quad (3.38)$$

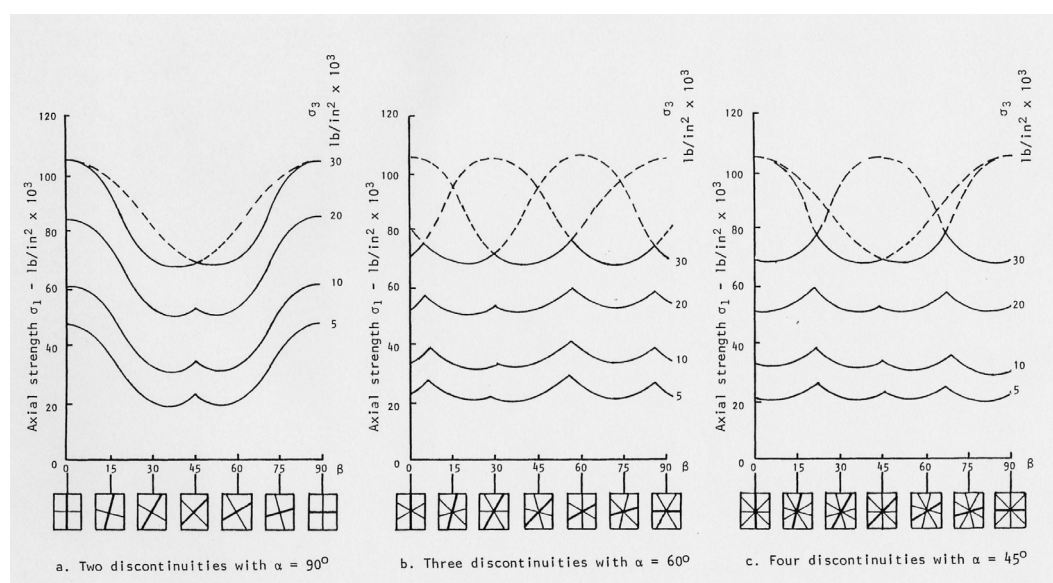
Den plastiska delen av förskjutningarna kan modelleras med en flyt- eller glidfunktion, f , och en flödes- eller glidpotential, q , så att:

$$d\delta_{ij}^p = \begin{cases} 0; f < 0 \\ \lambda \frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}}; f \geq 0 \end{cases} \quad (3.39)$$

Där λ är en positiv skalär såsom tidigare beskrivits.

3.5.3 Modellering av en bergmassa med flera sprickor

Det har tidigare visats hur ett kontinuum-material kan modelleras. Det har också beskrivits hur hållfastheten för bergmassor med ett enstaka sprickplan beror på vinkeln för sprickplanet i förhållande till huvudspänningarna, och hur sambandet mellan spänningar och töjningar kan modelleras för en enstaka spricka. När antalet sprickor ökar kommer det anisotropiska beteendet att minska. Detta har illustrerats av Hoek och Brown (1980), och kan ses i figur 3.22.



Figur 3.22 Skjuvhållfasthet och anisotropi för ett kontinuum-material med två, tre, och fyra sprickgrupper (Efter Hoek och Brown 1980).

Figure 3.22 Shear strength and anisotropy for a continuum material with two, three, and four sets of discontinuities (After Hoek and Brown 1980).

Om bergmassan består av fyra eller fler sprickgrupper föreslår Hoek och Brown (1980) att den kan betraktas som ett homogent kontinuum-material med isotropiska egenskaper. Undantaget är om en av sprickorna är mer uttalad. Till exempel en uppsprucken bergmassa som är korsad av ett genomgående sprickplan med lera som fyllnadsmaterial. I dessa fall modelleras den mer uttalade sprickan separat, medan bergmassan i övrigt modelleras som ett kontinuum-material. Det finns emellertid olika grader av diskontinuerliga bergmassor mellan dessa två fall, vilka representerar ett material som inte kan modelleras korrekt med någon av dessa tekniker.

För detta diskreta material sker deformationerna främst genom rörelser av stela kroppar av intaka bergblock. Tillvägagångssättet där bergmassan antas som ett kontinuum-material förutsätter infinitesimala deformationer och materialkontinuitet, och kan inte modellera ett sådant beteende. Det är därför nödvändigt att använda metoder där bergmassan modelleras som ett system av diskreta kroppar, vilket tillåter stora förskjutningar, rotationer, och translationer. Detta kan åstadkommas genom att använda vissa typer av numeriska metoder som har beskrivits kortfattat i kapitel 5.5.

4 PARAMETRAR FÖR ATT MODELLERA BERGMASSOR

4.1 Inledning

Vilka parametrar som används i stabilitetsanalyserna beror på vilka beräkningsmetoder, materialmodeller, och brottkriterier som har valts. För att kunna bestämma värdet på de bergmekaniska parametrar som ingår i analysen kan olika metoder användas. Vanligtvis bestäms de genom laboratorie- eller platsförsök. Andra vanliga tekniker är användandet av empiriska korrelationer. I följande text presenteras några av dessa metoder och korrelationer, tillsammans med faktorer som påverkar dessa parametrar. Eftersom en bergmassa består av intakt berg genomkorsad av sprickor har denna text indelats i intakt berg, sprickor, och bergmassa.

4.2 Intakt berg

Egenskaperna på intakt berg, och därmed dess mekaniska parametrar, beror till största delen på vilka typer av mineral det består av, storleken och formen på mineralkornen, samt hur de är arrangerade i det intakta berget. Beroende på hur de har bildats kan intakt berg indelas i tre grupper. Dessa är sedimentära bergarter, metamorfa bergarter, och eruptiva bergarter. ISRM (1978) definierar berg som ett material med en enaxiell tryckhållfasthet som är högre än 0.25 MPa, medan material med lägre hållfasthet definieras som jord.

Hållfastheten på intakt berg är vanligtvis så hög att brott i det är ovanligt vid grundläggning på berg. Undantaget kan vara sandsten med låg hållfasthet, eller då en genomgående spricka är avbruten av korta broar av intakt berg (Nicholson 1983). Det intakta berget utgör emellertid en del av bergmassan, och dess egenskaper kan användas som indata till empiriska korrelationer för att uppskatta bergmassans hållfasthet, eller den maximala skjuvhållfastheten för ett sprickplan.

Viktiga parametrar för att kunna beskriva hållfastheten på intakt berg är den enaxiella tryckhållfastheten, σ_{ci} , och draghållfastheten, σ_{ti} . Hållfastheten på det intakta berget kan beskrivas med kohesion, c , och friktionsvinkel, ϕ , om Mohr-Coulomb's brottkriterium används. Om Hoek-Browns brottkriterium istället används kan den uttryckas med den enaxiella tryckhållfastheten, σ_{ci} , och konstanten m_i . Vidare finns det ett antal faktorer som har en stark påverkan på det intakta bergets hållfasthet såsom skaleffekten, samt påverkan från fukt och vittring. Följande genomgång av ämnet är främst baserat på en beskrivning i boken "Engineering Geology and Rock Engineering" från NBG (2000).

För att uppskatta den enaxiella tryckhållfastheten på intakt berg kan enkla fältundersökningar utföras (ISRM 1978). Om en tumme, en kniv, eller en geologisk hammare är nödvändig för att "skada" berget har olika hållfastheter föreslagits av ISRM. En annan metod för att grovt uppskatta den enaxiella tryckhållfastheten är genom ett så kallat punktlastindex, I_s (ISRM 1985). Den mest exakta metoden för att mäta den enaxiella tryckhållfastheten är genom att

trycka ett prov av intakt berg till brott. Metodiken för detta test har beskrivits i ISRM's föreslagna metoder (1981).

Beroende på den enaxiella tryckhållfastheten kan det intakta berget klassificeras i olika hållfasthetsklasser enligt tabell 4.1.

Tabell 4.1 Olika hållfasthetsklasser på det intakta berget baserat på den enaxiella tryckhållfastheten (ISRM 1978).

Table 4.1 Different strength classes of intact rock based on uniaxial compressive strength (ISRM 1978).

Typ	Hållfasthetsklass	Enaxiell tryckhållfasthet, σ_{ci} (MPa)
Jord		<0.25
Berg	Extremt låg hållfasthet	0.25-1.0
	Väldigt låg hållfasthet	1.0-5.0
	Låg hållfasthet	5.0-25.0
	Medelhög hållfasthet	25.0-50.0
	Hög hållfasthet	50.0-100.0
	Väldigt hög hållfasthet	100.0-250.0
	Extremt hög hållfasthet	>250.0

Om kohesion, c , och friktionsvinkel, ϕ , har bestäms med hjälp av triaxiella tester kan den enaxiella tryckhållfastheten, σ_{ci} , beräknas med hjälp av nedanstående ekvation.

$$\sigma_{ci} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.1)$$

Med Hoek-Brown's brottkriterium används konstanten m_i och den enaxiella tryckhållfastheten, σ_{ci} , för att beräkna hållfastheten på det intakta berget. Konstanten $s=1$ för intakt berg. I tabell 4.2 illustreras några exempel på den enaxiella tryckhållfastheten, σ_{ci} , och konstanten m_i för några olika typer av bergarter.

Tabell 4.2 Några exempel på konstanten m_i , och den enaxiella tryckhållfastheten, σ_{ci} (Hoek och Brown 1980).

Table 4.2 Some examples of the constant m_i , and the uniaxial compressive strength, σ_{ci} (Hoek and Brown 1980).

Rock Type	m_i	σ_{ci} (MPa)
Gabbro	17.3-22.9	205-351
Gnejs	21.2-29.8	235-254
Granit	20.8-32.8	116-344
Kalksten	3.2-14.1	47-201
Marmor	5.9-11.7	50-133
Kvartsit	14.1-23.3	227-327
Sandsten	6.4-27.3	40-398

För intakt berg kan vidhäftningen mellan kornen vara hög. Som ett resultat av detta är draghållfastheten för intakt berg relativt stor jämfört med en bergmassa. För att uppskatta draghållfastheten kan ett prov av intakt berg utsättas för enaxiell dragning tills brott inträffar. En annan metod för att uppskatta den är med ett s.k. "Brazilian" test. Både dessa metoder finns beskrivna i föreslagna metoder av

ISRM (1981). Det är också möjligt att uppskatta draghållfastheten, σ_{ti} , med Hoek-Brown's brottkriterium genom att använda ekvation 4.2 (Hoek och Brown 1980).

$$\sigma_{ti} = \frac{1}{2} \sigma_{ci} (m_i - \sqrt{m_i^2 + 4s}) \quad (4.2)$$

Om ekvationen ovan används, tillsammans med värdena i tabell 4.2, beräknades följande värden enligt tabell 4.3 på draghållfastheten.

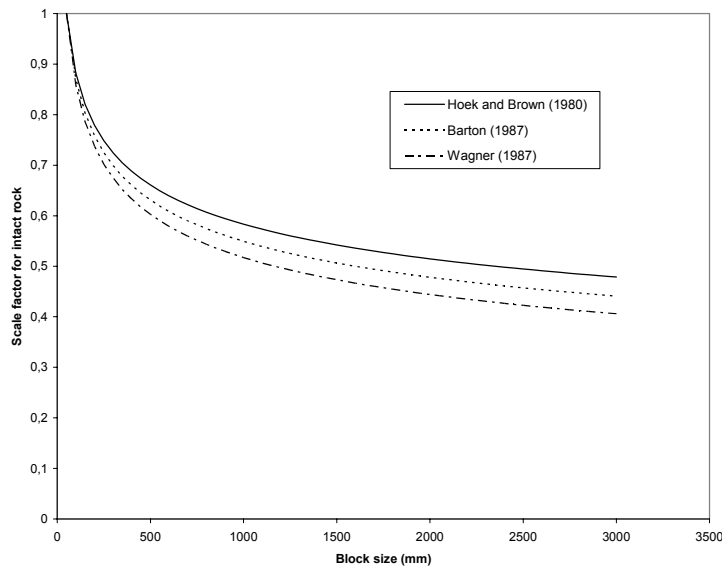
Tabell 4.3 Beräknad draghållfasthet baserad på värden i tabell 4.2, med $s=1$.
Table 4.3 Calculated tensile strength based on values in table 4.2, with $s=1$.

Bergart	σ_{ti} (MPa)
Gabbro	8.9-20.2
Gnejs	7.9-12.0
Granit	3.5-16.5
Kalksten	3.3-57.6
Marmor	4.2-21.9
Kvarsit	9.7-23.1
Sandsten	1.5-60.7

När tester på intakt berg med olika provstorlekar har jämförts har man funnit att hållfastheten på intakt berg minskar med ökad provstorlek. Hoek och Brown (1980) föreslår att denna reduktion är en konsekvens av att *"den större möjligheten för brott att inträffa genom och runt kornen, byggstenarna för intakt berg, eftersom fler och fler av dessa korn inkluderas i provet"*. För att relatera den enaxiella hållfastheten med provstorleken föreslår de följande empiriska samband för att reducera hållfastheten med ökande provstorlek.

$$\sigma_{ci} = \sigma_{c50} \left(\frac{50}{d} \right)^{0.18} \quad (4.3)$$

Där σ_{c50} är den enaxiella tryckhållfastheten för ett prov med 50 mm diameter, och d är diametern i mm på provet för vilket hållfastheten ska bestämmas. Wagner (1987) föreslår att en faktor på 0.22 ska användas i ekvation 4.3 istället för 0.18. Baserat på dessa två resultat föreslog Barton (1987) att en faktor på 0.20 kunde användas.



Figur 4.1 Empiriska samband för att ta hänsyn till skaleffekten i intakt berg föreslagna av Hoek och Brown (1980), Wagner (1987) och Barton (1987).

Figure 4.1 Empirical correlations for the scale effect of intact rock proposed by Hoek and Brown (1980), Wagner (1987), and Barton (1990).

Till följd av foliation, eller sedimentära lagringsplan, kan intakt berg uppvisa en hög grad av anisotropi. Palmström (1995) har föreslagit en värdering för att klassificera graden av anisotropi. Värderingen utförs med hjälp av anisotropifaktorn, f_A , definierad som:

$$\sigma_{ci,min} = \frac{\sigma_{ci,max}}{f_A} \quad (4.4)$$

Där $\sigma_{ci,min}$ är den minimala tryckhållfastheten, och $\sigma_{ci,max}$ är den maximala tryckhållfastheten. En beskrivning av typiska bergarter, deras anisotropifaktor, samt klassificering är beskrivna i tabell 4.4.

Tabell 4.4 Föreslagen värdering för att klassificera graden av anisotropi (Från NBG 2000 efter Palmström 1995).

Table 4.4 Proposed rating to classify the degree of anisotropy (From NBG 2000 after Palmström 1995).

Klassificering	Beskrivning Typiska bergarter	Värdering av foliation anisotropi faktor (f_A)
Isotropiskt berg	<10% flagiga och prismatiska mineraler, vilka kan påträffas som diskontinuerliga gångar eller vara slumpvis orienterade. <i>Eruptiva bergarter och många höggradiga metamorfa och kontaktmetamorfa bergarter (kvartsit, hornfels, granulit, etc.)</i>	1.0-1.2
Ansenligt anisotropiskt berg	10-20% flagiga och prismatiska mineraler som har mekaniskt insignifikanta lagerföljder. <i>Höggradiga regionala metamorfa bergarter (kvarts och fältspatsrik gnejs, mylonit, migmatit, etc.)</i>	1.2-1.5
Måttligt anisotropiskt berg	20-40% flaky and prismatic minerals som har tunn till tjock foliation, då och då diskontinuerlig. Mekaniskt har foliationen liten effekt. Bergarter som skapats av måttliga till höggradiga regional metamorfism (<i>skiffrig gnejs, kvartshaltig skiffer, etc.</i>).	1.5-2.0
Kraftigt anisotropiskt berg	40-60% flagig och prismatiska mineraler som förekommer som tunna vågiga kontinuerliga foliationer vilka är mekaniskt signifikant. <i>Medelgradiga regionala metamorfa bergarter (glimmer skiffer, glimmergnejs, hornblende skiffer, etc.)</i>	2.0-2.5
Väldigt kraftigt anisotropiskt berg	>60% flagiga och prismatiska mineraler vilka förekommer som väldigt tunna, kontinuerliga foliationer. Foliationen är perfekt och mekaniskt signifikant. <i>Bergarter skapade av dynamiska eller låggradig regional metamorfism (skiffer, småveckad fyllit).</i>	>2.5

Utöver faktorerna beskrivna ovan finns det andra processer och faktorer som påverkar hållfastheten på det intakta berget. Två av dem är inverkan från fukt, och från vittring eller omvandling. Man har sett att närvaron av vatten väsentligt kan reducera hållfastheten för vissa typer av intakt berg. Baserat på triaxiella tester uppmätte Broch (1974) följande reducering i hållfastheten mellan fuktmättade och torra prov.

Tabell 4.5 Reducering av tryckhållfastheten från torra till fuktmättade prov för några intakta bergarter (Broch 1974).

Table 4.5 Reduction of compressive strength between saturated and dry conditions for some types of intact rock (Broch 1974).

Bergart	Reduktion i %
Kvartsdiorit	33
Gabbro	42
Gnejs, norm.	53
Gnejs, par.	38

Omvandling eller vittring reducerar också hållfastheten på intakt berg. Det inträffar främst nära bergytan. Resultatet från omvandling och vittring är att ett

mekaniskt sönderfall eller nedbrytning äger rum, genom vilket berget tappar sin sammanhållning. Detta resulterar i att; sprickor öppnas upp; nya sprickor skapas; och individuella mineralkorn bryts ner (NBG 2000).

I allmänhet är intakt berg modellerat som ett kontinuum-material med ett antaget linär-elastiskt beteende. Till följd av detta är det nödvändigt att bestämma elasticitetsmodulen, E , och Poisson's tal, ν , för att kunna modellera sambanden mellan töjningar och spänningar. Genom att utsätta ett prov av intakt berg med regelbunden geometri för enaxiell belastning kan dessa parametrar bestämmas. Metoden finns beskriven i boken "ISRM suggested methods" (1981).

Vanligtvis definieras elasticitetsmodulen som sekantmodulen från axiell spännings-töjningskurva. Några exempel på elasticitetsmodulen, E , och Poisson's tal, ν , redovisas i tabell 4.6.

Tabell 4.6 Elasticitetsmodul, E , och Poisson's tal, ν , för några olika bergarter vid ett mothållande tryck på 0.1 MPa och 300 MPa (Efter NBG 2000).

Table 4.6 Elastic modulus, E , and Poisson's tal, ν , for some different types of intact rock under a confining pressure of 0.1 MPa and 300 MPa (After NBG 2000).

Bergart	Vid ett mothållande tryck på 0.1 MPa		Vid ett mothållande tryck på 300 MPa	
	E (GPa)	ν	E (GPa)	ν
Granit	30	0.05	60	0.25
Gabbro	90	0.10	80	0.20
Dunit	150	0.30	170	0.27
Obsidian	70	0.08	120	0.25
Basalt	80	0.23	70	
Gnejs	20	0.05	70	0.30
Marmor	40	0.10		
Kvartsit	100	0.07		
Sandsten	20	0.10		
Lerskiffer	10	0.04		
Kalksten	60	0.30		

4.3 Sprickor

En spricka kan definieras som den allmänna termen för alla mekaniska diskontinuiteter i bergmassan som har noll, eller nära noll, i draghållfasthet. Det är den samlade benämningen på de flesta typer av sprickor, lagringsplan, skifferplan, svaghetszoner eller förkastningar (ISRM 1981). Eftersom sprickorna representerar de svaga länkarna i bergmassor, och brottmekanismen i bergrunden är skjuvbrott, är det nödvändigt att kunna utvärdera skjuvhållfastheten för dem. Utvärdering av en sprickas skjuvhållfasthet är emellertid förknippad med stora osäkerheter. Flera faktorer måste beaktas såsom sprickvidd, sprickväggens hållfasthet, råheten, effekten från skala, samt om det är en ofylld eller fylld spricka. Beroende på vilket brottkriterium som används, utnyttjas olika parametrar för att uttrycka skjuvhållfastheten. För att modellera sambanden mellan spänningar och töjningar är även skjuv- och normalstyvhet nödvändiga parametrar, tillsammans med dilationsvinkeln.

För olika sprickor existerar det fyra möjliga metoder för att uppskatta skjuvhållfastheten. Den vanligaste metoden är att utföra skjuvtester i laboratorier. Denna metod har nackdelen att det vanligtvis är relativt små prov som testas. Beroendet av betraktelseskalan gör det osäkert att ange precisa värden på bergmassans hållfasthet in-situ utifrån småskalig provning. Den andra metoden är att utföra storskaliga in-situ prov där effekten från skala kan beaktas. Dessa tester är emellertid tidskrävande och dyra. Båda dessa metoder finns beskrivna av ISRM (1981). En tredje metod är att använda Barton's empiriska brottkriterium. Det fjärde sättet är att använda rent empiriska värden på hållfasthetsparametrarna baserat på erfarenhet från berggrunder med liknande egenskaper.

När Barton's kriterium används är det nödvändigt att bestämma friktionsvinkelns residualvärde, ϕ_{res} . Friktionsvinkelns residualvärde är den friktionsvinkel som uppnås efter det att en betydande skjuvdeformation har ägt rum. Den kan bestämmas genom skjuvtest, eller uppskattas med nedanstående uttryck föreslaget av Barton och Choubey (1977).

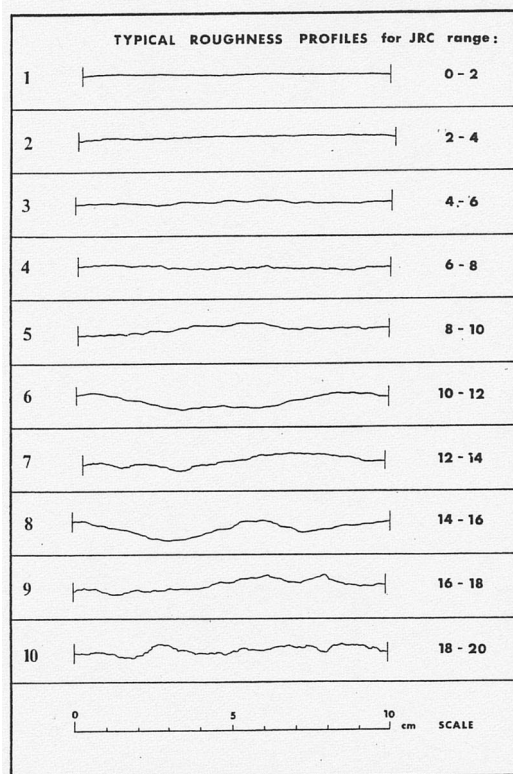
$$\phi_{\text{res}} = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \cdot \left(\frac{j}{J} \right) \quad (4.5)$$

Friktionsvinkelns basvärde, ϕ_b , kan bestämmas med ett "vipptest" på torra, ovittrade, och sågade bergytter. J är Schmidt's återstuds på en torr, ovittrad, och sågad yta, och j är Schmidt's återstuds på våta sprickytor. Bestämningen av Schmidt's återstuds finns beskrivet av ISRM (1981). En sammanfattning av friktionsvinkelns basvärde för några bergarter under torra och våta förhållanden presenteras i tabell 4.7. Noterbart är att friktionsvinkelns basvärde är några grader lägre i våta förhållanden än under torra förhållanden.

Tabell 4.7 Friktionsvinkelns basvärde för några typer av bergarter (Barton och Choubey 1977).
Table 4.7 Basic friction angles for some types of rock (Barton and Choubey 1977).

Bergart	Förhållande	Friktionsvinkelns basvärde ϕ_b (°)
Granit finkornig	Torrt	31-35
Granit finkornig	Vått	29-31
Granit grovkornig	Torrt	31-35
Granit grovkornig	Vått	31-33
Gnejs	Torrt	26-29
Gnejs	Vått	23-26
Basalt	Torrt	35-38
Basalt	Vått	31-36
Sandsten	Torrt	26-35
Sandsten	Vått	25-34

För att uppskatta sprickans råhetskoefficient, JRC , föreslår Barton och Choubey (1977) två metoder. Den första metoden använder fördefinierade råhetsprofiler för att uppskatta JRC , vilka är presenterade i figur 4.2.



Figur 4.2 Typiska råhetsprofiler för olika JRC (Barton och Choubey 1977).

Figure 4.2 Typical roughness profiles for different JRC (Barton and Choubey 1977).

Den andra och mest tillförlitliga metoden enligt författarna är att använda ett s.k. vipptest, och bestämma JRC genom bakåträkning. En fördel med denna metod är att skaleffekten kan beaktas om prov av tillräcklig storlek används. Från ett vipptest kan JRC uppskattas med följande uttryck (Barton och Choubey 1977):

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_{\text{res}}}{\log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right)} \quad (4.6)$$

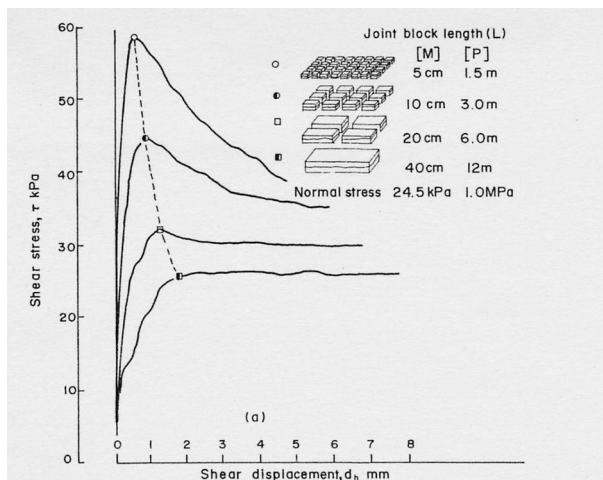
Där α är vippvinkeln då glidning inträffar, och σ_n är normalspänningen som verkar på sprickplanet.

För en ovittrad sprickyta är sprickväggens tryckhållfasthet, JCS , lika med den enaxiella tryckhållfastheten. Om sprickytan emellertid är vittrad blir JCS lägre. Barton och Choubey (1977) rekommenderar därför användandet av Schmidt's återstudshammare, tillsammans med följande korrelation för att uppskatta den:

$$\log_{10}(\sigma_{ci}) = 0.00088 \cdot \rho \cdot J + 1.01 \quad (4.7)$$

Där σ_{ci} är den enaxiella tryckhållfastheten för sprickplanet yta i MN/m^2 (JCS), ρ är densiteten på det torra intakta berget i kN/m^3 och J är återstudsvärdet. Om ovanstående teknik används anger Barton och Choubey (1977) att felet för att uppskatta den maximala skjuvhållfastheten troligtvis inte överstiger $\pm 2^\circ$.

Effekten av betraktelseskalan på sprickors skjuvhållfasthet har studerats av ett flertal forskare såsom Pratt m.fl. (1974), Barton och Choubey (1977), och Bandis m.fl. (1981) bland flera andra. Studierna har visat att små prov ger en högre maximal skjuvhållfasthet än större prov. Skaleffekten är därför en viktig faktor att beakta när skjuvhållfastheten ska utvärderas vid grundläggning på berg. Ett typiskt exempel på skaleffekten för den maximala skjuvhållfastheten för en spricka presenteras i figuren nedan.



Figur 4.3 Typisk skaleffekt på den maximala skjuvhållfastheten för en spricka (Från Bandis m.fl. 1981)

Figure 4.3 Typical scale effect of peak shear strength for a discontinuity (From Bandis et al. 1981).

Figuren visar hur den maximala skjuvhållfastheten gradvis minskar med ökad provstorlek. När provstorleken ökar, sker en övergång från ett skört till ett mer segt beteende. Utöver detta minskar dilationsvinkeln. För att ta hänsyn till skaleffekten föreslog Barton m.fl. (1982) följande empiriska korrelation:

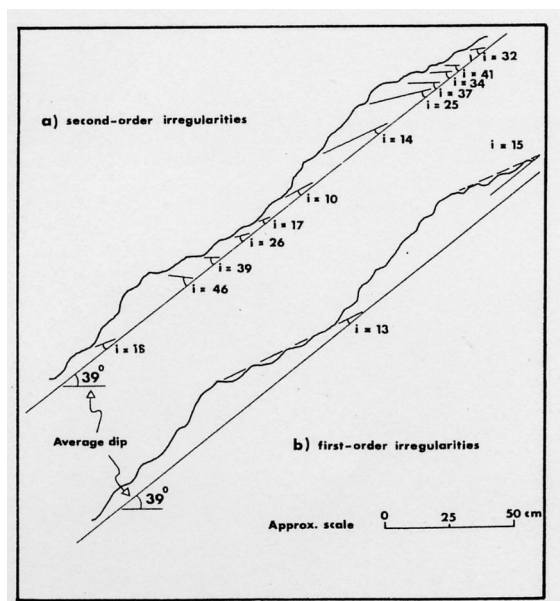
$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 JRC_0} \quad (4.8)$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 JRC_0} \quad (4.9)$$

Där index (0) och (n) motsvarar laboratorie respektive in-situ skala. Längden, L_n , är längden på bergblocken längs den spricka som studeras, och L_0 är längden på laboratorieproven.

Barton och Choubey (1977) har föreslagit två möjliga förklaringar till skaleffekten för sprickor. Den ena förklaringen var att den enaxiella tryckhållfastheten för intakt berg är skalberoende. Hållfastheten på intakt berg minskar asymptotiskt med en ökande blockstorlek. Ett minskande JCS innebär i sin tur att den maximala skjuvhållfastheten för sprickan minskar. Den andra möjliga förklaringen föreslår att skaleffekten är beroende av sprickans råhet. Patton (1966) visade att de aktiva skrovligheterna blir mindre branta med ökande längd,

se figur 4.4. Som ett resultat av detta blir de individuella kontaktytorna större med ökande skala, med en därtill lägre JCS . Dessutom innebär mindre branta skrovligheter ett lägre JRC .



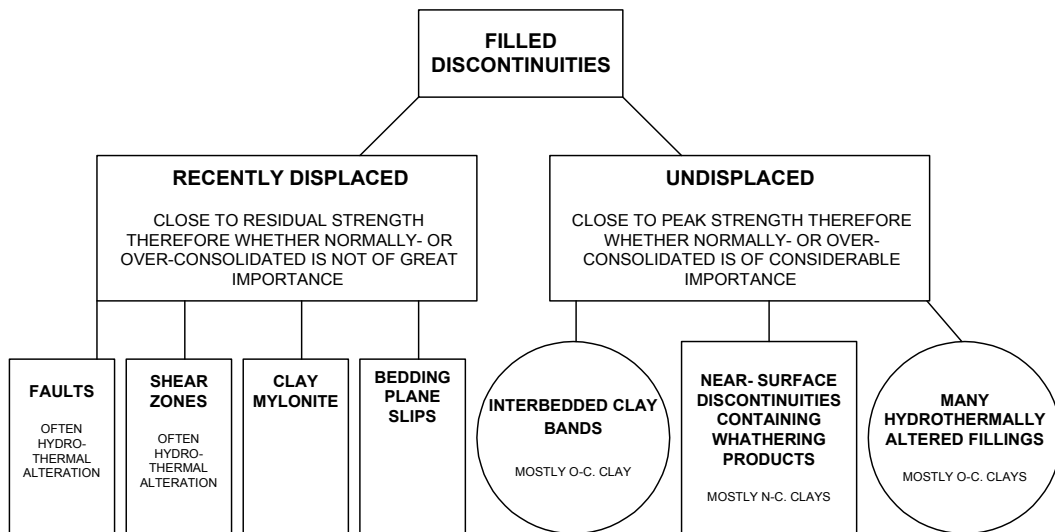
Figur 4.4 Lutning på skrovligheter med avseende på skala (Från Barton 1973 efter Patton 1966)
Figure 4.4 Inclination of asperities with respect to scale (From Barton 1973 after Patton 1966).

Den föregående texten behandlade ofyllda sprickor. Ett stort problem när skjuvhållfastheten ska utvärderas är när fyllda sprickor påträffas. Fyllnadsmaterialet kan bestå av en mängd olika material som varierar från plastiska material såsom lera, till kohesionlösa material som sand. Olyckligtvis har endast ett fåtal studier utförts kring detta, troligtvis till följd av de svårigheter och det stora antalet påverkande parametrar som förknippas med detta problem.

En genomgång av fyllda sprickors skjuvhållfasthet har utförts av Barton (1974). Enligt Barton är det lämpligt att indela de fyllda sprickorna i två kategorier; dom som tidigare har utsatts för en skjuvdeformation; och dom som inte har utsatts för någon tidigare skjuvdeformation. Den första kategorin består vanligtvis av sprickor såsom förkastningar, gamla glidytor, eller skjuvzoner. I denna kategori är skjuvhållfastheten troligtvis vid, eller nära, residualhållfastheten. Den andra kategorin, utan någon tidigare förskjutning, består vanligtvis av sedimentärt berg med omväxlande lager, eller skikt av lera och berg, såsom sandsten eller kalksten.

En annan, minst lika viktig, faktor enligt Barton är om fyllnadsmaterialet är normalkonsoliderat eller överkonsoliderat. I skjuvzoner är den kohesiva vidhäftningen bruten om deformationer ägt rum, och detta nya tillstånd är likvärdigt med normalkonsolidering. I sprickor som inte har deformerats kan skillnaden i hållfasthet mellan normal- och överkonsoliderade fyllnadsmaterial vara stora. En potentiell fara enligt honom är om den fyllda sprickan avlastas, vilket kan resultera i negativa portryck. Dessa negativa portryck ökar kortsiktigt skjuvhållfastheten. På längre sikt kan emellertid denna effekt minska då vatten flödar in i områden med lägre tryck, vilket resulterar i en minskad hållfasthet. Vid grundläggning på berg är detta vanligtvis inte något problem. Istället är det

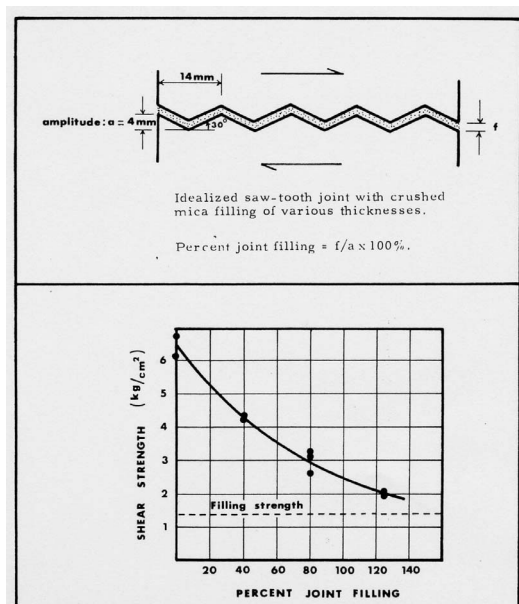
möjligheten av ett ökat portryck, speciellt om pålastning sker snabbt i täta fyllnadsmaterial eller om portrycket ökar genom läckage. En figur som visar indelningen av fyllda sprickor visas i figur 4.5.



Figur 4.5 Indelning av fyllda sprickor (Efter Barton 1974).

Figure 4.5 Division of filled discontinuities (After Barton 1974).

Utöver de aspekter som nämndes ovan påverkas glidningen i fyllda sprickor av möjligheten att åstadkomma berg till berg kontakt. Om detta ska kunna ske beror huvudsakligen på fyllningens tjocklek samt på sprickans råhet. Goodman (1970) genomförde en studie på en idealsierad spricka med regelbundna ”sågtandade” skrovligheter.



Figur 4.6 Skjuvhållfasthet med avseende på sprickans fyllnadstjocklek och råhetsamplitud (Från Barton 1974 efter Goodman (1970).

Figure 4.6 Shear strength with respect to filling thickness of an idealized discontinuity (From Barton 1974 after Goodman 1970).

I försöket användes krossad glimmer som fyllnadsmaterial, och en gipsmodell användes för att representera de sågtandade väggarna. Tre olika fyllnadstjocklekar användes, vilka varierade från 1.5 till 5.0 mm. Resultaten redovisas i figur 4.6, och visar att fyllnadstjockleken behöver vara cirka 50% större än sprickans råhetsamplitud innan skjuvhållfastheten för sprickan närmar sig fyllningens skjuvhållfasthet.

Barton (1974) indelade de karakteristiska skjuvegenskaperna för en ondulerande spricka med lera som fyllnadsmaterial i fyra hypotetiska tjocklekar. Det förenklade beteendet för dessa fyra kan enligt Barton beskrivas enligt följande, där A har den tunnaste tjockleken och D har den tjockaste:

- “A. *Nästan omedelbar berg/berg kontakt. Skjuvhållfastheten kommer att skilja sig väldigt lite från den ofyllda sprickan eftersom berg/berg kontaktarean vid den maximala skjuvhållfastheten alltid är liten. Normalspänningarna över kontaktpunkterna kommer att vara tillräckligt höga för att trycka undan leran i dessa regioner. En något minskad dilation kan möjligen mer än väl kompenseras av adhesionskrafter i leran vilka annars skulle vara ofyllda hålrum i de ofyllda sprickorna. Dilation till följd av berg/berg kontakt kommer att resultera i att negativa portryck utvecklas i fyllnadsmaterialet om skjuvhastigheten är hög.*
- B. *Kan möjligen utveckla samma grad av berg/berg kontakt som i A, men för detta krävs en större förskjutning. Dilationsdelen av skjuvhållfastheten är starkt reducerad eftersom det nya läget för den maximala skjuvhållfastheten är liknande den för residualhållfastheten för ofyllda sprickor. En liknande adhesionseffekt som i A. Mindre tendens för negativa portryck till följd av reducerad dilation.*
- C. *Ingen berg/berg kontakt inträffar, men det kommer byggas upp spänningar i fyllnadsmaterialet där de närliggande skrovligheterna kommer närmast varandra. Om skjuvhastigheten är hög kommer portrycket att öka i dessa zoner av höga spänningar och skjuvhållfastheten kommer att vara låg. Om skjuvhastigheten däremot är låg kommer konsolidering och dränering att inträffa, dräneringen kommer att ske i riktning mot fickorna av låga spänningar på varsin sida av de konsoliderande zonerna. Slutresultatet kommer vara en markant ökning i skjuvhållfasthet jämfört mot när skjuvhastigheten var låg.*
- D. *När sprickans fyllning har en tjocklek som är flera gånger större än skrovligheternas amplitud kommer inverkan från sprickväggarna att försvinna. Förutsatt att fyllningen är jämnt graderad och främst består av lera eller silt kommer skjuvhållfasthetens beteende att styras av grundläggande jordmekaniska principer.”*

Utöver faktorerna beskrivna ovan finns det en annan faktor som också är viktig att beakta. Vid fyllda sprickor med stor sprickvidd i förhållande till råhetsamplituden styrs skjuvhållfastheten av fyllnadsmaterialet. För sådana typer av sprickor är det viktigt att intakta prover av sprickans fyllnadsmaterial kan erhållas. Vid vanlig

kärnborring spolat fyllnadsmaterialet bort, vilket resulterar i lite eller ingen information om vad fyllnadsmaterialet består av. För att lösa detta problem föreslår Rocha (1974) en metod som kallas för ”integral sampling”, genom vilket ostörda prover kan fås av fyllnadsmaterialet.

Inga teoretiska modeller eller empiriska samband finns idag som noggrannt kan uppskatta skjuvhållfastheten för fyllda sprickor. Den enda metoden för att med hög tillförlitlighet bestämma skjuvhållfastheten för fyllda sprickor är genom storskaliga platsförsök. I en artikel av Fishman (2004) har resultat från 156 storskaliga fältförsök för bestämning av skjuvhållfastheten på sprickor vid 18 arbetsplatser sammanställts, främst från berggrunden vid stora dammbyggnadsprojekt.

Sambandet mellan spänningar och töjningar för en enskild spricka uttrycks vanligtvis med normal- och skjuvstyvhet, K_n respektive K_s , den maximala ihoptryckningen, δ_0 , och dilationsvinkeln, ψ_{dis} . Normalstyvheten, K_n , bestäms med tester där sprickan utsätts för en normalbelastning, och normaldeformationen uppmäts med känslig utrustning. Exempel på några normalstyvheter och deras maximala ihoptryckning visas i tabell 4.8.

Tabell 4.8 Normalstyvhet för några typer av sprickor (Efter Stille m.fl. 2005 baserat på Bjurström 1973 och Boutard och Groth 1975)

Table 4.8 Normal stiffness for some types of discontinuities (After Stille et al. 2005 based on Bjurström 1973 and Boutard and Groth 1975).

Typ av spricka	K_n (MPa/mm)	δ_0 (mm)
Granit, Dragspricka	20-30	0.1-0.2
Spricka med klorit fyllning, sprickvidd 3.0 mm	20	2.5
Spricka med klorit fyllning, sprickvidd 18 mm	2	8.0
Skjuvzon, sprickvidd 10 mm	8	6.0

Skjuvstyvheten, K_s , och dilationsvinkeln, ψ_{dis} , bestäms vid skjuvtest där normallasten vanligtvis hålls konstant, och en konstant skjuvhastighet appliceras provet. Bandis m.fl. (1983) har presenterat följande skjuvstyvhet för fyra olika typer av bergarter med olika grader av vittring.

Tabell 4.9 Skjuvstyvhet för några typer av bergarter (Bandis m.fl. 1983).

Table 4.9 Shear stiffness for some types of rock (Bandis et al. 1983).

Bergart	Vittringstillstånd	Normalspänningsintervall (MPa)	K_s (Sekant max) (MPa/mm)
Sandsten	Ovittrat	0.25-2.36	0.56-4.50
	Lite vittrat	0.25-2.07	1.23-4.74
	Måttligt vittrat	0.24-2.04	0.47-1.73
	Vittrat	0.50-1.96	0.56-1.35
Kalksten	Lite vittrat	0.23-1.84	1.65-6.87
	Måttligt vittrat	0.24-1.90	1.12-3.13
	Vittrat	0.25-1.53	0.66-1.89
Dolerit	Lite vittrat	0.26-2.11	1.75-4.98
	Vittrat	0.28-1.11	0.86-2.19
Skiffer	Ovittrat	0.54-2.28	5.6-12.6
	Vittrat	0.40-1.45	0.64-1.27

Genomsnittliga värden på dilationsvinkeln för några sprickor av olika typer av berg har presenterats i tabell 4.10.

Tabell 4.10 Genomsnittliga värden på dilationsvinkeln för några typer av berg (Barton och Choubey 1977)

Table 4.10 Mean peak dilatation angles for discontinuities for some types of rock (Barton and Choubey 1977).

Bergart	Genomsnittlig maximal dilationsvinkel $\bar{\psi}_{\text{dis,peak}}$ (°)	Skadekoefficient M
Aplit	25.5	0.92
Granit	20.9	1.00
Hornfels	26.5	0.99
Kalk (Calcareous)	14.8	1.39
Lerskiffer	6.8	0.78
Skiffer	17.3	1.01
Gnejs	16.2	1.53
Täljsten	13.2	2.00

I tabell 4.10 är skadekoefficienten, M , definierad som råhetskomponenten dividerad med den genomsnittliga maximala dilationsvinkeln, $\bar{\psi}_{\text{dis,peak}}$. Det kan ses att när M är hög blir $\bar{\psi}_{\text{dis,peak}}$ lägre. Detta innebär att dilationsvinkeln för sprickorna huvudsakligen är en funktion av graden av krossning för sprickytans skrovligheter. Detta innebär i sin tur att dilationsvinkeln är en funktion av normalspänningen, sprickväggens tryckhållfasthet, och kontaktarean.

4.4 Bergmassor

Termen bergmassa kan definieras som samlingsnamnet för det material som skapas av intakt berg som är genomkorsad av ett antal sprickplan. Följaktligen är dess hållfasthet och spännings-töjnings samband beroende av egenskaperna för både det intakta berget och sprickorna. Liksom för det intakta berget och sprickorna är bergmassans egenskaper beroende av betraktelseskalan. Både hållfasthet och elasticitetsmodul minskar med ökande skala. Huvudorsaken till detta är sprickorna. Med ökande skala kommer antalet sprickor som påverkar egenskaperna att öka. Det finns emellertid en volym där hållfasthet och elasticitetsmodul inte längre minskar. Denna volym, vilken är den minsta som kan sägas representera bergmassan, kallas för den Representativa Elementära Volymen, REV (Cunha 1990).

Storskaliga triaxiella tester på bergmassor för att bestämma hållfastheten är ovanliga. För det första är det svårt att ta upp ostörda prover. För det andra krävs det stora prov för att de ska vara representativa för bergmassans hållfasthet. Med undantag av storskalig provning finns det i princip två metoder för att uppskatta en bergmassas hållfasthet. Den ena är att använda ett empiriskt brottkriterium, såsom Hoek-Brown's brottkriterium kombinerat med ett karaktäriseringssystem. Den andra metoden är att använda klassificerings eller karaktäriseringssystem för

att uppskatta bergmassans kvalitet, och genom rent empiriska samband uppskatta värden på kohesion, c_m , och friktionsvinkel, ϕ_m , för bergmassan. Exempel på vanliga klassificerings eller karaktäriseringssystem är Q -index (Barton m.fl. 1974), Rock Mass Rating, RMR (Bieniawski 1976, 1989), och Geological Strength Index, GSI (Hoek m.fl. 1992, Hoek 1994, Hoek m.fl. 1995). Följande samband finns mellan dessa system:

$$GSI = RMR_{76} = 9 \ln Q + 44 \quad (4.10)$$

Baserat på 15 data, tolv av dem från platsförsök vid fem dammar, uppskattade Serafim och Pereira (1983) bergmassans hållfasthet. De föreslog följande samband mellan RMR , kohesion, c_m , och friktionsvinkel, ϕ_m .

Tabell 4.11 Bergmassans hållfasthetsegenskaper baserat på RMR (Serafim och Pereira 1983).
Table 4.11 Rock mass strength properties based on RMR (Serafim and Pereira 1983).

RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Bergklass	I	II	III	IV	V
c_m (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
ϕ_m (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

Värdena i tabell 4.11 betraktas vanligtvis som konservativa, eftersom RMR beaktar lastsituationen vilken inte påverkar bergmassans hållfasthet. På grund av denna begränsning modifierade Stille m.fl. (1982) RMR och kallade det för Rock Mass Strength, RMS . Systemet är baserat på åtta svenska fallstudier. Istället för att beakta lastsituation kan istället olika typer av spricksystem beaktas, vilka bättre avspeglar bergmassans hållfasthet. Resultatet från denna studie presenteras i tabell 4.12.

Tabell 4.12 Parametrar för bergmassans hållfasthet baserat på RMS (Stille m.fl. 1982)
Table 4.12 Parameters for rock mass strengths based on RMS (Stille et al. 1982).

RMS	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Bergklass	I	II	III	IV	V
σ_{cm}	30	12	5	2.5	0.5
c_m (kPa)	4.7	2.5	1.3	0.8	0.2
ϕ_m	55	45	35	25	15

Ett slående exempel som visar på osäkerheterna med empiriska brottkriterier kombinerat med olika typer av karaktäriserings och klassificeringssystem utfördes av Edelbro (2004). I ett försök, ett s.k. "round robin test", fick elva deltagare i uppgift att bestämma hållfastheten för en gruvpelare i Laisvallgruvan med olika brottkriterier kombinerat med olika karaktäriseringssystem. Hållfastheten hade tidigare uppskattats till 19,8 MPa (Krauland och Söder 1989), och den maximala hållfastheten till 30 MPa (Edelbro 2004). Bland flera andra resultat, uppskattade de elva deltagarna hållfastheten till mellan 12 och 34,5 MPa genom att använda RMR_{76} tillsammans med Hoek-Browns brottkriterium. När karaktäriseringssystemet GSI användes tillsammans med Hoek-Browns brottkriterium uppskattades hållfastheten till mellan 2.5 och 50 MPa. Dessa resultat visar att varje deltagares subjektiva värderingar påverkar hållfastheten, och att varje metod uppskattar hållfastheten olika. Båda dessa faktorer leder till stora osäkerheter.

Utvecklingen och framstegen för att uppskatta skjuvhållfastheten inom bergmekaniken i samband med stabilitetsanalyser framgår i en artikel från BC-Hydro (Cornish m.fl. 1994). I artikeln har skjuvhållfastheten för tre dammgrunder utvärderats på nytt. Vid tidenpunkten för dammarnas byggnation, före mitten på 1970-talet, ansågs inte grunden svag. Hög skjuvhållfasthet, vilken inkluderade en väsentlig kohesion, användes ($\phi=45^\circ$ och $c=700-1400$ kPa). Dessa värden var antingen baserade på hållfastheten för kontaktytan mellan berg och betong, eller på det intakta berget. Ett exempel i artikeln var dammen Seven Mile där skjuvhållfastheten i grunden vid byggnationen uppskattades ha en friktionsvinkel på $38,7^\circ$, och en kohesion på 3450 kPa. Hållfastheten var baserad på ett begränsat antal triaxiella tester på det intakta berget. En säkerhetsfaktor på 4,0 för det vanliga lastfallet användes vid dimensioneringen, och säkerhetsfaktorn bestämdes med den s.k. ”shear friction method”. Vid den nya utvärderingen bedömdes det att det var den uppskruckna bergmassan nära ytan som utgjorde den svagaste länken i grunden. Till följd av detta användes Hoek-Brown’s brottkriterium, vilket resulterade i en friktionsvinkel på 60° , och en kohesion på 100 kPa. En säkerhetsfaktor på 1,5 användes för det vanliga lastfallet, och säkerhetsfaktorn bestämdes med s.k. ”limit equilibrium analysis”.

Deformationerna i grunden kan indelas i två olika typer, jämna och differentiability sättningar. För stora konstruktioner grundlagda på berg är jämna deformationer vanligtvis inga problem. Om grundens styvhet däremot varierar kan detta resultera i differentiability sättningar samt skjuvspänningar i den ovanliggande konstruktionen. För små fundament grundlagda på berg är risken för att detta ska inträffa mindre, dels eftersom grundläggningstrycket vanligtvis är lägre och dels varierar berggrundens styvhet mindre på en mindre yta. För stora konstruktioner såsom vissa brofundament, gravitationsdammar i betong, eller valvdammar kan berggrundens elasticitetsmodul variera betydligt. Enligt ICOLD (1993) har man konstaterat att när förhållandet mellan betongens elasticitetsmodul, E_{con} , och bergmassans elasticitetsmodul, E_m , är mer eller mindre konstant har grundens styvhet lite eller ingen effekt på de maximala spänningarna i dammen. Om förhållandet E_m/E_{con} ändras med en faktor på fem kan de kritiska spänningarna förändras med 20 %. Detta innebär enligt ICOLD (1993) att det i dess fall inte finns något behov för en hög grad av noggrannhet för att bestämma berggrundens elasticitetsmodul. Rocha (1974) har också dragit några generella slutsatser som berör förhållandet mellan E_m/E_{con} . Dessa slutsatser presenteras i figur 4.7. De kan anses gällande för valvdammar, både för lokala zoner såsom mindre förkastningar till mer omfattande zoner i grunden. För lamelldammar och gravitationsdammar kan slutsatserna anses gällande för svaga zoner i grunden. När grunden har en homogen styvhet med låga värden på förhållandet, såsom $E_m/E_{con} < 1/16$, har den ingen större påverkan på spänningarna för dessa dammar. Rocha menar att storleken på detta förhållande ska beaktas när det ska planeras vilka typer av försök som ska utföras. Om förhållandet är tillräckligt lågt, d.v.s. $< 1/4$, kan försöken till och med ersättas med observationer av bergmassan utförda av geologiska experter.

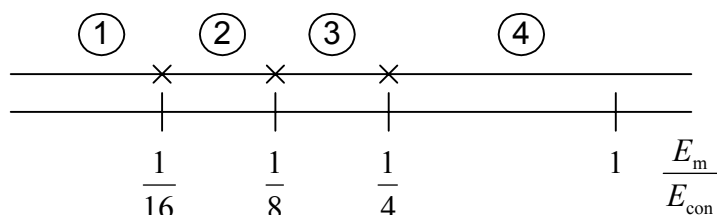


Figure 4.7 Påverkan av förhållandet mellan bergmassans och betongens elasticitetsmodul; (1) Väldigt viktig; (2) Viktig; (3) Ganska viktig; (4) Oviktig (Efter Rocha 1974).

Figure 4.7 Influence of the ratio between the modulus of elasticity between the concrete and the rock mass; (1) Very important; (2) Important; (3) Rather important; (4) Irrelevant (After Rocha 1974).

Såsom beskrivits kan bergmassans elasticitetsmodul påverka spänningarna i både grund och ovanliggande konstruktion. Det är därför en viktig parameter när stabiliteten ska utvärderas för stora konstruktioner grundlagda på berg. Eftersom stora prov krävs bestäms den vanligtvis med olika typer av platsförsök. Speciellt när en hög grad av tillförlitlighet krävs. Exempel på sådana typer av tester är s.k. “plate loading tests”, “flat jack tests”, “bore-hole jack tests”, och “dilatometer tests”. En beskrivning av dessa försök kan hittas i Wyllie (1999). När dessa försök utförs är det viktigt att en representativ bild fås av bergmassan. Rocha (1974) rekommenderar att den belastade ytan ska vara minst fem gånger så stor som det genomsnittliga avståndet mellan sprickorna för att uppnå detta.

Om bergmassans elasticitetsmodul behöver bestämmas med en relativt låg grad av tillförlitlighet kan empiriska samband användas mellan elasticitetsmodulen och olika karaktäriseringssystem. För att uppskatta bergmassans elasticitetsmodul, E_m , föreslog Bieniawski (1978) följande samband mellan RMR och E_m .

$$E_m \text{ (GPa)} = 2RMR - 100 \quad (4.11)$$

Ovanstående samband är emellertid baserat på fallstudier där $RMR > 50$. För bergmassor med lägre RMR föreslog Serafim och Pereira (1983) sambandet som presenteras i ekvation 4.12. Detta kan emellertid inte anses som representativt för $RMR < 30$, eftersom det lägsta värdet från deras fallstudier var ett $RMR = 22$.

$$E_m \text{ (GPa)} = 10^{(RMR-10)/40} \quad (4.12)$$

Baserat på studier av Bieniawski (1978), och vissa andra fall, föreslog Barton (1983) nedanstående uttryck för att uppskatta E_{mean} , E_{max} , and E_{min} , baserat på Q -index.

$$E_{\text{mean}} = 25 \log Q \quad (4.13)$$

$$E_{\text{min}} = 10 \log Q \quad (4.14)$$

$$E_{\text{max}} = 40 \log Q \quad (4.15)$$

Boyd (1993) föreslog för låga värden på RMR , m.a.o. ett RMR på omkring 5-20, följande samband mellan E_m och RMR :

$$E_m (GPa) = 3.5 \cdot \frac{RMR^{3.75}}{10^6} \quad (4.16)$$

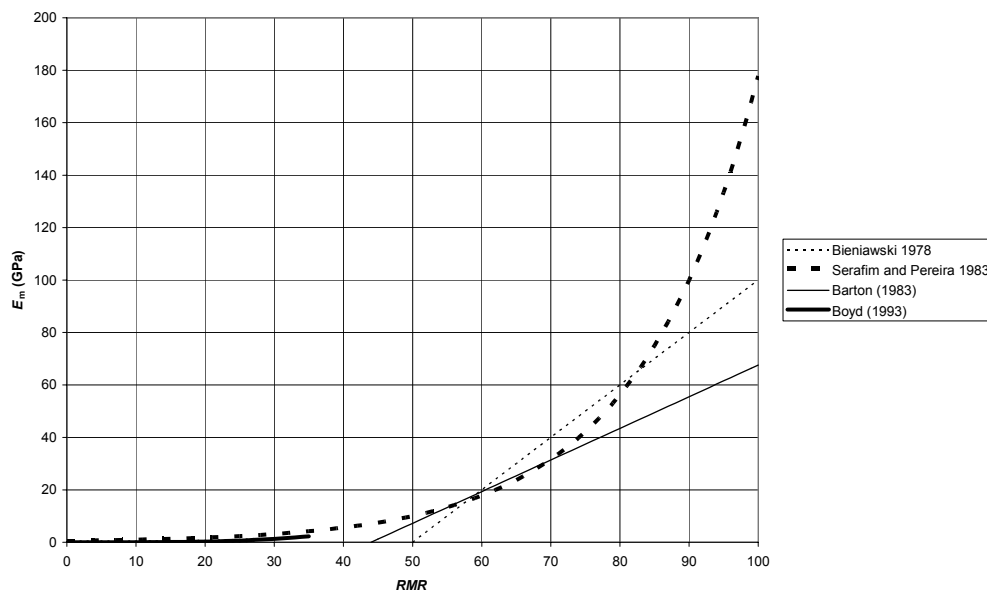
En modifiering av Serafim och Pereira's samband föreslogs av Hoek och Brown (1997). Detta samband använder sig av GSI tillsammans med den enaxiella tryckhållfastheten, σ_{ci} , se ekvation 4.17.

$$E_m (GPa) = \left(\frac{\sigma_{ci}}{100} \right)^{0.5} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad (4.17)$$

I en senare version inkluderades faktorn D , vilken beaktar effekterna från sprängskador och spänningsrelaxation (Hoek m.fl 2002). Ekvation 4.18 uttrycktes därmed:

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{ci}}{100} \right)^{0.5} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad (4.18)$$

Några av de föreslagna sambandmen för att uppskatta elasticitetsmodulen, E_m , för olika värden på RMR har presenterats i figur 4.8.



Figur 4.8 Några föreslagna samband för att uppskatta E_m för olika värden på RMR .
 Figure 4.8 Some proposed correlations to estimate E_m for different values on RMR .

En annan metod för att uppskatta elasticitetsmodulen för bergmassan är att använda elasticitetsmodulen för intakt berg, E_i , tillsammans med normal- och skjuvstyvheter för sprickorna. För en bergmassa med en sprickgrupp vinkelrätt belastningsriktningen kan bergmassans elasticitetsmodul uppskattas med nedanstående teknik, se exempelvis Wyllie (1999):

$$\frac{1}{E_m} = \frac{1}{E_i} + \frac{1}{K_n \cdot cc} \quad (4.19)$$

Där E_i är elasticitetsmodulen för det intakta berget, K_n är sprickans normalstyvhet, och cc är avståndet mellan sprickorna. När ekvation 4.19 används är det viktigt att avståndet mellan sprickorna är tillräckligt liten i förhållande till den belastade ytan för att ekvationen ska vara giltig.

Utöver elasticitetsmodulen är det också nödvändigt att ha värden på Poisson's tal, ν_m , och dilationsvinkeln, ψ_m , för att kunna modellera sambanden mellan spänningar och töjningar. För bergmassor ligger Poisson's tal vanligtvis kring 0,20 till 0,30 (Hoek och Brown 1997). Där det lägre värdet brukar anses representativt för bergmassor av bra kvalitet, och det högre värdet anses representativt för bergmassor av lägre kvalitet. Alejano och Alonso (2005) har föreslagit en modell för uppskattning av dilationsvinkeln. Den visar på samband med mothållande spänning, graden av plastisering, och indirekt av skala. I deras artikel visar referenser från andra författare att dilationsvinkeln minskar med ett ökande mothållande tryck, och med en ökande plastisk töjning. Praktiskt föreslår Hoek och Brown (1997) användandet av en konstant dilationsvinkel baserat på bergmassans kvalité. För bergmassor av bra kvalitet föreslår dom ett värde relaterat till bergmassans friktionsvinkel på $\psi_m = \phi_m/4$, för bergmassor av medelbra kvalitet ett värde på $\psi_m = \phi_m/8$, och för bergmassor av dålig kvalitet ett värde på $\psi_m = 0^\circ$.

4.5 Portryck

Två olika angreppssätt existerar för att modellera portryck i bergmassor, ett tillvägagångssätt är baserat på en kontinuumbeträktelse, och den andra på en diskontinuumbeträktelse. Vilket av dom som används beror på hur bergmassan kan betraktas som material. På samma sätt som för bergmassans hållfasthet, är modelleringen av flöde i bergmassor skalberoende. För en kontinuumbeträktelse är det nödvändigt att betrakta en volym som är lika med eller större än den representativa elementära volymen, REV (Rehbiner m.fl. 1995).

Vid kontinuumbeträktelsen ses bergmassan som ett genomsläppligt homogent material med en viss permeabilitet, k . Experimentiellt visade Henri Darcy 1856 att flödet av vatten genom dessa material är proportionellt mot den hydrauliska gradienten. Om ett laminärt flöde antas kan Darcy's lag uttryckas enligt ekvation 4.20.

$$Q = kIA \quad (4.20)$$

Där Q är flöde, I är gradienten eller tryckskillnaden mellan två punkter, och A är tvärsnittens area. När Darcy's lag används är det nödvändigt att veta randvillkor och permeabiliteten, k . Om dessa är kända kan portrycket, u , beräknas för olika punkter i materialet. Portrycket i ett sådant material kan definieras som det vattentryck som påverkar partiklarna i materialet. Det påverkar inte den totala

spänningen, men det trycker isär partiklarna, vilket i sin tur reducerar friktionen mellan partiklarna. Portrycket kan uttryckas enligt:

$$u = \gamma_w \cdot h \quad (4.21)$$

Där γ_w är vatnets tyngd, och h är tryckhöjden i meter. När stabilitetsanalyser utförs på ett kontinuum-material beaktas portrycket genom att använda överskottet från totalspänningen när den reducerats med portrycket, den s.k. effektivspänningen, σ' . Inom jordmekaniken definieras effektivspänningen med följande ekvation:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (4.22)$$

För grundlagda plattor med en konstant grundvattenyta kan portrycket uppskattas enligt ekvation 4.21. I berggrunden under dammar, när grunden betraktas som ett kontinuum-material, och det existerar en gradient mellan uppströms- och nedströmstrycket, kan Darcy's lag användas för att uppskatta portrycket. När detta är känt kan effektivspänningarna, σ' , beräknas med ekvation 4.22. En begränsning med denna metodik för bergmassor är antagandet att kontaktareorna mellan partiklarna är försumbar. Vid låga spänningar kan kontaktarean i en spricka vara i storleksordningen 1 % (Jaeger 1971). Vid högre normalspänningar kan emellertid kontaktarean vara väsentligt högre. Barton och Choubey (1977) menar att kontaktarean är beroende av både sprickväggens tryckhållfasthet (*JCS*) och normalspänningen. Som en följd av detta skulle en mer korrekt representation av ekvation 4.22 kunna vara enligt nedanstående:

$$\sigma' = \sigma - u(1 - A_c(\sigma)) \quad (4.23)$$

Där $A_c(\sigma)$ är den spänningsberoende kontaktarean för sprickan.

Vid tillvägagångssättet där materialet betraktas som ett kontinuum, betraktas sprickorna som vattenförande element. Det intakta berget, vilket har en obetydlig permeabilitet jämfört med sprickorna, betraktas som ogenomsläppligt. Dessa sprickor bildar ett diskret nätverk av vattenförande ledningar eller lager.

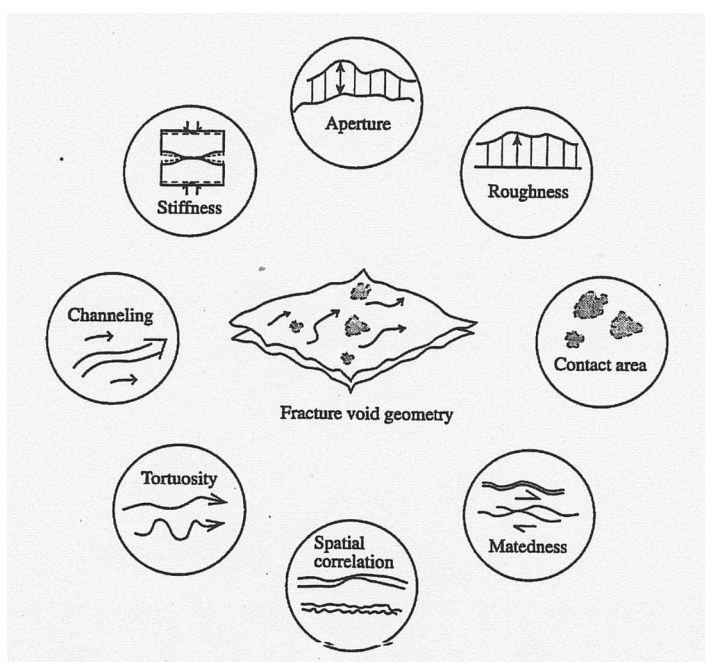
Baserat på Darcy's lag, ett uttryck för den hydrauliska konduktiviteten, och arean uttryckt i bredden, w , och tjocklek, a , kan flödet mellan två parallella plana plattor uttryckas med den välkända kubiklagen, se exempelvis Brantberger (2000).

$$Q = -\frac{\rho_w \cdot g \cdot w \cdot a^3}{12 \cdot \nu_w} \cdot I \quad (4.24)$$

Där ρ_w är vattnets densitet, g är tyngdkraftsaccelerationen, och ν_w är den kinematiska viskositeten för vatten.

Det är emellertid svårt att modellera flöde eller portryck i ett diskret nätverk av sprickor i en bergmassa. Flödet påverkas av ett stort antal parametrar. Hakami

(1995) illustrerade schemtiskt vilka sprickegenskaper som påverkar flödet, se figur 4.9.



Figur 4.9 Sprickegenskaper som påverkar flödet (Efter Hakami 1995).

Figure 4.9 Properties of discontinuities that affect the flow(After Hakami 1995).

Till exempel är den viktiga parametern sprickvidd inte ett konstant värde utan förändras längs sprickan. Till följd av detta beskrivs sprickvidden bäst med en sannolikhetsbaserad fördelning (Eriksson 2002). Vidare så förändras sprickvidden till följd av förändringar i normal- och skjuvspänning. Permeabiliteten blir spänningsberoende och utgör indirekt en hydraulisk-mekanisk koppling. Med den ökande beräkningskapaciteten har möjligheten att modellera flödet i diskreta nätverk av uppspruckna bergmassor ökat. Flera försök har utförts i syfte att bestämma flödet i dem, se exempelvis Hässler (1991), Eriksson (2002), och Min m.fl. (2004), bland flera andra. Även om problemet kan beräknas med diskreta numeriska metoder är det största problemet hur sprickans och nätverkets geometriska karakteristika ska beskrivas.

Om stabiliteten framstår som kritisk kan mätningar av portrycket utföras. Vanligtvis mäts portrycket med piezometrar installerade i bergmassan, se Dunicliff (1993) för en beskrivning av metoden. En begränsning med denna teknik är att det uppmätta portrycket kan variera betydligt beroende på den hydrauliska konduktiviteten på den eller de sprickor som borrhålet går igenom. Grunden under dammar, där tryckgradienten är stor, är vanligtvis försedda med injekteringsridåer, dränagegångar, och/eller dräneringshål i syfte att minimera portrycket.

Vid stabilitetsanalyser beaktas vanligtvis portrycket genom en upplyftskraft eller ett upptryck. Denna last eller tryck antas vanligtvis konservativt med en antagen linjär variation. Fullt upptryck antas vid uppströmssidan på dammen, och trycket på nedströmssidan antas lika med vattennivån på nedströmssidan. Om dräneringsgångar eller dräneringshål existerar, brukar portrycket reduceras med

25-50 %. Detta resulterar i en bilinjär variation av upptrycket med ett maximalt tryck som minskar linjärt till det reducerade trycket, och därifrån linjärt till det minimala trycket på nedströmssidan. Exempel på olika portryckfördelningar vid olika dräneringsalternativ finns beskrivet i RIDAS (Svensk Energi 2002).

En annan faktor som är viktig att beakta vid stabilitetsanalyser, och som rör portrycket, är att bergkilar som formats av korsande sprickplan kan ha en area som är utsatt för en upplyftskraft som är större än dammens kontaktarea med berggrunden. Till följd av detta kan dammen utsättas för stora portryck som kan leda till glidning, både för mindre lokala brottmoder och för bergkilar som är större än den ovanliggande konstruktionen. Det är därför viktigt att beakta portryck i bergmassan på ett korrekt sätt.

5 BERÄKNINGSMETODER

5.1 Inledning

För att beräkna säkerheten för stora konstruktioner grundlagda på berg används vanligtvis två olika typer av metoder, separata eller kombinerade. En av dem är de *analytiska metoderna*. Beroende på brottmod har olika analytiska uttryck utvecklats. De uttrycks alla i matematiska termer och kan indelas i tre kategorier, *bärighetsbrott*, *glidbrott*, och *stjälpning*. Den andra beräkningsmetoden är de *numeriska metoderna*, där problemets differentialekvationer löses numeriskt. Eftersom stor beräkningskapacitet krävs för att lösa dessa problem används datorer vanligtvis vid dessa typer av beräkningar. De numeriska metoderna kan indelas i *kontinuum* och *diskontinuum* metoder. Vilken metod som används beror på hur bergmassan modelleras, såsom tidigare beskrivits. I följande text kommer var och en av dessa metoder att beskrivas, och deras användning vid stabilitetsanalyser av stora konstruktioner grundlagda på berg att studeras.

5.2 Analytiska metoder för bärighetsbrott

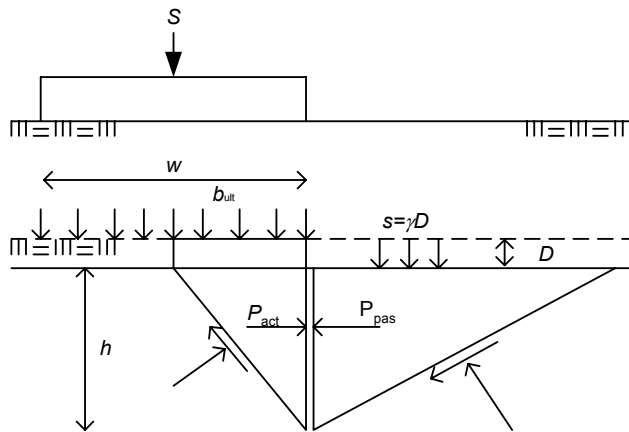
När en berggrund gradvis pålastas kommer spänningarna i grunden att öka. En homogen isotropisk bergmassa kommer först att bete sig som ett elastiskt material. Deformationerna i grunden kommer att öka proportionellt mot lasten. Allt eftersom lasten fortsätter att öka kommer bergmassan slutligen att ha nått en punkt för dess maximala bärkapacitet. Vid denna punkt ökar deformationerna snabbt, utan någon signifikant ökning av lasten. Bergmassan är nära att nå ett plastiskt tillstånd, d.v.s. en kontinuerlig deformation utan någon ökning av lasten. Den vertikala lasten som krävs för att uppnå detta tillstånd kallas för den slutliga bärförmågan, och betecknas B_{ult} .

Bärighetsbrott är ett resultat av skjuvbrott i berggrunden. De mekaniska egenskaperna i bergmassan styr vilken typ av bärighetsbrott som uppstår. Vanligtvis kan de indelas i tre kategorier (USACE 1994):

Totalt skjuvbrott	Inträffar i bergmassor med ett segt beteende. Glidytan är genomgående från kanten av fundamentet till bergmassans yta, och skjuvhållfastheten är fullt utvecklad längs med glidytan.
Lokalt skjuvbrott	Inträffar i spröda bergmassor. Brottet initieras genom krossning vid kanterna på fundamentet, vilket fortsätter att utvecklas in i bergmassan. Glidytan når emellertid inte ytan, utan slutar någonstans i bergmassan.
Stansbrott	Om bergmassan består av olika lager, med ett tunt styvt lager ovanpå ett ihoptryckbart mjukare lager,

kan brott inträffa genom stansning eller dragbrott genom det översta tunna styva lagret.

En klassisk metod för att analysera bärförmågan är att använda sig passiva och aktiva Rankine kilar. Metoden använder sig av hur de minsta och de största huvudspänningarna kan uttryckas vid på- och avlastning med Mohr's cirklar. Metoden är mest tillförlitlig för brottmoder genom sprickplan, med klart definierade glidytor. När bärförmågan analyseras för ett kontinuum-material passar inte de två kilarnas geometri med den verkliga glidytan. Den verkliga glidytan är en krökt ickelinjär linje. Om den förenklas med en passiv och en aktiv Rankine kil minskar noggrannheten. Denna form av analys är emellertid grundläggande, dimensionsmässigt korrekt, och visar de huvudsakliga principerna bakom bärighetsanalyser. Följande beskrivning på de kommande sidorna är huvudsakligen från Cernica (1995).



Figur 5.1 Aktiv och passiv Rankine-kilar i ett kontinuum-material.
Figure 5.1 Active and passive Rankine wedges in a continuum material.

Genom att följa de grundläggande koncepten bakom Rankine's teori, och det antas att kontinuum-materialet har tyngden γ , kohesionen c , samt en inre friktionsvinkel ϕ , kan det aktiva trycket i den vänstra kilen i figur 5.1 uttryckas som:

$$P_{act} = \frac{1}{2} \gamma K_{act} h^2 - 2ch\sqrt{K_{act}} + b_{ult} K_{act} h \quad (5.1)$$

På ett liknande sätt kan det passiva trycket i den högra kilen uttryckas som:

$$P_{pas} = \frac{1}{2} \gamma K_{pas} h^2 + 2ch\sqrt{K_{pas}} + sK_{pas} h \quad (5.2)$$

Där K_{act} och K_{pas} är koefficienterna för det aktiva och passiva trycket, och h är den vertikala höjden på kilarna. Skjuvkraften mellan de två kilarna försummas, och kraftjämvikten mellan de två kilarna blir därmed:

$$\frac{1}{2} \gamma K_{act} h^2 - 2ch\sqrt{K_{act}} + b_{ult} K_{act} h = \frac{1}{2} \gamma K_{pas} h^2 + 2ch\sqrt{K_{pas}} + sK_{pas} h \quad (5.3)$$

Höjden, h_z , kan uttryckas i bredden, w , på följande sätt:

$$h = \frac{w}{2 \tan(45 - \phi/2)} = \frac{w}{2\sqrt{K_{\text{act}}}} \quad (5.4)$$

Sambandet mellan den passiva och den aktiva koefficienten är:

$$K_{\text{pas}} = \frac{1}{K_{\text{act}}} \quad (5.5)$$

Genom att lösa ekvation 5.3 för b_{ult} , med ekvation 5.4 och 5.5 insatt i 5.3, fås:

$$b_{\text{ult}} = \frac{1}{4} \gamma w (K_{\text{pas}}^{5/2} - K_{\text{pas}}^{1/2}) + 2c(K_{\text{pas}}^{3/2} + K_{\text{pas}}^{1/2}) + sK_{\text{pas}}^2 \quad (5.6)$$

Ekvationen för den slutliga bärförmågan kan därmed uttryckas som:

$$b_{\text{ult}} = cN_c + sN_s + \frac{1}{2} \gamma w N_\gamma \quad (5.7)$$

Där N_c , N_q , och N_γ är faktorerna för bärförmågan, vilka kan uttryckas:

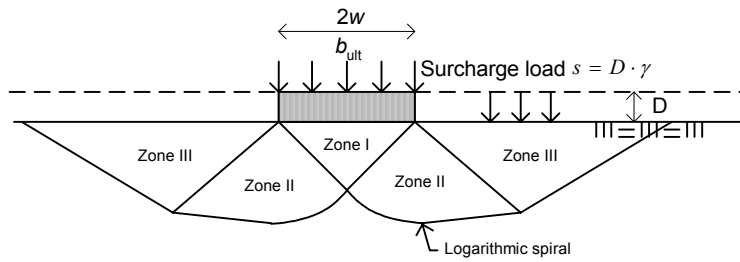
$$N_\gamma = \frac{1}{2} (K_{\text{pas}}^{5/2} - K_{\text{pas}}^{1/2}) \quad (5.8)$$

$$N_c = 2(K_{\text{pas}}^{3/2} + K_{\text{pas}}^{1/2}) \quad (5.9)$$

$$N_s = K_{\text{pas}}^2 \quad (5.10)$$

Ekvation 5.7 representerar en vanlig form på den allmänna bärighetsekvationen. Även om exemplet ovan representerar en enkel form av analys med två begränsande antaganden, linjära glidytor och ingen skjuvkraft mellan de två kilarna, visar det de grundläggande teoretiska koncepteten för bärighetsproblem.

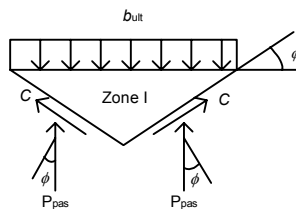
Baserat på Prandtl's (1920) teori om plastisk jämvikt utvecklade Terzaghi (1943) en ekvation för att beräkna den slutliga bärförmågan för grunda fundament. Terzaghi definierade ett grunt fundament vars bredd, $2w$, är lika med eller större än det vertikala avståndet, D , mellan markytan och grundläggningsnivån på fundamentet. Om detta villkor är uppfyllt kan jorden ovan grundläggningsnivån ersättas av en utbredd last, S , och skjuvmotståndet från jorden ovanför grundläggningsnivån försummas. Ekvationen kan användas för material som kan antas isotropiska, homogena, och kontinuerliga, och där hållfastheten kan uttryckas med kohesionen, c , och den inre friktionsvinkeln, ϕ , med Mohr-Coulomb's brottkriterium. Terzaghi antog att glidytan för ett långsträckt fundament på en oändlig halvrymd bestod av tre zoner. Glidyterna för zon I och III antogs bestå av raka linjer. Glidyten för zon II approximerades med en logaritmisk spiral, se figur 5.2.



Figur 5.2 Teoretiska glidytor enligt Terzaghi (1943).

Figure 5.2 Theoretical slip failure surfaces according to Terzaghi (1943).

Terzaghi antog att materialet i zon I motverkades av friktion och kohesion i kontaktytan mellan fundamentet och jorden. Det hade därför inte möjlighet att expandera till ett aktivt tillstånd, utan befann sig i ett tillstånd av elastisk jämvikt. Till följd av detta betedde det sig som en del av fundamentet, vilket sjönk ner i jorden. Terzaghi antog därför vidare att fundamentet inte kunde sjunka ner i jorden innan lasten på gränssnittet mellan zon I och II blev lika med det passiva jordtrycket. Detta tryck på var sida om zon I består av två komponenter, P_{pas} som verkar med en vinkel, ϕ , till normalen för kontaktytan, och en adhesionskomponent, C , se figur 5.3.



Figur 5.3 Krafter som verkar på zon I vid brott.

Figure 5.3 Forces acting upon zone I at failure.

Adhensionskomponenten kan uttryckas som:

$$C = \frac{B}{\cos \phi} \cdot c \quad (5.11)$$

Om jordens vikt för zon I adderas ger den vertikala kraftjämvikten följande ekvation.

$$b_{ult} \cdot 2 \cdot w + \gamma \cdot w^2 \cdot \tan \phi - 2P_{pas} - 2 \cdot w \cdot c \cdot \tan \phi = 0 \quad (5.12)$$

Där b_{ult} är bärförmågan i N/m^2 . Baserat på ekvation 5.12, tillsammans med uttrycken för passivt jordtryck och formen för den logaritmiska spiralen, härledde Terzaghi följande ekvation för den slutliga bärförmågan, B_{ult} i N för en långsträckt fundament med en bredd på $2w$.

$$B_{ult} = 2 \cdot w \cdot (c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_s + w \cdot \gamma \cdot N_\gamma) \quad (5.13)$$

Där faktorerna för bärförmågan N_c , N_s , and N_γ , uttrycktes som:

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)} - 1 \right] \quad (5.14)$$

$$N_s = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)} \quad (5.15)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \left[\frac{K_{pas,\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right] \quad (5.16)$$

Ekvationen för formen på den logaritmiska spiralen, a , uttrycktes enligt följande:

$$a = e^{(\frac{3\pi}{4} - \phi/2) \tan \phi} \quad (5.17)$$

Faktorn $K_{pas,\gamma}$ är en faktor som har förklarats sparsamt av Terzaghi, den beskrivs endast som ”*pure numbers whose values are independent of the width... of the footing*”. Cernica (1995) har presenterat en approximation efter S.Husain, professor vid Youngstowns Universitet, och uttrycks enligt:

$$K_{pas,\gamma} = 3 \tan^2 \left[45 + \left(\frac{\phi + 33}{2} \right) \right] \quad (5.18)$$

Ekvation 5.13 är giltig för långa koncentriskt belastade fundament i ett packat kontinuum-material, och betraktas som något konservativ. Den antar vidare att ett totalt skjuvbrott har utvecklats. För ett lokalt skjuvbrott föreslog Terzaghi att kohesion, c , och $\tan \phi$ skulle reduceras med $2/3$ för att ta hänsyn till den reducerade längden på glidyten.

Genom årens lopp har det kommit många bidrag för att förbättra bärighetsekvationen. De flesta av dessa bidrag rörde införandet av olika typer av korrektionsfaktorer. Meyerhof (1951 och 1963) presenterade en ekvation som liknar Terzaghi's, men han införde också korrektionsfaktorer för form, e , djup, d , och lutning på lasten, i . Han föreslog också ekvationer för att bestämma den tillåtna lasten som kan appliceras excentriskt. Hansen (1961) föreslog en ekvation som till stor utsträckning liknar den som Meyerhof föreslog. Hansen introducerade emellertid också en grundfaktor, g , och en basfaktor, l , för att ta hänsyn till fundament som är grundlagda på en sluttning. Ekvationen är vanligtvis refererad till som den allmänna bärighetsekvationen, och är beskriven i ekvation 5.19. Ett liknande tillvägagångssätt gjordes också av Vesic (1973), vilket resulterade i något annorlunda värden på korrektionsfaktorerna och bärförmågan. En omfattande genomgång av utvecklingen av bärighetsekvationen kan hittas i en artikel av Poulos m.fl. (2001).

$$b_{ult} = cN_c e_c d_c i_c l_c g_c + qN_s e_s d_s i_s l_s g_s + \gamma w N_\gamma e_\gamma d_\gamma i_\gamma l_\gamma g_\gamma \quad (5.19)$$

Där:

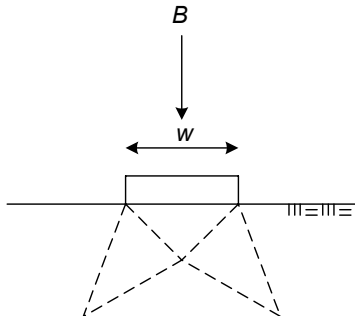
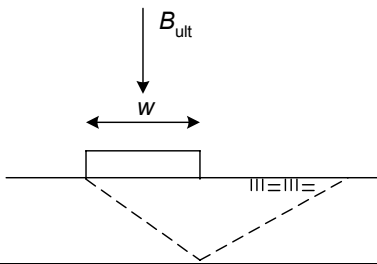
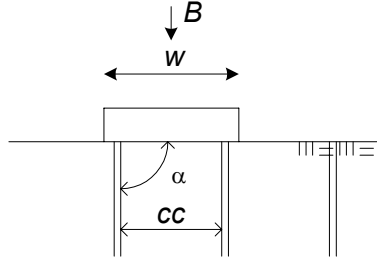
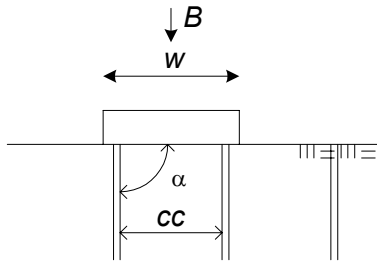
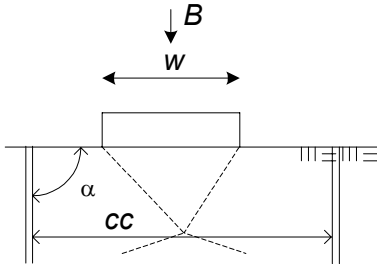
e Korrektionsfaktor för fundamentets utformning.

<i>d</i>	Korrektionsfaktor för grundläggningsnivå i förhållande till markytan.
<i>i</i>	Korrektionsfaktor för lutningen på lasten.
<i>l</i>	Korrektionsfaktor för lutning på fundamentet.
<i>g</i>	Korrektionsfaktor för lutningen på markytan.

N_c , N_s , and N_γ är faktorer för bärförmågan, c är kohesion, S är lasten från ovanliggande material i förhållande till grundläggningsnivå, γ är tyngden på grundens material, och $2w$ är bredden på fundamentet. US Army Corps of Engineers (1994) har sammanställt typiska brottmoder för bärighetsbrott som kan associeras med olika tillstånd på bergmassan. Dessa tillstånd är indelade i intakt berg, kraftigt lutande sprickor, sprickig, skiktad berg, och uppsprucket berg. Sammanställningen presenteras i tabell 5.1 nedan.

Tabell 5.1 Typiska brottmoder för bärighetsbrott, vilka kan associeras med olika tillstånd på bergmassan (Efter USACE 1994).

Table 5.1 Typical bearing capacity failure modes associated with various rock mass conditions (After USACE 1994).

Tillstånd på bergmassan			Brott	
	Spricklutning	Sprick-avstånd	Illustration	Mod
Intakt		$cc \gg w$		a) Skört berg: Lokalt skjuvbrott orsakad av skört brott.
				b) Segt berg: Totalt skjuvbrott längs väl definierade ytor.
Kraftigt lutande sprickor	$70 < \alpha < 90$	$cc < w$		c) Öppna sprickor: Tryckbrott på individuella bergkolumner, I princip vertikala sprickor.
				d) Slutna sprickor: Totalt skjuvbrott längs väl definierade brottytor. I princip vertikala sprickor.
		$cc > w$		e) Öppna eller slutna sprickor: Brott initieras av "splitting" vilket leder till ett totalt skjuvbrott. I princip vertikala sprickor.

Tabell 5.1 (forts.) Typiska brottmoder för bärighetsbrott, vilka kan associeras med olika tillstånd på bergmassan (Efter USACE 1994).

Table 5.1 (continued) Typical bearing capacity failure modes associated with various rock mass conditions (After USACE 1994).

Tillstånd på bergmassan			Brott	
	Sprick lutning	Sprick avstånd	Illustration	Mod
Skiktad	$0 < \alpha < 20$	Begränsande värden på h med avseende på w är beroende på materialegenskaper		g) Tjockt styvt övre lager: Brott initieras genom dragbrott orsakad av böjning av det övre tjocka, styva lagret.
				h) Tunnt styvt övre lager: Brott initieras genom stansning igenom det tunna, styva, övre lagret.
Sprickig	$70 < \alpha < 90$	$cc < w$ eller $cc > w$ om brottkilen kan utvecklas längs med sprickor.		f) Totalt skjuvbrott med potential för brott längs med sprickor. Måttligt lutande sprickor.
Uppsprucken		$cc \ll w$		i) Totalt skjuvbrott med oregelbundna brottytor genom bergmassan. Två eller fler sprickgrupper med små avstånd.

5.3 Analytiska metoder för glidbrott

Glidning är huvudsakligen ett problem som består i att bestämma skjuvhållfastheten för sprickorna längs vilken glidning kan ske. Konstruktioner som dammar, med en hög horisontallast från vattentryck och islast är speciellt känsliga för den här typen av brottmod. Två olika typer av glidbrott kan särskiljas för berggrunder, plan glidning och glidning av kilar eller block. I detta avsnitt kommer olika analytiska metoder för att utvärdera dessa brottmoder att presenteras.

5.3.1 Plan glidning

Före 1900-talets början var det enda stabilitetsvillkoret för dammar att resultanten skulle falla inom den mellersta tredjedelen av grundens tvärsektion för att förhindra stjälpning. I slutet av 1800-talet upptäcktes det att brott ofta inträffade genom en rörelse i nedströmsriktningen, utan någon stjälpning. En medvetenhet om glidbrott, och betydelsen av upplyftskraften, utvecklades. Stabilitetsanalyser som tog hänsyn till dessa faktorer började användas i början av 1900-talet (Nicholson 1983). Därefter har tre olika metoder utvecklats för att utvärdera säkerheten mot glidning. Dessa är ”*sliding resistance method, shear friction method, och limit equilibrium method*”.

Den första metoden för att utvärdera säkerheten mot glidning var den s.k. *sliding resistance method*, vilken beräknade en friktionskoefficient, μ . Denna koefficient beräknades genom att dividera summan av krafterna parallellt glidplanet, ΣH_{par} , med summan av krafterna vinkelrätt glidplanet, $\Sigma V'_n$, och skulle vara mindre än en tillåten friktionskoefficient, μ_{all} , enligt ekvation 5.20.

$$\mu = \frac{\sum H_{\text{par}}}{\sum V'_n} \leq \mu_{\text{all}} \quad (5.20)$$

Enligt US Army Corps of Engineers (1981) användes metoden i USA mellan 1900-talet och 1930-talet. USACE skriver vidare att “*Experience of the early dam designers had shown that the shearing resistance of very competent foundation material needs not to be investigated if the ratio of horizontal forces to vertical forces ($\Sigma H/\Sigma V$) is such that a reasonable safety factor against sliding results*”. Med andra ord är metoden en kontroll mot glidning baserad på erfarenhet, både för berggrundens material, och för gränssnittet mellan berggrund och betong.

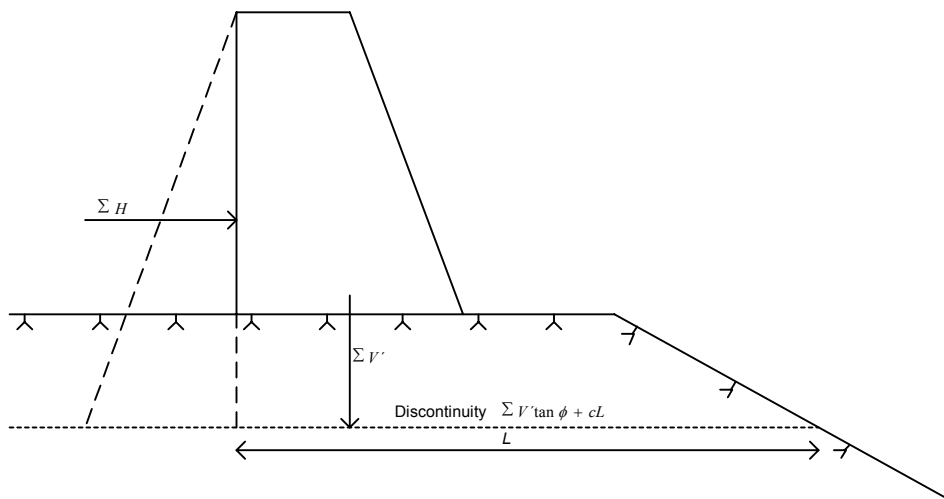
The shear friction method startade med en artikel publicerad av Henna 1933 (Nicholson 1983). Henna introducerade en ekvation för att beräkna säkerhetsfaktorn mot glidning för betongdammar baserat på Coulomb’s ekvation, se ekvation nedan.

$$FS = \frac{s1 + k \cdot (W - u)}{P} \quad (5.21)$$

I ekvation 5.21 beskrevs s_1 som skjuvmotståndet utan normallast, k som en faktor för skjuvmotståndets ökning, W var konstruktionens egentyngd, och u var upplyftet under dammen. P var den totala lasten från vattentryck vinkelrätt mot den förväntade glidriktningen. Idag uttryck vanligtvis *the shear friction method* enligt följande:

$$FS = \frac{c \cdot A + \sum V'_n \tan \phi}{\sum H_{\text{par}}} \quad (5.22)$$

Där c är glidytns kohesion, ϕ dess friktionsvinkel, och V'_n är den effektiva vertikala lasten normalt mot glidytn. Den enklaste formen av glidbrott för en damm grundlagd på berg är en horisontell spricka i bergmassan som går i dagen nedströms dammen. Om denna brottmod analyseras med "the shear friction method" antas vanligtvis att en 1 m bred remsa av dammen betraktas. Denna brottmod har beskrivits av Underwood och Dixon (1976) och redovisas i figur 5.4.



Figur 5.4 Plan glidning längs med en spricka som går i dagen nedströms dammen (Efter Underwood och Dixon 1976).

Figure 5.4 Plane sliding along a discontinuity which day-light downstream the dam (After Underwood and Dixon 1976).

Eftersom en 1 meter bred remsa betraktas blir ekvation 5.22 följande:

$$FS = \frac{c \cdot L + \sum V' \tan \phi}{\sum H} \quad (5.23)$$

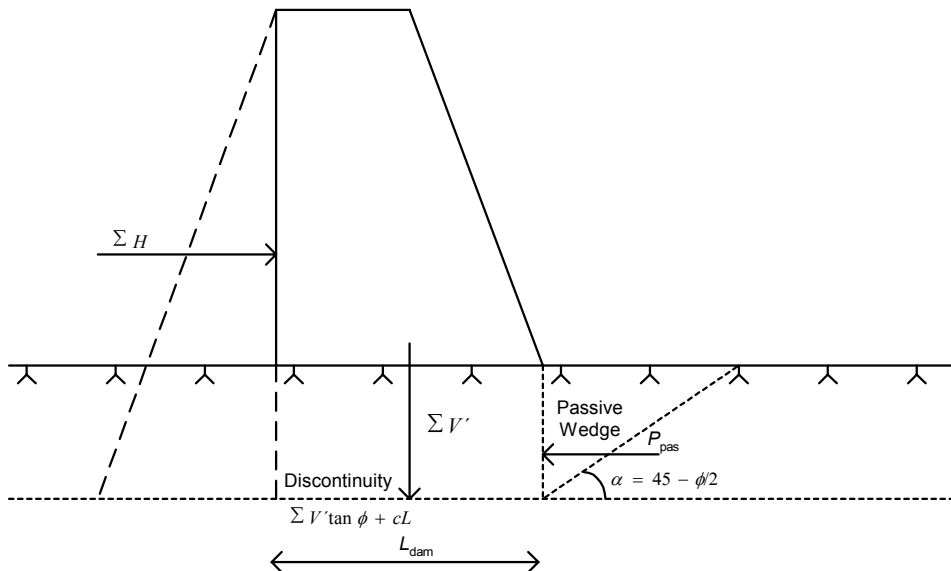
Där L är längden på den betraktade glidytn. Ekvation 5.22 och 5.23 används ofta för att utvärdera glidstabiliteten, och härstammar från ekvation 5.21. Enligt Nicholson (1983) är de nödvändiga grundläggande antagandena för denna metod att definitionen på säkerhetsfaktorn är korrekt, att en tvådimensionell analys är applicerbar, och att den analyserade brottmoden är kinematiskt möjlig. När ekvation 5.23 används påpekar Underwood och Dixon (1976) att om beräkningarna utförs för fall efter att deformationer ägt rum, bör

residualhållfastheten användas och kohesionen kan vara kraftigt reducerad. Dom föreslår också att kohesion endast ska inkluderas för de intakta delarna av berget, och ska reduceras med 90% eller mer om bergmassans har sprickgrupper med små sidoavstånd.

Vid låga mothållande tryck är den skenbara kohesionen låg. Dessutom är osäkerheterna för kohesionen stora. Det är därför vanligt att inte ta med kohesionen i beräkningarna. Om kohesionen tas bort reduceras ekvation 5.23 till:

$$FS = \frac{\sum V' \tan \phi}{\sum H} \quad (5.24)$$

Ekvation 5.22 och 5.24 är emellertid endast giltiga för plana sprickytor som går i dagen nedströms dammen, och dessa fall är ovanliga vid grundläggning på berg. Underwood och Dixon (1976) har gett exempel på hur säkerhetsfaktorn kan beräknas när den horisontella sprickan slutar i bergmassan enligt figur 5.5.



Figur 5.5. Plan glidning längs ett sprickplan som slutar i bergmassan, plus en passiv mothållande kil (Efter Underwood och Dixon 1976).

Figure 5.5 Plane sliding along discontinuity ending in the rock mass plus, a passive wedge resistance (After Underwood and Dixon. 1976).

I detta fall utgörs glidplanet av plan glidning längs med det horisontella sprickplanet plus en passiv kil. Säkerhetsfaktorn beräknad med "the shear friction method" kan i dessa fall uttryckas som:

$$FS = \frac{\sum V' \tan \phi + cL_{\text{dam}} + P_{\text{pas}}}{\sum H} \quad (5.25)$$

Där P_{pas} är den passiva mothållet från bergkilen. Samma begränsningar som finns för brottmoden med en horisontell spricka som går i dagen nedströms dammen gäller även för denna brottmod, m.a.o. kan den skenbara kohesionen ha försvunnit efter rörelser i sprickplanet, och friktionsvinkeln har då nått sitt residualvärde.

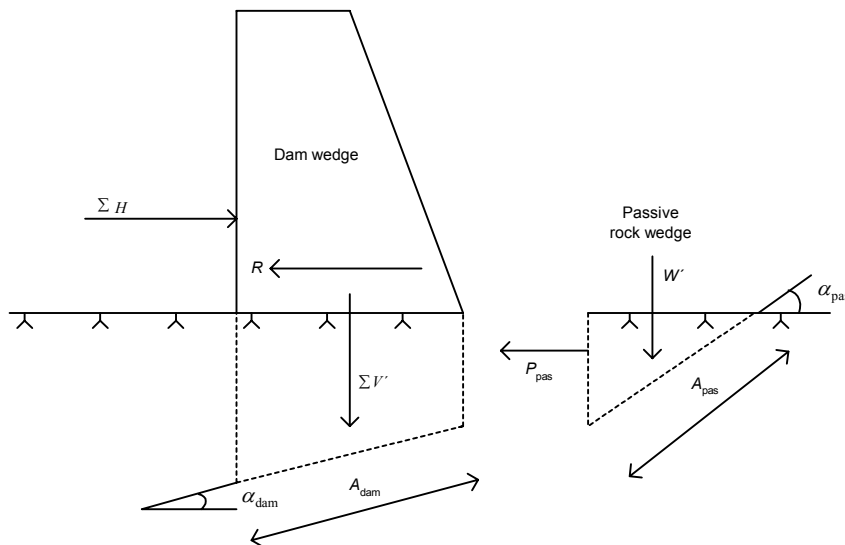
Dessutom försummas skjuvkrafterna mellan bergblocket under dammen och den passiva kilen.

Utöver dessa begränsningar finns det även en annan. För att utveckla fullt motstånd i den passiva kilen krävs det vanligtvis en större deformation än vad som krävs för att utveckla ett fullt motstånd i glidplanet under dammen. Som en följd av detta menar Underwood och Dixon (1976) att det passiva motståndet och skjuvmotståndet i glidytan under dammen kanske inte kan adderas.

I exemplen ovan är sprickorna horisontella. Vanligtvis är emellertid sprickorna i berggrunden lutande. En lutande spricka kan utvärderas enligt principerna i ekvation 5.25. Nicholson (1983) beskrev följande ekvationer för ett lutande sprickplan kombinerad med en passiv mothållande kil. Brottmoden har illustrerats i figur 5.6, och hur säkerhetsfaktorn definieras beskrivs i ekvation 5.26.

$$FS = \frac{R + P_{\text{pas}}}{\sum H} \quad (5.26)$$

Där R är den maximala mothållande horisontalkraften som kan mobiliseras för glidytan under dammen, P_{pas} är den maximala passiva mothållande horisontellt från bergkilen, och $\sum H$ är summan av de horisontella lasterna.



Figur 5.6 Krafter som verkar på en hypotetisk dam med lutande glidplan enligt "the shear friction method" (Efter Nicholson 1983).

Figure 5.6 Forces acting on a hypothetical dam with inclined sliding plans according to the shear friction method (After Nicholson 1983).

Vid glidning uppför ett glidplan har följande matematiska uttryck härletts av Nicholson baserat på statisk jämvikt:

$$R = \sum V' \cdot \tan(\phi + \alpha_{\text{dam}}) + \frac{c_{\text{dam}} \cdot A_{\text{dam}}}{\cos \alpha_{\text{dam}} \cdot (1 - \tan \phi \cdot \tan \alpha_{\text{dam}})} \quad (5.27)$$

Och vid glidning nedför ett sprickplan:

$$R = \sum V' \cdot \tan(\phi - \alpha_{\text{dam}}) + \frac{c_{\text{dam}} \cdot A_{\text{dam}}}{\cos \alpha_{\text{dam}} \cdot (1 + \tan \phi \cdot \tan \alpha_{\text{dam}})} \quad (5.28)$$

Det passiva mothållet uttrycktes enligt:

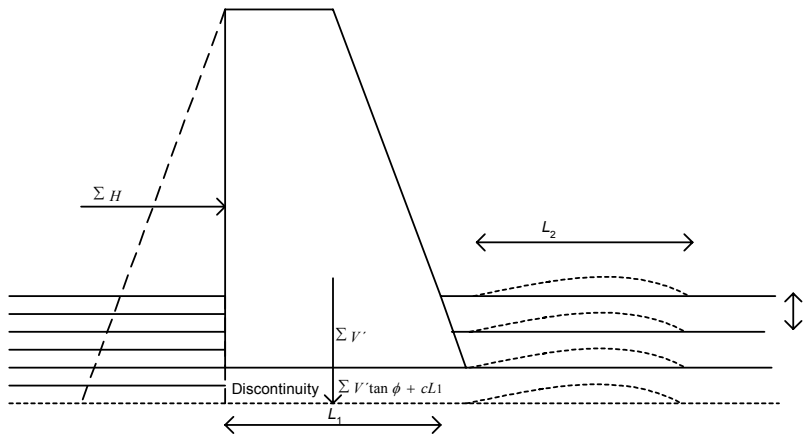
$$P_{\text{pas}} = W' \cdot \tan(\phi + \alpha_{\text{pas}}) + \frac{c_{\text{pas}} \cdot A_{\text{pas}}}{\cos \alpha_{\text{pas}} \cdot (1 - \tan \phi \cdot \tan \alpha_{\text{pas}})} \quad (5.29)$$

I de tre ekvationerna ovan är $\sum V'$ summan av de vertikala krafterna inklusive reduktionen från upplyftskrafterna, ϕ är friktionsvinkeln för glidplanet, α är vinkeln för det lutande glidplanet i förhållande till horisontalplanet, c är kohesionen för glidplanet, A är arean för det potentiella glidplanet, och W' är den effektiva vikten på den passiva bergkilen plus eventuella ovanliggande laster. Index *dam* och *pas* står för glidplanet av bergblocket under dammen respektive den passiva bergkilen.

Utöver tidigare beskrivna begränsningar beskriver Nicholson (1983) ytterligare tre begränsningar för ekvationerna 5.26-5.29 och "the shear friction method". Den första begränsningen uppkommer till följd av matematiken som behövs för att lösa R och P_{pas} . Det kan ses att säkerhetsfaktorn närmar sig oändligheten när uttrycken $(\phi + \alpha)$ eller $(\phi - \alpha)$ närmar sig 90° . Sannolikheten för detta fenomen är störst för den passiva kilen, eftersom lutningsvinkeln troligtvis kan utgöras av relativt brant stupande sprickplan.

Den andra begränsningen härstammar från den passiva kilens kraftkomponent. Den är oberoende av krafterna som verkar på dammen. När dammen och den passiva kilen ses som en enhet är den därför inte i jämvikt, förutom när säkerhetsfaktorn $SF=1$. Den tredje och sista begränsningen är att ekvationerna 5.26-5.29 är begränsade till brottmoder längs ett eller två glidplan.

Utöver de brottmoder som beskrivits ovan har Underwood och Dixon (1976) gett ett exempel på brottmod med glidning längs ett sprickplan, och som inkluderar knäckning. Denna brottmod är möjlig när bergmassan består av tunna lager av intakt berg som kan gå till brott genom knäckning.



Figur 5.7 Glidning längs ett horisontellt sprickplan plus knäckning av tunna lager av intakt berg (Efter Underwood och Dixon 1976).

Figure 5.7 Sliding along horizontal discontinuity plus buckling of thin bedded strata (After Underwood and Dixon 1976).

Principen är densamma som visats i ekvation 5.26, men i detta fall har det passiva mothållet ersatts av ett knäckningsmotstånd enligt ekvation 5.30 nedan.

$$R_{Buckling} \approx \frac{\pi^2 EA}{\left(L_2 / \frac{t}{2}\right)^2} \quad (5.30)$$

Där t är lagertjockleken på de intakta berglagren, och A är arean på tvärsektionen på en meterbred remsa av berggrunden. De påpekar också att ekvation 5.30 endast är avsedd att visa principen, och är inte avsedd för dimensionering. Om knäckning kan inträffa enligt figur 5.7, kan säkerhetsfaktorn uttryckas som:

$$FS = \frac{\sum V' \tan \phi + R_{Buckling}}{\sum H} \quad (5.31)$$

För att öka knäckningsmotsåndet föreslår de att berglagren sammanfogas genom bergbultning.

Den tredje metoden för att utvärdera glidning är *the limit equilibrium method*. De tidigare exemplen baserades på *the shear friction method*, vilket innebär att säkerhetsfaktorn definieras som den mothållande skjuvhållfastheten dividerad med den horisontella lasten. Med *the limit equilibrium method* definieras säkerhetsfaktorn mot glidning enligt ekvation 5.32.

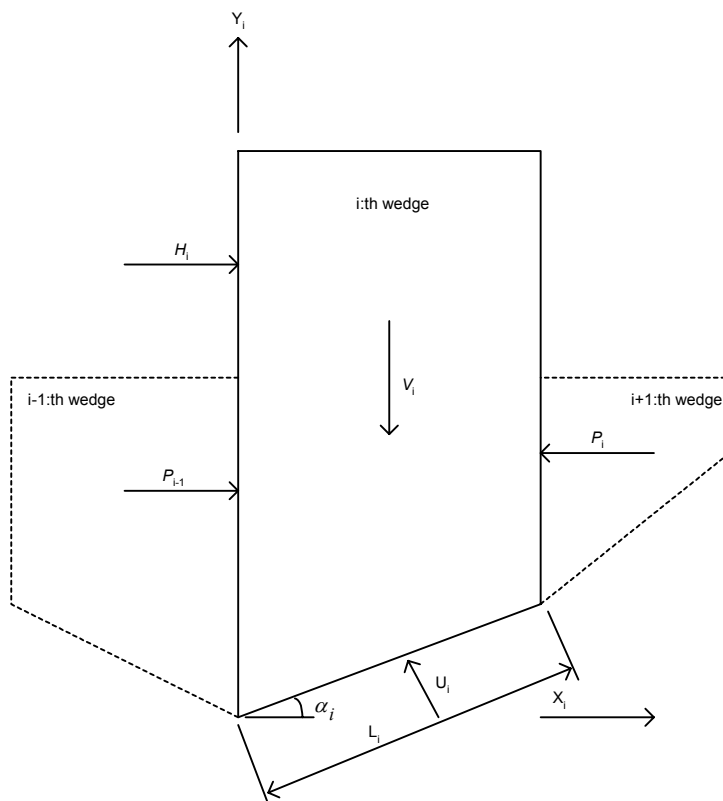
$$FS = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (5.32)$$

I ekvationen ovan är τ_f den tillgängliga skjuvhållfastheten vid brott, och τ är skjuvhållfastheten som krävs för jämvikt. I denna metod kan säkerhetsfaktorn ses som graden av mobiliserad skjuvhållfasthet (Nicholson 1983).

Enligt Nicholson (1983) krävs följande grundläggande antaganden för att utveckla stabilitetsekvationer för *the limit equilibrium method*. Dessa är:

1. Säkerhetsfaktorn definieras enligt ekvation 5.32.
2. Förestående brott inträffar enligt förutsatta krav för perfekt-plastisk brott teori.
3. Den maximala skjuvhållfastheten som kan mobiliseras kan definieras med Mohr-Coulomb's brottkriterium på ett lämpligt sätt.
4. Brottmoder kan representeras av tvådimensionella, kinematiskt möjliga, plan.
5. Den beräknade säkerhetsfaktorn är den genomsnittliga säkerhetsfaktorn för den potentiella glidytan.
6. De vertikala krafterna mellan de betraktade kilarna eller blocken antas vara försumbara.
7. Det strukturella blocket måste definieras som en enhet.

The limit equilibrium method kan användas då glidning inträffar längs ett eller flera sprickor, d.v.s. både för glidning utvefter flera plan såväl som för glidning längs ett enskilt plan. Vid glidning längs flera plan indelas glidplanet i ett flertal block. Denna metod brukar ofta benämnas *multiple wedge analyses*. Den beaktar endast två dimensioner och ska inte förväxlas med de tredimensionella stabilitetsanalyserna av bergblock och bergkilar som beskrivs senare i denna text.



Figur 5.8 Geometri, krafter, och koordinatsystem för block i , i ett hypotetiskt system av flera block och/eller kilar (Efter Nicholson 1983).

Figure 5.8 Geometry, forces, and coordinate system for an i :th wedge in a hypothetical wedge system (After Nicholson 1983).

När säkerhetsfaktorn för ett multipelt system med n antal block, med krafter och vinklar enligt figur 5.8 ska härledas, kommer det resultera i $n+1$ okända. Säkerhetsfaktorn skall vara lika stor för alla block, och detta antagande resulterar i n antal ekvationer.

$$FS = FS_1 = FS_2 = \dots = FS_n \quad (5.33)$$

Den slutliga ekvationen för lösningen baseras på antagandet om horisontell jämvikt enligt ekvation 5.34.

$$\sum_{i=1}^{i=n} (P_{i-1} - P_i) = 0 \quad (5.34)$$

Baserat på ekvation 5.33 och 5.34 kan säkerhetsfaktorn beräknas för systemet av block och/eller kilar enligt ekvation 5.35 (Nicholson 1983).

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \frac{c_i \cdot A_i \cdot \cos \alpha_i + (V_i - U_i \cdot \cos \alpha_i) \cdot \tan \phi_i}{n_{ai}}}{\sum_{i=1}^{i=n} (H_i - V_i \cdot \tan \alpha_i)} \quad (5.35)$$

Där V_i är den totala vertikala kraften som verkar på glidytan för block i , U_i är upplyftskraften som verkar på glidytan för block i , och A_i är arean för glidytan för block i . α_i är vinkeln på glidytan mot horisontalplanet för block i , med en negativ vinkel vid glidning neråt och positiv vinkel vid glidning uppåt. H_i är den totala yttre horisontella kraften som verkar på blocket. Faktorn n_{ai} kan bestämmas med ekvation 5.36 nedan.

$$n_{ai} = \frac{1 - \frac{\tan \phi_i \cdot \tan \alpha_i}{SF}}{1 + \tan^2 \alpha_i} \quad (5.36)$$

Denna typ av analys var en av flera som användes när stabiliteten för berggrunden vid Three Gorges dam i Kina skulle utvärderas (Liu, Feng, Ding 2003). I berggrunden vid Three Gorges fanns ett speciellt problem. Sprickorna längs det förväntade glidplanet var inte genomgående. Det existerade flera ”broar” av intakt berg mellan sprickorna. För att lösa detta problem uttrycktes friktionsvinkel och kohesion i viktade värden baserat på sprickornas och det intakta bergets hållfasthet.

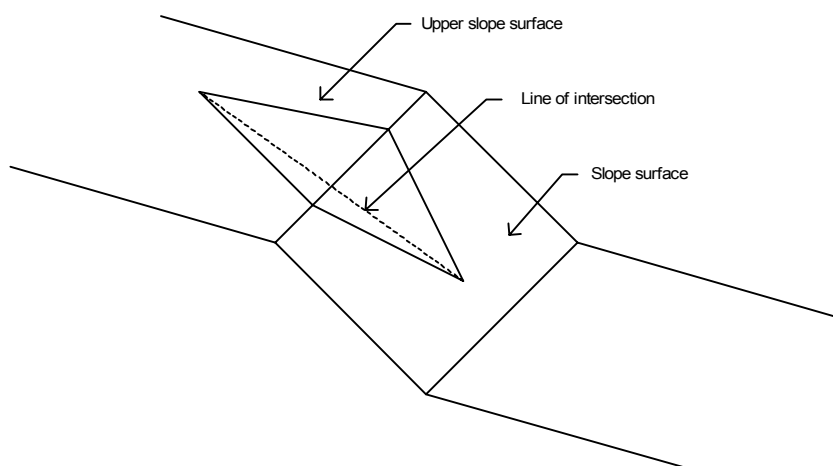
Eftersom säkerhetsfaktorn definieras olika i *the shear friction method* och i *the limit equilibrium method* resulterar detta vanligtvis i olika säkerhetsfaktorer för samma problem med de olika metoderna. Nicholson (1983) genomförde en grundlig jämförelse mellan de två metoderna. I riktlinjerna som presenteras av U.S. Army Corps of Engineers är den minsta acceptabla säkerhetsfaktorn 2.0 med *the limit equilibrium method*, medan den minsta acceptabla säkerhetsfaktorn för *the shear friction method* är 4.0. Nicholson skriver att:

”Detta innebär inte nödvändigtvis att den totala säkerhetsfaktorn har reducerats med 50 %. Som en allmän regel för en given konstruktion med ett lutande glidplan kommer *the limit equilibrium method* och *the shear friction method* att resultera i olika och unika säkerhetsfaktorer. Storleken på denna skillnad beror på problemets geometri, belastning, och parametrarna som styr skjuvhållfastheten.”.

Skillnaden på värden för säkerhetsfaktorn mellan de båda metoderna visar tydligt på en av svårigheterna med att uttrycka säkerheten för en konstruktion med ett enskilt värde. Den beräknade säkerheten är en nominell säkerhet, och de antaganden som de är uppbyggda på måste beaktas.

5.3.2 Glidning av kilar

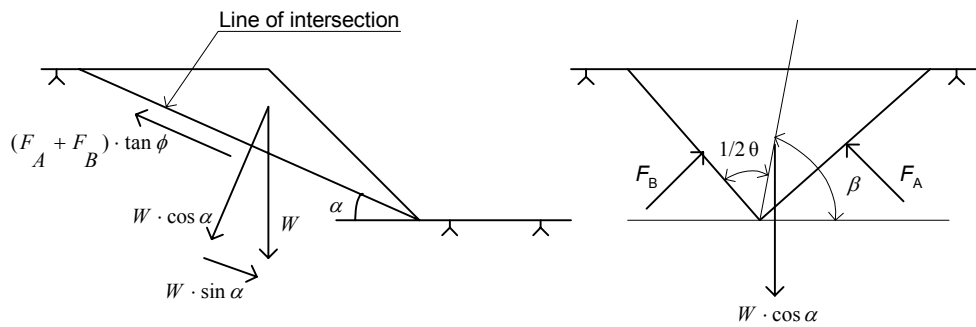
I ovanstående text behandlades plan glidning, d.v.s. en tvådimensionell betraktelse. Bergmassan består emellertid vanligtvis av intakt berg som är genomkorsad av ett antal sprickplan. Dessa sprickplan skapar block eller kilar som är nödvändiga att analysera för att kunna utvärdera bergrundens stabilitet. En kil skapas av minst två sprickplan som korsar varandra. I sluttningar är sluttningens yta, och den övre ytan på sluttningen, de ytor som tillsammans med de två sprickplanen skapar kilen, se figur 5.9.



Figur 5.9 Kil i en sluttning som har skapats av två korsande sprickplan.
Figure 5.9 Wedge in a slope formed by two discontinuities.

De grundläggande principerna bakom kilstabilitet har analyserats analytiskt av ett antal personer såsom John (1968), Londe m.fl. (1969), och Hendron m.fl. (1980). Två andra bland dessa är Hoek och Bray (1981). In deras bok *Rock Slope Engineering* har principerna för kilstabilitet beskrivits.

För ett enkelt fall av kilstabilitet i en sluttning, med antagandet att glidning är förhindrad av enbart friktion och inget portryck finns, har Hoek och Bray (1981) tagit fram uttryck för säkerhetsfaktorn med jämviktsanalyser på följande sätt.



Figur 5.10 Krafter och vinklar för en bergkil i en sluttning, där glidning är förhindrad av enbart friktion (Hoek och Bray 1981).

Figure 5.10 Forces and angles for a rock wedge in a slope resisted by friction only (Hoek and Bray 1981).

Om vinklarna och krafterna definieras enligt figur 5.10 kan säkerhetsfaktorn mot glidning längs korsninglinjen för de båda sprickplanen uttryckas enligt ekvation 5.37.

$$FS = \frac{(F_A + F_B) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha} \quad (5.37)$$

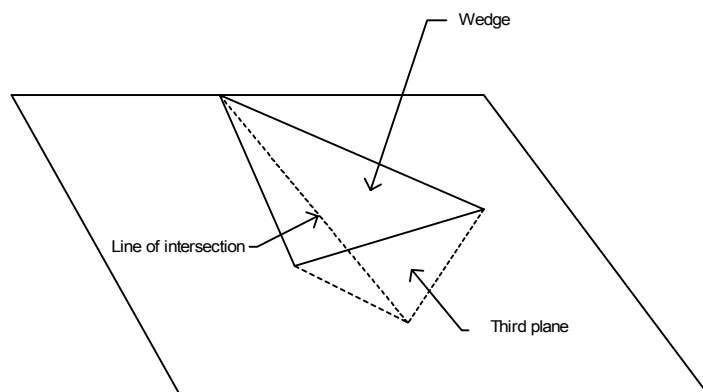
Jämvikt både horisontellt och vertikalt ger följande uttryck för reaktionskrafterna F_A and F_B .

$$F_A + F_B = \frac{W \cdot \cos \alpha \cdot \sin \beta}{\sin(1/2\theta)} \quad (5.38)$$

Genom att kombinera ekvation 5.37 och 5.38 kan säkerhetsfaktorn uttryckas enligt ekvation 5.39 (Hoek och Bray 1981).

$$FS = \frac{\sin \beta}{\sin 0,5\theta} * \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (5.39)$$

Vid grundläggning på berg finns det vanligtvis ingen sluttningssyta och minst tre sprickplan krävs för att skapa kilen, se figur 5.11.



Figur 5.11 Principskiss över en kil i berggrunden.

Figure 5.11 Principle sketch of wedge in a rock foundation

Kilarna i berggrunden är vanligtvis stabila för deras egenvikt och måste utsättas för krafter från en ovanliggande konstruktion för att bli instabila. Uttrycken för säkerhetsfaktorn kan bestämmas med samma principer som för en kil i en sluttning, d.v.s. med jämviktsanalyser. Detta uttryck blir vanligtvis komplext, speciellt om horisontella krafter, kohesion, och portryck existerar, och kommer inte beskrivas här.

I ovanstående exempel analyserades glidning längs korsninglinjen för de båda sprickplanen, d.v.s. glidning av en kil. Det finns emellertid fyra olika brottmoder för en kil (Yeung och Jiang 2002):

- Fritt fall.
- Glidning på ett plan.
- Glidning längs korsninglinjen för de båda sprickplanen.
- Glidning genom rotation eller vridning.

Till följd av detta har jämviktsanalyser för kilstabilitet flera begränsningar. Yeung och Jiang menar att; ”*They do not consider dynamic equilibrium*”; ”*most cannot handle rotational modes*”; ”*none can handle rotational modes such as torsional sliding*”. De drar också slutsatsen att analyser med tredimensionell DDA (Discontinuous Deformation Analysis) kan modellera glidning genom vridning. Principen för DDA kommer översiktligt diskuteras i kapitel 5.6, numeriska metoder för diskontinuum-material.

Att beakta andra typer av brottmoder än plan glidning, eller glidning längs korsninglinjen för två sprickplan, kan vara viktigt. Exempelvis menar Poisel m.fl (1991) att den troliga brottmoden vid haveriet av valvdammen Malpasset skedde till följd av glidning av ett block i berggrunden som inkluderade vridning.

5.4 Analytiska metoder för stjälpning

Det första stabilitetskriteriet för dammar avsåg stjälpning. Det användes före 1900-talets början och det enda kravet var att resultatanten skulle falla inom den mellersta tredjedelen av dammens bas (Nicholson 1983).

Idag beaktas stjälpning vanligtvis genom att beräkna en säkerhetsfaktor. Den definieras som förhållandet mellan stabiliserande och vältande moment enligt ekvation 5.40.

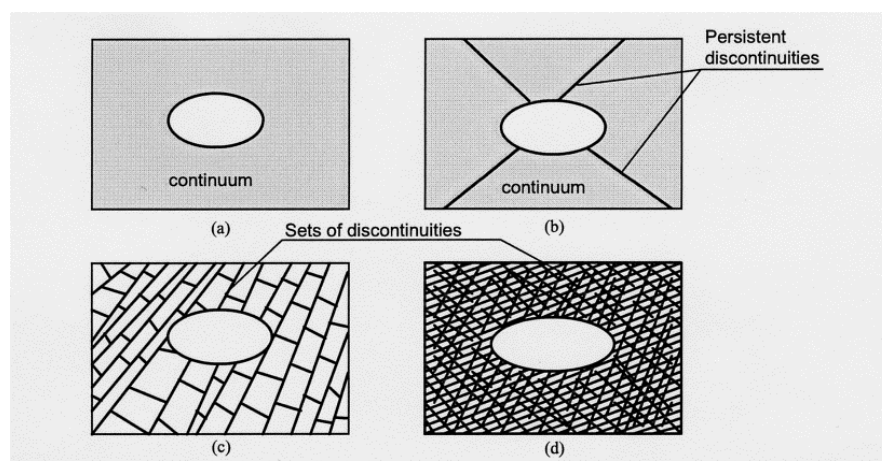
$$FS = \frac{M_{stab}}{M_{over}} \quad (5.40)$$

Enligt Wyllie (1999) är det inte troligt att stjälpning inträffar för gravitationsdammar. I allmänhet kommer andra typer av brottmoder att inträffa innan stjälpning inträffar, såsom krossning av dammtån och uppsprickning vid

kontaktytan på uppströmssidan, vilket resulterar i ökade upplyftskrafter och reducerad skjuvhållfasthet.

5.5 Numeriska metoder för kontinuum-material

De numeriska metoderna för bergmekaniska problem kan indelas i två huvudkategorier, kontinuum- och diskontinuum-metoder. Vilka av dessa metoder som används beror på problemets skala och spricksystemet i bergmassan enligt figur 5.12. Vid stabilitetsanalyser av konstruktioner grundlagda på berg används numeriska metoder vanligtvis vid två typer av fall. Det första är när samverkan mellan berggrund och konstruktion måste beaktas. Det andra är när problemets geometri är så komplex att enkla analytiska modeller inte är tillräckliga. Numeriska metoder är därför ett viktigt verktyg för att bestämma spänningar och töjningar i berggrunder och konstruktioner. Under de senaste årtioendena har utvecklingen av de numeriska metoderna varit imponerande. Idag existerar det ett flertal typer av numeriska metoder. I detta kapitel kommer tillgängliga numeriska metoder för att analysera bergmekaniska problem i ett kontinuum-material att kort beskrivas. Eftersom FEM är den vanligaste av dessa metoder, kommer vissa aspekter med denna metod att beskrivas mer detaljerat. Den matematiska teorin bakom metoden, och dess beräkningsteknik, kommer inte studeras i denna studie. Istället hänvisas till ett flertal böcker inom ämnesområdet, såsom Owen och Hinton (1980) och Cook m.fl. (1989) bland flera andra.



Figur 5.12 Olika numeriska metoder för byggande i berg: (a) kontinuum metod; (b) antingen kontinuum metod med sprickelement eller diskreta metoder; (c) diskreta metoder; (d) kontinuum metod med likvärdiga egenskaper (Efter Jing 2003).

Figure 5.12 Different numerical methods for an excavation in a rock mass: (a) continuum method; (b) either continuum with fracture elements or discrete methods; (c) discrete methods; (d) continuum with equivalent properties (After Jing 2003).

För kontinuum metoderna existerar det tre olika typer av numeriska metoder; den finita differensmetoden (The Finite Difference Method, FDM); den finita element metoden (the Finite Element Method, FEM); och gräns element metoden (the Boundary Element Method, BEM). Skillnaden mellan dem är tekniken för att lösa problemets partiella differentialekvationer. Till följd av skillnaderna mellan lösningsteknikerna har var och en av dessa metoder speciella egenskaper som gör

en av metoderna mer lämplig för en viss typ av problem och mindre lämplig för ett annat. I en artikel av Jing (2003) går han igenom de numeriska metoderna inom bergmekaniken. Enligt honom har FEM fördelar i hanterandet av icke-homogenitet och icke-linjäritet, medan BEM är det bästa verktyget för att simulera uppsprickningsprocesser. FDM däremot, till följd av dess konceptuella enkelhet, är ett användbart verktyg för kopplade termiska-hydrauliska-mekaniska problem.

Till följd av dess mognad, möjligheten att modellera bergmassan som kontinuum-material, samverkan mellan berggrund och konstruktion, och elasto-plastiskt beteende, har gjort att FEM är ett av de mest använda verktygen för bergmekaniska problem. För att kunna modellera geo-mekaniska problem korrekt måste den numeriska metoden kunna beakta (Fredriksson 1984):

- Heterogenitet.
- Icke linjärt beteende.
- Stegvisa konstruktionssekvenser.
- Samverkan mellan berggrund och konstruktion.
- Relativa förskjutningar samt kohesion och friktion mellan berggrund och konstruktion.

Enligt Fredriksson (1984) kan FEM om det används korrekt uppfylla dessa krav.

När FEM används för att analysera ett bergmekaniskt problem utförs det vanligtvis i sex steg, vilka inkluderar (Stille m.fl. 2005):

- Beskrivning av verkligheten (geologiska förhållanden o.s.v.).
- Idealisering (förenkling av verkligheten).
- Diskretisering (indelning av systemet i finita element).
- Element analys (val av materialmodell).
- Strukturanalys (körning av programmet).
- Tolkning av resultat.

I dessa sex steg finns det vissa aspekter som är värda speciell uppmärksamhet. Några av dessa har beskrivits nedan.

För alla kontinuum-metoder, inklusive FEM, måste kompatibiliteten för förskjutningarna mellan elementen upprätthållas i modellen. Inga relativa förskjutningar mellan elementen är tillåtna, vilket är en begränsning med kontinuum-metoder och FEM eftersom huvuddelen av förskjutningarna i en bergmassa vanligtvis inträffar genom förskjutningar av de stela bergblocken.

Spänningarna och töjningarna i ett elasto-plastiskt material är beroende på belastningshistoriken. Till följd av detta måste analysen följa den verkliga belastningshistoriken när FEM används i bergmekaniska problem.

Alla bergmekaniska problem är tredimensionella till sin natur. Om ett tillstånd av plan töjning kan antas kan emellertid problemet idealiseras till ett tvådimensionellt problem, vilket kan minska beräkningstiden avsevärt.

Indelningen av systemet i finita element utförs idag vanligtvis av beräkningsprogrammen. Det är emellertid inte säkert att detta utförs på ett acceptabelt sätt. Det är ingenjörens uppgift att analysera om elementnätet är acceptabelt. Ett sätt att kolla detta är att utföra ett antal beräkningar, där elementnätet succesivt blir finare, och se om lösningen konvergerar. Som en generell regel ska elementen vara mindre där stora spänningsändringar inträffar.

Ett problem med FEM är att det inte kan modellera oändliga randvillkor på ett bra sätt. För att kringgå detta är den vanliga tekniken att diskretisera problemet bortom den del av berggrunden som påverkas av ovanliggande konstruktion. En studie som utfördes av Foster m.fl. (1994) på effekterna från berggrundens djup i modellen i förhållande till de vertikala spänningarna, drar slutsatsen att den finita element modellen ska inkludera ett djup som är minst tre gånger bredden på den ovanliggande konstruktionen. Med detta förhållande mellan berggrundens djup i modellen och bredden på konstruktionen är skillnaden mot elasticitetsteorin mindre än 10%. För att uppnå korrekta resultat på spänningarna i dammen föreslår Foster m.fl (1994) att ett djup och en bredd på berggrundens modell på minst 1.5 respektive 3 gånger konstruktionens bredd är tillräckligt för att uppnå korrekta spänningar.

För att kunna modellera gränssnittet mellan grund och konstruktion, samt sprickor i bergmassan där relativa förskjutningar inträffar, kan speciella gränssnittelement användas. Dessa element har vanligtvis en antagen tjocklek som är lika med noll, med ett stort förhållande mellan längd och tjocklek. Till följd av detta kan numeriska problem uppstå för dessa element (Jing 2003). En ingenjör ska vara medveten om denna begränsning när sådana typer av element inkluderas i modellen.

En annan viktig aspekt som är värt att notera är att FEM automatiskt inte hanterar olika brottmoder. Till exempel bestämmer linjärelastisk FEM spänningar och töjningar för ett problem med specifik geometri, randvillkor, och laster. Det är ingenjörens uppgift att modellera problemet på så sätt att det representerar möjliga brottmoder, och det är viktigt att tillräcklig kunskap finns för att kunna utvärdera resultaten.

Utvöver de aspekter som beskrivits ovan är den viktigaste faktorn hur bergmassan karaktäriseras, och vilka värden på de bergmekaniska parametrarna som har använts i beräkningarna. De vanliga problemen med karaktärisering av bergmassan är med andra ord även ett problem för de numeriska metoderna. Jing (2003) beskriver några av de problem som associeras med karaktärisering av bergmassan och därmed för de numeriska metoderna:

- *“Initialspänningstillståndet är inte enkelt att karaktärisera över den region som ska modelleras;*

- *de bergmekaniska egenskaperna som uppmätts i laboratorie är kanske inte representativa i en större skala;*
- *de bergmekaniska egenskaperna måste kanske uppskattas med empiriska karaktäriseringstekniker;*
- *osäkerheterna i de bergmekaniska egenskaperna är inte enkla att kvantifiera”*

Man bör därför komma ihåg att de numeriska metoderna i huvudsak är ett extra verktyg till de analytiska metoderna. Det är ett verktyg för att kunna modellera problemet, baserat på grundläggande lagar och modeller för bergmassans beteende. Resultaten från de numeriska beräkningarna är därför beroende av hur bra dessa grundläggande lagar och modeller fungerar. Problemen och osäkerheterna med bergmekaniska problem är fortfarande nödvändiga att beakta, och löses inte automatiskt med numeriska metoder.

5.6 Numeriska metoder för diskontinuum-material

I den föregående delen av texten antogs det att bergmassan kunde modelleras som ett kontinuum-material. Detta antagande är korrekt för intakt berg, eller kraftigt uppspruckna bergmassor. Som tidigare beskrivits finns det emellertid bergmassor som inte kan modelleras som ett sådant material. Bergmassan beter sig istället som ett diskontinuum-material, och består av ett system av diskreta block. Deformationerna i ett sådant material sker huvudsakligen genom rörelser av de stela bergblocken. När bergmassan modelleras som ett kontinuum antas infinitesimala deformationer och kontinuitet i materialet, vilka inte är gångbart för det diskreta materialet. Istället måste numeriska metoder som modellerar bergmassan som ett system av diskreta kroppar användas. Dessa metoder möjliggör stora deformationer av separata intakta bergblock, och kan till exempel modellera ett progressivt brott. Exempel på sådana metoder är *the Distinct Element Method* (DEM) (Cundall 1980), och *Discontinuous Displacement Analysis* (DDA) (Shi 1988). I dessa metoder överförs krafterna mellan blocken via kontaktpunkter på blockens ytor. Krafterna uppdateras kontinuerligt när rörelser och deformationer inträffar baserat på grundläggande fysiska lagar. Metoderna tillåter rotation och translation av blocken, och även total frikoppling från den övriga bergmassan. Under det sista årtiondet har utvecklingen av dessa typer av diskreta numeriska metoder varit kraftig, och de har nu nått en viss nivå av mognad. Detta har bl.a. resulterat i de komersiella programmen UDEC (Itasca 1992) och 3DEC (Itasca 1994).

Eftersom krafterna mellan blocken överförs längs gränssnitten är det mekaniska beteendet för dessa gränssnitt, sprickorna, viktiga. Vanligtvis modelleras det mekaniska beteendet för sprickorna med en normal- och tangentialstyvhet, tillsammans med en friktionsvinkel, som tidigare beskrivits. De intakta blocken modelleras som styva eller linjär-elastiska kroppar.

Även om dessa metoder kan modellera diskontinuerliga material, vilket inkluderar stora deformationer, rotationer, och translationer, har de begränsningar.

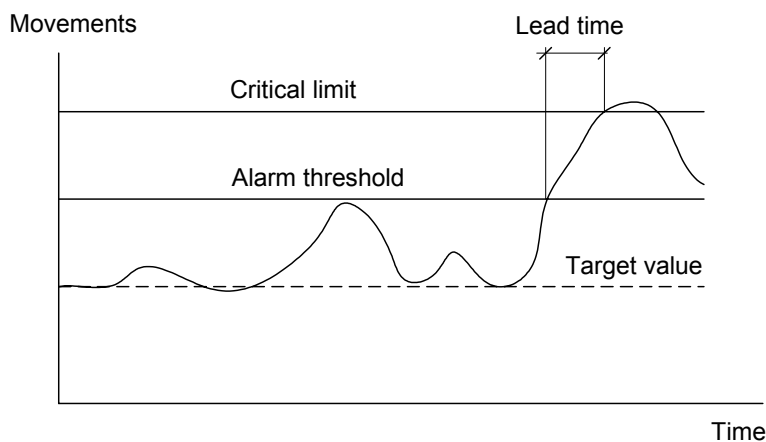
Den största begränsningen enligt Jing (2003) är att det är nödvändigt med kunskap om spricksystemet, vilket endast grovt kan uppskattas. Samma problematik finns även för kontinuum metoderna, men blir mer påtaglig i de diskreta metoderna.

6 VERIFIERING OCH UPPFÖLJNING AV PROGNOSE

Bland de första som beskrev principerna med verifiering och uppföljning av prognoser var Terzaghi och Peck (1948). De menade att besparingar kunde uppnås i projekten om luckor i den tillgängliga informationen fylldes genom observationer under konstruktionsfasen, eftersom denna nya information gör det möjligt att modifiera konstruktionen efter rådande förhållanden. Terzaghi och Peck kallade denna metodik för observationsförfarandet (*the observational procedure*). Genom årens lopp har denna metodik vidareutvecklats och förfinats. Stille (1986) beskriver en metodik för tunnelbyggande som kallas för aktiv design. Denna metodik bygger på en strategi som bygger på följande steg:

- Prognos
- Observation
- Åtgärder

Prognoserna är vanligtvis baserade på beräkningar i ett tidigare skede av projektet. När framdriften av tunneln fortskrider ska prognoserna uppdateras vartefter ny information förvärvas. Denna information utgörs av observationer i form av okulära inspektioner och olika typer av mätningar vartefter tunneln avancerar. Dessa observationer ska jämföras med prognosticerad bergkvalité och beteende, och åtgärder ska vidtas om så behövs. Dessa åtgärder ska planeras i samband med prognosticeringen av bergmassans beteende och kvalité, så att de kan utföras på ett enkelt sätt utan några förseningar i tidplanen. Detta innebär också att om verifieringen och uppföljningen av prognoserna används som en del av dimensioneringen är det viktigt att gränser för det acceptabla beteendet har definierats i förväg. Om dessa gränser överskrids ska de planerade åtgärderna vidtas. Gränsen som utlöser en åtgärd kallas för alarmtröskel. Till denna alarmtröskel finns också ett målvärde och en kritisk gräns. Tiden från det att alarmtröskeln överskrids till dess att den kritiska gränsen nås kallas för ledtid. Konceptet redovisas i figur 6.1.



Figur 6.1 Konceptet med alarmtröskel, målvärde, ledtid, och kritisk gräns (Efter Stille 2003 baserat på Paté Cornell & Benito-Claudio 1987).

Figure 6.1 The concept with alarm threshold, target value, lead time, and critical limit (After Stille 2003 based on Paté Cornell & Benito-Claudio 1987).

Målvärde, kritisk gräns, alarmtröskel, och ledtid kan beskrivas enligt följande (Stille m.fl. 2003):

- *“Målvärdet är en guide till ett effektivt och säkert arbete med en tillräckligt låg sannolikhet för att överskrida alarmtröskeln.*
- *Den kritiska gränsen är gränsen för när skador kan förväntas uppstå med en oacceptabel sannolikhet.*
- *Alarmtröskeln är ett förbestämt värde vilket aktiverar förplanerade åtgärder om det överskrids för att undvika skada.*
- *Ledtiden är tiden från det att alarmtröskeln överskrids fram tills dess att den kritiska gränsen nås, vilket innebär att det är den tid som finns tillgänglig för att installera de förplanerade åtgärderna.”*

De grundläggande principerna för att utforma en observationsmetod med en alarmtröskel har beskrivits av Stille m.fl. (2003), och innehåller följande steg:

- *“Identifiera de känsliga funktionerna som ska skyddas.*
- *Identifiera skademekanismerna och de kritiska gränserna för dessa funktioner och hitta lämpliga motåtgärder.*
- *Hitta observerbara/mätbara indikatorer som är kopplade till skademekanismerna och bestäm de kritiska gränserna uttryckt i dessa indikatorer.*
- *Identifiera de konstruktionsaktiviteter som kan störa funktionerna. Bestäm motåtgärder som är kopplade till konstruktionsaktiviteterna.*
- *Förutspå bergets beteende, inklusive det förväntade beteendet för dessa konstruktionsaktiviteter.*
- *Bestäm alarmtrösklar som tar hänsyn till motåtgärderna och den tillgängliga ledtiden.*
- *Utför en detaljerad dimensionering av observationssystemet.*
- *Implementera, observera, följ upp och uppdatera. Gör ändringar om nödvändigt.”*

Vid grundläggning på berg är konceptet med en aktiv design som inkluderar prognoser, observationer, och förplanerade åtgärder en viktig komponent när stabiliteten ska verifieras, eftersom mätningar och observationer är de enda möjliga metoderna att verifiera det prognosticerade beteendet. Metoden kan också ge tidiga indikationer på ett oväntat beteende, vilket kan möjliggöra att åtgärder vidtas innan brott inträffar.

När prognoser tas fram för det förväntade beteendet är det viktigt att tänka på att beräkningarna inte utförs i dimensioneringssyfte. Istället är det ett försök att spegla verkliga förhållanden (Bredenberg m.fl. 1981). Det är därför viktigt att använda parametervärden som speglar troligt beteende, och inte reducera parametrarna med partialkoefficienter.

En annan viktig aspekt vid grundläggning på berg är att bergmassan kan uppvisa olika beteenden efter det att den maximala hållfastheten är nådd. Om ett skört

brott kan förväntas, kan det inträffa efter små deformationer och ske med ett hastigt förlopp. I dessa fall är det kanske inte lämpligt att mäta deformationer. Ledtiden mellan alarmtröskel och kritisk gräns kan vara liten och skillnaderna mellan de olika gränsvärdena kan vara små. Istället kan observationer av andra parametrar vara mer lämpliga. Om ett segt beteende däremot kan förväntas för bergmassan kan deformationsmätningar vara lämpliga. Det är med andra ord viktigt innan observationssystemet tillämpas att dels ifrågasätta om det är praktiskt möjligt att mäta satta gränsvärden för den utvalda parametern med tillräcklig noggrannhet, och dels om den tillgängliga ledtiden är så stor att det är praktiskt möjligt att sätta in åtgärder.

7 LAGAR, REGLERANDE REGLER, OCH RIKTLINJER

7.1 Inledning

I Sverige är det lagen om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk, BVL, och förordningen om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk, BVF, som innehåller de föreskrifter som gäller avseende bärförmåga, stabilitet, och beständighet. Dimensionering enligt boverkets konstruktionsregler, BKR, säkerställer att dessa lagar och föreskrifter uppfylls. Enligt Plan och Bygglagen, PBL, är det ägarnas ansvar att dessa uppfylls.

Kapitel fyra i BKR innehåller konstruktionsregler för geotekniska konstruktioner, med dessa avser främst konstruktioner i jord (Boverket 2003). BKR är emellertid inte giltig för alla typer av konstruktioner. Ett exempel är vägverket, som har rätt att ange regler för vägar och övriga inrättningar som tillhör vägarna. För broar har vägverket gett ut en särskild bronorm, BRO 2004 (Vägverket 2004). Avseende dammar har ägarna ett strikt ansvar om ett brott skulle inträffa. Som en följd av detta har de Svenska kraftföretagen, genom organisationen Svensk Energi, gett ut de svenska kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, RIDAS (Svensk Energi 2002). Detta innebär att det inte finns några allmänna regler för konstruktioner grundlagda på berg i Sverige.

Under 2006 kommer övergångsperioden för Eurocode avseende geotekniska konstruktioner, EN 1991-1, att starta. Den pågår fram till 2009 och kommer därefter att ersätta BKR.

Eftersom denna studie berör stora konstruktioner grundlagda på berg i allmänhet, och betongdammars i synnerhet, omfattar litteraturstudien i detta kapitel Eurocode, Bronormen, Bro 2004, och de svenska kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, RIDAS. Studien i detta kapitel har utförts i syfte att studera svensk praxis för hur stora konstruktioner grundlagda på berg dimensioneras i Sverige. Utöver detta har regler och riktlinjer för betongdammars i andra länder med förhållanden som liknar de svenska studerats.

7.2 Eurocode

För konstruktioner består Eurocode av flera delar. Som ett övergripande dokument för de olika delarna finns EN 1990 "Basis for structural design". Denna standard tillsammans med EN 1997-1 "Geotechnical design" är de delar som berör grundläggning på berg.

Enligt Eurocode EN 1990:2002 ska:

- Dimensionering i gränstillstånd skall vara baserad på struktur- och lastmodeller av relevanta gränstillstånd.
- Kraven på säkerhet ska uppnås med partialkoefficientmetoden.

- Som ett alternativ kan en dimensionering direkt baserad på en sannolikhetsbaserad metod användas.

Enligt dokument EN 1997-1:2004 i Eurocode ska gränstillstånden analyseras med någon av följande metoder:

- Användandet av beräkningar.
- Genom tillämpning av föreskrivande metoder.
- Med experimentella modeller och provbelastningar.
- Genom en observationsmetod.

Enligt EN 1997-1:2004, sektion 2.4.1 ska dimensionering genom beräkningar utföras i enlighet med de grundläggande kraven i EN 1990:2002. Beräkningsmodellen kan bestå av någon av följande:

- En analytisk modell.
- En semi-empirisk modell.
- En numerisk modell.

Sektion 6.5 i EN 1997-1:2004 handlar om grundlagda plattor i brottgränstillstånd. Den behandlar bärlighet, glidning, och brott i konstruktionen på grund av rörelser i grunden.

För att verifiera bärligheten ska kriteriet i ekvation 7.1 vara uppfyllt för alla brottgränstillstånd.

$$V_d \leq R_d \quad (7.1)$$

Där V_d är den dimensionerande vertikala lasten eller komponenten av den totala kraften som verkar längs normalen för grundläggningsytan, och R_d är den dimensionerande bärförmågan. För att verifiera ovanstående kriterium anger Eurocode att vanliga analytiska metoder ska användas. I fall där dessa inte är möjliga att använda ska numeriska metoder användas. Utöver dessa kan en semi-empirisk eller föreskrivande metod användas.

För att verifiera glidmotståndet måste kriteriet i ekvation 7.2 uppfyllas.

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (7.2)$$

Där H_d är den dimensionerande horisontella lasten, vilken ska inkludera eventuella aktiva jordtryck som verkar på grunden. $R_{p,d}$ är det dimensionerande bärförmågan orsakad av jordtryck på fundamentets sidor. Av speciellt intresse för grundläggning på berg är att värden på R_d och $R_{p,d}$ ska bekakta bärlighetens beteende efter den maximala hållfastheten enligt Eurocode.

Avseende brott i konstruktionen till följd av rörelser i grunden anger Eurocode bland annat att ”*differentiella vertikala och horisontella förskjutningar i grunden*”

ska beaktas för att säkerställa att de inte orskakar ett brottgränstillstånd i den konstruktion som grunden bär”.

Utöver detta presenterar EN 1997-1:2004 också några ytterligare aspekter som bör beaktas vid grundläggning på berg, där en av dessa möjliggör användningen av bergmekaniska klassificeringsmetoder.

7.3 Bronormen, BRO 2004

För grundlagda plattor använder sig den Svenska bronormen, BRO 2004 (Vägverket 2004) av gränstillståndsanalyser med partiella säkerhetsfaktorer. I brottgränstillstånd beaktar den både glidning, bärighet, och differentialsättningar.

Risken mot glidning utvärderas med den s.k. “sliding resistance method” med en friktionskoefficient enligt ekvation 7.3.

$$\mu = \frac{H_{\text{par}}}{V'_n} \leq \mu_d \quad (7.3)$$

Dimensioneringsvärdet på friktionskoefficienten, μ_d , är baserat på det karaktäristiska värdet på friktionskoefficienten, μ_k . När μ_d ska bestämmas divideras μ_k med partialkoefficienterna γ_{Rd} och γ_m som sätts till 1 respektive 1,1. Vid grundläggning på berg får den karaktäristiska friktionskoefficienten μ_k mellan grund och konstruktion inte överstiga följande värden:

- | | |
|--|------------------|
| – Sprängda och resnade bergtytor | $\mu_k \leq 1,2$ |
| – Naturliga, rensade bergtytor med sprickor och oregelbundheter | $\mu_k \leq 0,8$ |
| – Naturliga, rensade, i huvudsak plana bergtytor, fria från sprickor | $\mu_k \leq 0,6$ |

Enligt normen ska bärkapaciteten för en platta bestämmas med den allmänna bärighetsekvationen, eller med cirkulär-cylindriska glidytor.

Normen anger också att vid grundläggning på berg ska det dimensionerade värdet på bärförmågan bestämmas med hänsyn till den totala stabiliteten för bergmassan, tillsammans med hållfastheten och beständigheten för det intakta berget.

Utöver detta anger normen att ett brottgränstillstånd orsakat av stora deformationer ska beaktas.

7.4 De svenska kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, RIDAS

I Sverige ska gravitationsdammar av betong och lamelldammar dimensioneras enligt RIDAS, de svenska kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet (Svensk Energi 2002). De är baserade på Svensk praxis för design av dammar, och gäller

både för nybyggda och gamla dammar. Riktlinjerna gäller inte för valvdammar eftersom endast ett fåtal sådana konstruktioner finns i Sverige. Dessa dammars strukturella uppbyggnad och beteende skiljer sig också från konventionella gravitations- eller lamelldammar.

Enligt riktlinjerna i RIDAS rekommenderas det att stabiliteten för betongdammar utvärderas för ett flertal olika lastkombinationer. Dessa är indelade i normala-, exceptionella-, och olyckasfall. För dessa lastfall ska dammen kontrolleras mot följande brottmoder:

- Stjälpling.
- Glidning.
- Hållfastheten för betongen eller grunden får inte överskrids.

7.4.1 Stjälpling

RIDAS rekommenderar att säkerheten mot stjälpling ska utvärderas genom en beräknad säkerhetsfaktor, FS , enligt ekvation 7.4.

$$FS = \frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{over}}} \quad (7.4)$$

Där M_{stab} är det stabiliserande momentet och M_{over} är det vältande momentet. Denna beräknade säkerhetsfaktor ska inte överskrida en rekommenderad säkerhetsfaktor, vilken är beroende av lastfall. Rekommenderade säkerhetsfaktorer i RIDAS har presenterats i tabell 7.1.

Tabell 7.1 Rekommenderade säkerhetsfaktorer mot stjälpling i RIDAS (Svensk Energi 2002)

Table 7.1 Recommended factors of safety for overturning in RIDAS (Svensk Energi 2002).

Lastfall	Säkerhetsfaktor, FS
Normalt	1.5
Exceptionellt	1.35
Olycks	1.1

Utöver ovanstående kriterier måste resultanten falla inom kärngränsen för grundläggningstvärsnittet vid normala lastfall. Om detta villkor är uppfyllt existerar inga dragningar i grundläggningstvärsnittet vid dammen uppströmsida. För exceptionella lastfall måste resultanten falla inom de mellersta tre femtedelarna av grundläggningstvärsnittet.

7.4.2 Glidning

De Svenska riktlinjerna rekommenderar att risken för glidning ska utvärderas för gränssnittet mellan grund och betongdamm, och för svaghetsplan i grunden.

För dammar grundlagda på berg rekommenderar RIDAS användandet av den s.k. ”sliding resistance method” enligt ekvation 5.20 eller 7.3. För dammar grundlagda på berg av bra kvalité kan värdena i tabell 7.2 användas som tillåtna friktionskoefficienter, där brottvärdet $\tan\phi=1$ motsvarar en friktionsvinkel på 45° .

Tabell 7.2 Rekommenderade friktionskoefficienter enligt RIDAS vid grundläggning på berg av bra kvalité.

Table 7.2 Recommended coefficients of friction according to RIDAS for foundations on rock of good quality.

Typ av grund	Normalt lastfall	Exceptionellt lastfall	Olycks lastfall	Brottvärde på $\tan\phi$
Berg	0.75	0.90	0.95	1.0

Om dammen är grundlagd på berg som inte kan anses vara av bra kvalité rekommenderas att brottvärdet på $\tan\phi$ beräknas med hjälp av undersökningar av bergmassan. Brottvärdet som erhållits i testerna ska därefter reduceras med en säkerhetsfaktor, FS , för att erhålla en tillåten friktionskoefficient. I RIDAS rekommenderas att följande säkerhetsfaktorer används. Normalt beaktas inte kohesion.

Tabell 7.3 Säkerhetsfaktorer enligt RIDAS för reduktion av brottvärdet på $\tan\phi$.

Table 7.3 Factors of safety according to RIDAS for reduction of the failure value of $\tan\phi$.

Typ av grund	Normalt lastfall	Exceptionellt lastfall	Olycks lastfall
Berg	1.35	1.10	1.05

Riktlinjerna anger inte ursprunget för brottvärdet på friktionskoefficienten, eller hur berg av bra kvalité definieras. I ett försök att besvara dessa frågor har tidigare praxis i denna fråga studerats, före RIDAS implementerades. Riktlinjerna i RIDAS för betongdammar är till stor del baserat på ett dokument utgett av Vattenfall (Andersson 1996). Detta dokument anger emellertid inte någon ytterligare information.

Enligt Reinius (1973), ges friktionskoefficienten vanligtvis ett maximalt värde på 0.75 för vanliga gravitationsdammar, och ett maximalt värde på 0.9 till 1.0 för lamelldammar grundlagda på berg av bra kvalité. Reinius anger också att för svaga bergmassor med horisontella sprickplan är det nödvändigt att för varje enskilt fall undersöka vilket tillåtet värde som kan ges till friktionskoefficienten. Han ger ett exempel på dammen vid the Possum Kingdom i USA. Den var grundlagd på lerskiffer med horisontella lager. Efter omfattande tester valdes ett tillåtet värde för friktionskoefficienten på $\tan\phi=0.5$. Detta resonemang stöds också av Hellström (1953) som skriver att om svaghetplan existerar i grunden måste de beaktas.

Siim (1971) utförde en litteraturstudie om tillåtna friktionskoefficienter vid glidning för betongdammar i Svergie samt i andra länder. Enligt honom förefaller friktionskoefficienten i normala fall uppgå till maximalt 0.8, och endast vid små deformationer komma upp i maximalt 0.9.

Baserat på dessa referenser förefaller det som om brottvärdet på friktionskoefficienten $\tan\phi=1.0$ i RIDAS troligtvis är baserat på erfarenhet från årtionden av dammbyggnad. Stabilitetsutvärderingarna baserades på undersökningar av bergmassan. Så länge bergmassans kvalitet var bra, utan genomgående svaghetsplan såsom lerfyllda slag eller krosszoner, sattes den tillåtna friktionskoefficienten till 0.75. Analysen tolkades som en kontroll mot glidning både i grunden och i gränssnittet mellan damm och berggrund. Om undersökningarna visade på svaghetsplan i berggrunden utvärderades friktionskoefficienten separat för dessa svaghetsplan.

7.4.3 Hållfastheten för betongen eller grunden får inte överskrids.

För såväl berggrunden som betongkonstruktionen måste säkerheten mot brott utvärderas med avseende på rådande spänningar enligt riktlinjerna i RIDAS. De tillåtna spänningarna i berggrunden måste utvärderas från fall till fall, baserat på undersökningar av berggrunden och/eller ingenjörsmässiga bedömningar av geologin. Inga rekommenderade acceptanskrav ges i riktlinjerna med avseende på bärighet.

Det effektiva trycket på berggrunden, σ'_n , kan enligt RIDAS uppskattas med Navier's formel:

$$\sigma'_n = \frac{\sum V'_n}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (7.5)$$

Där $\sum V'_n$ är summan av de effektiva vertikalkrafterna vinkelrätt mot glidplanet, och A är arean på tvärsnittet för det betraktade planet. W är böjmotståndet för det betraktade tvärsnittet, och M är momentet från resultanten med avseende på tyngdpunkten. Inga rekommendationer ges för hur tillåtna grundtryck kan uppskattas för berggrunden.

I vissa fall, för konstruktioner med komplexa geometrier, eller när samverkan mellan damm och berggrund måste beaktas, kan det enligt RIDAS krävas att numeriska metoder såsom FEM används.

7.5 Reglerande regler och riktlinjer för dammar i andra länder

För att identifiera hur betongdammar dimensioneras i andra länder har riktlinjer och regler i Norge, Finland, Canada, och USA studerats. De grundläggande stabilitetskraven liknar de som finns i RIDAS. Dammen måste vara säker mot stjälpning, glidning, och betongens eller grundens hållfasthet får inte överskridas. Vidare tillåts ingen dragning på uppströmssidan av dammen i gränssnittet mellan damm och grund. Det finns emellertid skillnader mellan riktlinjerna och reglerna i andra länder och de i RIDAS. Nedan beskrivs dessa skillnader i korhet.

7.5.1 Stjälpling

Riktlinjerna för dammsäkerhet som getts ut av the Canadian Dam Association, CDA (1999), föreslår att istället för att använda en säkerhetsfaktor mot stjälpling är det bättre att använda positionen på resultanten som en indikator på säkerheten mot stjälpling, eftersom denna indikator ger en uppfattning om spänningstillståndet för det analyserade tvärsnittet. Det finns också mindre skillnader mellan säkerhetsfaktorerna i RIDAS och de i Finland och Norge. I tabell 7.4 presenterades säkerhetsfaktorerna för dessa länder.

Tabell 7.4 Säkerhetsfaktorer för stjälpling i Norge och Finland.
Table 7.4 Factor of safety for overturning in Norway and Finland.

Land	Normalt lastfall	Exceptionellt lastfall	Olycks lastfall
Norge*)	1.4	-	1.3
Finland**)	1.5	1.3	-

*) Retningslinje för betongdammer (Norwegian Water Resources and Energy Directorate 2002)

***) Dam Safety Code of Practice (Ministry of Agriculture and Forestry 1997)

7.5.2 Glidning

I andra länder såsom bland annat USA, Kanada, och Norge används den s.k. "the shear friction method" med en total säkerhetsfaktor för att utvärdera säkerheten mot glidning. I dessa riktlinjer kan två tillvägagångssätt särskiljas för hur acceptabla säkerhetsfaktorer rekommenderas, vilket i huvudsak beror på om kohesion tillgodoräknas eller inte.

Enligt the Federal Energy Regulatory Commission (FERC 2002) i USA rekommenderas säkerhetsfaktorer enligt tabell 7.5 för gravitationsdammar av betong. I dessa riktlinjer skiljer man också mellan dammar med hög och låg risk.

Tabell 7.5 Minsta rekommenderade säkerhetsfaktorer mot glidning (FERC 2002)
Table 7.5 Minimum recommended factors of safety against sliding (FERC 2002).

Lastfall	Dammar med hög risk Säkerhetsfaktor*)	Dammar med låg risk Säkerhetsfaktor*)
Vanligt	3.0	2.0
Ovanligt	2.0	1.25
Efter jordbävning	1.3	>1.0

*) Säkerhetsfaktorerna gäller för beräkning av spänningar och för beräkning av säkerhetsfaktor enligt den s.k. "shear friction method" i dammen, i gränssnittet mellan damm och berggrund, och i berggrunden.

Vidare rekommenderar FERC (2002) att om kohesion inte medräknas kan säkerhetsfaktorerna enligt tabell 7.6 användas.

Tabell 7.6 Minsta rekommenderade säkerhetsfaktorer om kohesion inte medräknas (FERC 2002).
Table 7.6 Minimum recommended factors of safety if cohesion is not accounted for (FERC 2002).

Lastfall	Normalt lastfall
Vanligt	1.5
Ovanligt	1.3
Efter jordbävning	1.3

Enligt the Canadian Dam Association, CDA (1999) varierar den rekommenderade säkerhetsfaktorn beroende på om maximal- eller residualhållfastheten beaktas, och också om undersökningar av bergmassan har utförts. Kohesionen har också begränsats till 100 kPa. Säkerhetsfaktorer för gravitations- och lamelldammar enligt riktlinjerna i CDA presenteras i tabell 7.7.

Tabell 7.7 Säkerhetsfaktorer för glidning och hållfasthet för gravitations- och lamelldammar (CDA 1999).

Table 7.7 Sliding and strength factors for gravity and buttress dams (CDA 1999).

	Vanligt lastfall	Ovanligt lastfall (efter jordbävning)	Jordbävning	Dim. flöde
Glidfaktor för maximal hållfasthet –Utan tester	3.0	2.0	1.3	2.0
Glidfaktor för maximal hållfasthet –Med tester*)	2.0	1.5	1.1	1.5
Glidfaktor för residualhållfasthet	1.5	1.1	1.0	1.3
Hållfasthetsfaktor för betong	3.0	1.5	1.1	2.0

*) Tillräckligt med data från tester måste finnas tillgängliga genom rigorösa undersökningar som utförts av kvalificerad personal.

De Norska ”Retningslinje for betongdammer” (NVE 2002) tillåter att kohesion medräknas, även om den normalt inte inkluderas. Riktlinjerna rekommenderar säkerhetsfaktorer enligt tabell 7.8 nedan för att utvärdera glidstabiliteten.

Tabell 7.8 Säkerhetsfaktorer mot glidning enligt NVE (2002).
Table 7.8 Factors of safety against sliding according to NVE (2002).

	Normalt lastfall	Olycks lastfall
Med kohesion	3.0	2.0
Kohesion verifierad genom tester	2.5	1.5
Utan kohesion	1.5	1.1

De norska riktlinjerna rekommenderar också att en högre säkerhet generellt ska användas för att utvärdera säkerheten mot glidning i berggrunden. Säkerhetsfaktorn ska utvärderas av en geologisk ingenjör baserat på lokala förhållanden och omfattningen på valda undersökningar.

Exemplen ovan visar vilka faktorer som påverkar de rekommenderade säkerhetsfaktorerna. En viktig faktor är osäkerheterna kring skjuvhållfastheten,

och hur dess parameterar bestämts. Exempel på andra faktorer är konsekvenserna vid ett dammbrott, och sannolikheten för att ett visst lastfall ska inträffa.

7.5.3 Hållfastheten för betongen eller grunden får inte överskridas.

När spänningarna i grunden och i betongen ska bestämmas påpekar flera riktlinjer att FEM kan användas som ett komplement till de analytiska jämviktanalyserna.

De norska riktlinjerna (NVE 2002) anger att om det råder några tvivel om grundens bärförmåga ska en enkel utvärdering göras av stabiliteten. Resultatet från denna utvärdering bestämmer huruvida kompletterande undersökningar och beräkningar ska utföras. I dessa beräkningar ska accepterade metoder användas för att utvärdera grundens stabilitet. Enligt dessa riktlinjer är ett exempel på en accepterad metod tredimensionella FEM analyser, vilka kan vara speciellt användbara för valvdammar.

Ett liknande tillvägagångssätt presenteras också i riktlinjerna för gravitationsdammar av FERC (2002). De rekommenderar att enkla jämviktsanalyser utförs innan mer rigorösa studier utförs. Om de enkla analyserna indikerar att dammen är stabil behövs i de flesta fall inga kompletterande analyser utföras. Riktlinjerna rekommenderar också att där tillstånd av plan töjning inte kan antas bör tredimensionella FEM analyser användas. Vidare påpekar riktlinjerna att FEM per automatik inte beaktar brottmoder. Det är upp till den som granskar resultaten och bygger modellen som måste beakta möjligheten till olika brottmekanismer.

CDA's riktlinjer (1999) föreslår att enkla jämviktsanalyser och linjärelastisk FEM används för statiska analyser av gravitationsdammar. De påpekar också att för valvdammar är det nödvändigt med speciell erfarenhet och att det krävs en allmän förståelse för att kunna dimensionera och utvärdera säkerheten för dessa typer av konstruktioner.

8 SLUTSATSER

8.1 Inledning

Syftet med föreliggande litteraturstudie har varit att beskriva dagens kunskap och nuvarande praxis för stabilitetsanalyser av konstruktioner grundlagda på berg. För att kunna göra detta har det varit nödvändigt att studera de flesta av de komponenter som ingår i dessa typer av analyser. Till följd av detta delades studien upp i sex delar; *grundläggande principer vid stabilitetsanalyser; materialmodeller för bergmassor; parametrar för att modellera bergmassor; beräkningsmetoder; verifiering och uppföljning av prognoser; och lagar reglerande regler och riktlinjer*. I följande text presenteras slutsatserna från dessa delar.

8.2 Grundläggande principer vid stabilitetsanalyser

Alla stabilitetsanalyser baseras på kriteriet att bärigheten, R , ska vara lika med eller större än lasten, S . Generellt antas det att R och S är deterministiska värden vilka är oberoende av deformation. Vid grundläggning på berg är det viktigt att komma ihåg detta antagande eftersom:

- Bärigheten för bergmassor är svår att bestämma till följd av osäkerheter. På grund av detta uttrycks bärigheten bättre med en sannolikhetsfördelning istället för med ett deterministiskt värde.
- Bärigheten kan variera kraftigt med deformationen, beroende på bergmassans kvalité.
- Om konstruktionen samverkar med grunden varierar lasten i viss utsträckning med deformationen.

Stabilitetsanalyser handlar i stor utsträckning om att hitta den rätta balansen mellan last, bärighet, osäkerheter, och konsekvenserna vid brott. För att hitta denna balans används normalt ett uttryck för den beräknade säkerheten tillsammans med ett acceptanskrav. Baserat på litteraturstudien är slutsatserna att:

- Inga av metoderna för att beräkna säkerheten kan uttrycka den verkliga säkerheten. Den beräknade säkerheten är nominell.
- Till följd av detta är acceptanskraven vanligtvis bestämda genom en kombination av erfarenhet och bakåtanalys.
- Även om den verkliga säkerheten inte kan beräknas exakt är det önskvärt att använda metoder som speglar problemets osäkerheter. Det ger en bättre förståelse för problemet och viktiga parametrar kan identifieras.
- Metoden med en beräknad brottsannolikhet har potentialen att uttrycka en beräknad säkerhet som bäst stämmer överens med den verkliga säkerheten.

8.3 Materialmodeller för bergmassor

Beroende på bergmassans karaktäristiska egenskaper måste olika typer av materialmodeller användas för att kunna modellera dess beteende. Slutsatserna är att:

- Hur den ska modelleras beror på problemets skala och antalet spricksystem i bergmassan.
- Två huvudsakliga metoder kan särskiljas, en där bergmassan modelleras som ett kontinuum och en där bergmassan modelleras som ett diskontinuum. Den första kan användas för att modellera intakt eller uppsrucket berg, medan den andra kan användas för bergmassor med ett mindre antal spricksystem.
- Sambandet mellan töjningar och spänningar för en bergmassa som modelleras som ett kontinuum är icke-linjärt, och teorin om elasto-plasticitet måste användas. Eftersom lite information emellertid finns om bergmassans beteende efter att den maximala hållfastheten uppnåtts, antas det vanligtvis att bergmassan är elastisk-perfekt plastisk.
- För bergmassor som modelleras som ett diskontinuum måste sambandet mellan töjningar och spänningar för såväl det intakta berget som för sprickorna beaktas. För sprickorna är detta samband icke-linjärt, men modelleras i allmänhet med en konstant normal- och tangentialstyvhet.
- En viktigt och grundläggande komponent är brottkriteriet. För intakt berg, eller för uppspruckna bergmassor brukar Mohr-Coulomb's eller Hoek-Brown's kriterium vanligtvis användas. Om brott sker längs sprickplanen är Mohr-Coulomb's eller Barton's kriterium vanliga. Alla dessa kriterier har sina begränsningar vilka är viktiga att beakta när de används.

8.4 Parametrar för att modellera bergmassor

Bergmassor består av intakt berg som är genomkorsat av sprickplan. Till följd av detta indelades denna del av studien i intakt berg, sprickor, och bergmassor. För det intakta berget är slutsatserna att:

- Hållfastheten för intakt berg är i allmänhet så hög att brott genom det inte är troligt. Det intakta berget utgör emellertid en del av bergmassan, och dess hållfasthet påverkar hållfastheten för bergmassan. Därför är det vanligt att parametrar som den enaxiella tryckhållfastheten används i olika typer av empiriska uttryck, såsom Hoek-Brown's brottkriterium.
- Hållfastheten för intakt berg är beroende av skala, med en sjunkande hållfasthet då skalan ökar.
- Till följd av foliation eller sedimentära lagringsplan kan hållfastheten uppvisa en hög grad av anisotropi.
- Hållfastheten minskar också till följd av fukt och vittring.

I en berggrund är den huvudsakliga brottmekanismen skjuvbrott. Eftersom sprickorna utgör den veka länken i en bergmassa är det viktigt att kunna uppskatta deras skjuvhållfasthet. Skjuvhållfastheten är emellertid skalberoende, med en minskande maximal skjuvhållfasthet då skalan ökar. För att uppskatta skjuvhållfastheten finns fyra möjliga metoder:

- Skjuvförsök i laboratorium, med den nackdelen att effekten från betraktelseskala inte beaktas.
- Storskaliga platsförsök, vilka är dyra, tidskrävande, och svåra att utföra.
- Användandet av empiriska värden på parametrarna som bestämmer skjuvhållfastheten baserat på erfarenhet från bergmassor med liknande egenskaper.
- Genom Barton's kriterium för råa ofyllda sprickor uppskatta skjuvhållfastheten. Detta kriterium kan emellertid inte användas för fyllda sprickor, och den beaktar inte skaleffekten om inte parametrarna härletts från försök på större block.
- Ett problem då skjuvhållfastheten för ett sprickplan ska uppskattas är när sprickan är fylld. Det har visats i idealiserade experiment att en fyllningstjocklek som är cirka 1.5 gånger större än amplituden på råheten resulterar i en skjuvhållfasthet som är lika med fyllnadsmaterialets skjuvhållfasthet. Vid mindre amplituder på råheten är det nödvändigt med platsförsök för att kunna bestämma skjuvhållfastheten med en hög tillförlitlighet.

För bergmassor är hållfastheten svår att uppskatta. Med undantag av storskaliga platsförsök finns det i huvudsak två olika metoder för att uppskatta hållfastheten. Båda två härstammar från bergmekaniska klassificeringsmetoder och är förknippade med stora osäkerheter. Dessa är:

- Genom användning av empiriska brottkriterier såsom Hoek-Brown's kriterium uppskatta hållfastheten.
- Genom empiriska samband mellan bergmekaniska klassificerings- eller karaktäriseringsmetoder erhålla uppskattade värden på kohesion och friktion för bergmassan.

En viktig parameter som styr deformationerna i bergmassan är elasticitetsmodulen. Med avseende på deformationer och elasticitetsmodul är slutsatserna att:

- Förhållandet mellan elasticitetsmodulen för betongen och bergmassan är en viktig parameter.
- En annan viktig faktor är när elasticitetsmodulen varierar i berggrunden, eftersom det ger upphov till skjuvspänningar i ovanliggande konstruktion.
- Om elasticitetsmodulen måste bestämmas med en hög grad av tillförlitlighet är det nödvändigt med olika typer av platsförsök. Exempel på sådana försök är belastning av plattor (plate loading tests), eller olika typer av uppspräckningstester (flat jack tests, bore-hole jack tests).

- Om det räcker med en grov uppskattning av elasticitetsmodulen kan empiriska samband mellan bergmekaniska karaktäriserings- och klassificeringssystem användas.

En annan viktig parameter är portrycket. Slutsatserna kring denna parameter är att:

- Flödet i bergmassor sker huvudsakligen i sprickorna, vilka fungerar som vattenförande kanaler.
- För att kunna modellera detta flöde, och därmed portrycket, finns två olika typer av tillvägagångssätt, en som bygger på en kontinuum betraktelse och en som bygger på en diskontinuum betraktelse.
- Kontinuum betraktelsen använder sig av Darcy's lag, och bergmassan antas bestå av ett permeabelt, homogent material. Giltigheten i denna betraktelse kan diskuteras, eftersom kontaktytorna i sprickplanen inte är försumbar och i hög grad beroende av normalspänningen.
- I diskontinuum betraktelsen antas det intakta berget vara impermeabelt, och flödet i sprickorna uppskattas med den s.k. "kubiklagen".
- Om portrycket förefaller att vara en kritisk parameter kan mätningar utföras. I en diskontinuerlig bergmassa kan portryck variera kraftigt beroende på konduktiviteten på de sprickplan som borrhålet går igenom.

8.5 Beräkningsmetoder

För att kunna bestämma den beräknade säkerheten, samt töjningar och spänningar i berggrunden, används två olika typer av beräkningsmetoder, analytiska och numeriska metoder. Beroende på brottmod kan de analytiska metoderna indelas i tre huvudkategorier; bärighetsbrott; glidbrott; och stjälpning.

Slutsatserna för de analytiska beräkningsmetoderna är att:

- De bygger vanligtvis på antagandet om en perfekt plastisk bergmassa.
- I dem kan den maximala hållfastheten vanligtvis definieras med Mohr-Coulomb's brottkriterium.
- De antar att last och bärighet är konstant och oberoende av deformation.
- Den beräknade säkerhetsfaktorn är den genomsnittliga säkerheten mot brott för den potentiella brottytan.

För de analytiska metoderna som gäller för bärighetsbrott är slutsatserna att:

- Bergmassans karaktäristiska egenskaper styr vilken typ av bärighetsbrott som inträffar. För seiga bergmassor inträffar ett allmänt skjuvbrott, medan ett lokalt skjuvbrott inträffar i sköra bergmassor. I en bergmassa med horisontella lager, där ett tunnare styvt övre lager överlagrar ett mjukare, kan brott inträffa genom stansning eller dragbrott genom det tunnare övre lagret.

- För bergmassor som kan betraktas som ett kontinuummaterial kan bärförmågan uppskattas med den allmänna bärighetsekvationen.
- För en bergmassa som betraktas som ett kontinuum är det sprickplanens geometri som styr den analytiska lösningen.

Från stycket som behandlade analytiska metoder för glidbrott är slutsatserna att:

- Tre olika metoder finns för att beräkna säkerheten mot glidning; "the sliding resistance method", "the shear friction method", och "the limit equilibrium method". Skillnaden mellan dessa tre är hur säkerhetsfaktorn definieras.
- Dessa tre metoder resulterar i olika säkerhetsfaktorer för samma problem om både kohesion och friktion beaktas.
- Normalt beaktas inte kohesion eftersom osäkerheterna kring denna parameter är stor.
- Om stora deformationer kan förväntas bör residualhållfastheten användas.
- När bärförmågan från en passiv kil inkluderas i det totala skjuvmotståndet är det inte säkert att den kan adderas direkt till bärförmågan, eftersom den maximala bärförmågan inträffar vid olika deformationer.
- Vid glidning av block eller kilar beaktar de analytiska uttryck som finns plan glidning eller glidning längs korsninglinjen för två sprickplan. De kan inte hantera rotationer eller vridning, dessa brottmoder måste utvärderas med tredimensionella numeriska metoder för diskontinuum-material.

Avseende stjälpning är slutsatserna att:

- För stora konstruktioner grundlagda på berg, såsom gravitationsdammar av betong, är det inte troligt att stjälpning inträffar eftersom andra typer av brottmoder kommer inträffa innan stjälpning inträffar.
- Genom att beräkna det resulterande vältande momentet kan emellertid normalspänningens fördelning uppskattas med Navier's formel för det betraktade tvärsnittet.

Den andra beräkningsmetoden, de numeriska metoderna, kan indelas i kontinuum- och diskontinuum-metoder. För den första metoden kan följande slutsatser dras:

- Tre olika typer av kontinuum-metoder finns; den finita differensmetoden (the Finite Difference Method, FDM); gränselements metoden (the Boundary Element Method, BEM); och den finita element metoden (the Finite Element Method, FEM). Skillnaden mellan dessa metoder är hur de partiella differentialekvationerna löses.
- För att kunna modellera ett bergmekaniskt problem med FEM måste den kunna hantera; heterogenitet; icke-linjärt beteende hos bergmassan; de olika etapperna i byggskedet; samverkan mellan berggrund och konstruktion; och relativa förskjutningar mellan berggrund och konstruktion.

- Dessa metoder beaktar inte med automatik olika brottmoder. Det är ingenjörens uppgift att modellera problemet på ett sådant sätt att det representerar möjliga brottmoder.
- Det viktigaste att tänka på när dessa metoder används är vilka indata som används. Osäkerheterna kring bergmassans egenskaper finns kvar även om ett numeriskt beräkningsprogram används.

För diskontinuum-metoderna är slutsatserna att:

- Dessa metoder har möjligheten att modellera stora förskjutningar, rotationer, och translationer av individuella block i en bergmassa.
- Deras största begränsning är att det krävs kunskap om spricksystemets geometri, vilket endast grovt kan uppskattas.

8.6 Verifiering och uppföljning av prognoser

För stora konstruktioner grundlagda på berg är konceptet med en aktiv design grundläggande eftersom observationer utgör den enda möjligheten att verifiera ett prognosticerat beteende. Dessutom kan förplanerade åtgärder tillsammans med observationer och alarmtrösklar förhindra ett potentiellt brott av konstruktionen. Slutsatserna från denna del av studien är därför att:

- Det prognosticerade beteendet ska verifieras genom observationer.
- Det prognosticerade beteendet ska kontinuerligt uppdateras vartefter ny information erhålls.
- Om en alarmtröskel överskrids ska förplanerade motåtgärder sättas in.
- Dessa motåtgärder ska vara utformade med avseende på den tillgängliga ledtiden.

8.7 Lagar, reglerande regler, och riktlinjer

I Sverige finns inga allmänna konstruktionsregler för grundläggning på berg. Konstruktionsreglerna i BKR beaktar inte dessa typer av konstruktioner. Två undantag är Bronormen, Bro 2004, och de Svenska kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, RIDAS. År 2009 kommer Eurocode att ersätta boverkets konstruktionsregler, BKR.

Om Bro 2004 jämförs med Eurocode kan det konstateras att:

- Både Eurocode och Bro 2004 använder sig av gränstillståndsanalyser med partialkoefficienter vid grundläggning. Eurocode tillåter emellertid användandet av andra typer av metoder för att verifiera gränstillstånden. Dessa är; en dimensionering direkt baserad på sannolikhetsbaserade metoder; genom användning av föreskrivande metoder; genom

experimentiella modeller eller belastningsförsök; eller med en observationsmetod.

- Både Eurocode och Bro 2004 beaktar bärighetsbrott, glidning, och strukturella brott till följd av sättningar i grunden.
- Enligt Eurocode ska moståndet från ett passivt tryck beakta relevansen av materialets beteende efter det att den maximala hållfastheten uppnåtts. Detta beaktas inte i Bro 2004.

Om RIDAS jämförs med riktlinjer och regler i andra länder kan följande slutsatser dras:

- Gravitationsdammar och lamelldammar ska dimensioneras mot stjälpning, glidning, och mot bärighetsbrott.
- För glidning är säkerhetsfaktorn i RIDAS något låg (1.35 istället för 1.5). Däremot kan brottvärdet på friktionskoefficienten vara något konservativ.
- I RIDAS är värdena på friktionskoefficienten baserade på erfarenhet.
- Ingen hänsyn har tagits i RIDAS till hur värdena på de parametrar som uttrycker skjuvhållfastheten har bestämts, genom rigorösa provningar eller genom erfarenhet.
- De rekommenderade säkerhetsfaktorerna i RIDAS beaktar inte skillnader i konsekvenser mellan olika dammar.
- Riktlinjerna anger att FEM kan vara ett användbart verktyg när samverkan mellan damm och berggrund ska beaktas.

Om RIDAS jämförs med Bro 2004 kan det konstateras att:

Skillnader existerar i det dimensionerande värdet på friktionskoefficienten när glidsäkerheten ska utvärderas. Det skulle vara lämpligt att harmonisera dessa dokumenten.

9 REFERENSER

Alejano, L.R.; Alonso, E., (2005). Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses. *Int. J. Rock Mech and Min. Sci.*, Vol. 42, No. 4, pp. 481-507.

Andersson, G., (1996). *Stabilitetsanvisningar för betongdammar*. Vattenfall.

Bandis, S.; Lumsden, A.C.; Barton, N.R., (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints, *Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci.*, Vol. 18, No. 1, pp. 1-21.

Bandis, S.C.; Lumsden, A.C.; Barton, N.R., (1983). Fundamentals of Rock Joint Deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 20, No. 6, pp. 249-268.

Barton, N., (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering geology*, Vol. 7, No. 4, pp. 287-332.

Barton, N., (1974). A review of the shear strength of filled discontinuities in rock, Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 105, p. 38

Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J., (1974), Analysis of rock mass quality and support practice in tunnelling, Report, Norges Geotekniske Institutt, Oslo, No. 54206.

Barton, N.; Choubey, V., (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, Vol. 10, pp. 1-54.

Barton, N.; Bandis, S.C., (1982). Effect of block size on the shear behaviour of jointed rock, 23rd U.S. Symp. On Rock Mech., pp. 739-760.

Barton, N., (1983). Application of Q-system and index test to estimate shear strength and deformability of rock masses, *Int. Symp. Engineering Geology and Underground Construction*, Lisbon, Theme II, Panel report, Vol II, pp. II.51-II.70.

Barton, N., (1987). Predicting the behaviour of underground openings in rock. 4th Manuel Rocha Memorial Lecture, Lisbon.

Becker, D.E., (1996). Eighteenth Canadian Geotechnical colloquium: Limit states design for foundations, Part I, An overview of the design process. *Can. Geotech. J.*, Vol. 33, pp. 956-983.

Bellier, J., (1976). The Malpasset dam. Engineering foundation conference on "The evaluation of dam safety", Pacific Grove, CA, pp. 72-136 (First published in TRAVAUX, Paris, July 1967 in French).

Bieniawski, Z.T., (1976). Rock mass classification in rock engineering, *Proc. Of the symposium on Exploration for rock engineering*, A.A. Balkema, Johannesburg, pp. 97-106.

Bieniawski Z.T., (1978), Determining rock mass deformability. Experience from case histories, *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 15 pp. 237-242

Bieniawski, Z.T., (1989). *Engineering rock mass classification*. John Wiley & Sons, New York, p. 251.

Bjurström, S., (1973). *Bergbultförband i sprucket berg*. Fortifikationsförvaltningen, Forskningsbyrån, Rapport Nr. 121:3.

Boutard, P.; Groth, T., (1975). *Bergsprickors egenskaper, Sprickfyllnaders inverkan på bergfogars mekaniska egenskaper*. Stiftelsen bergteknisk forskning – BeFo, STU forskningsprojekt 72 -729/U634.

Boverket, (2003). *Regelsamling för konstruktion, Boverkets konstruktionsregler, BKR, byggnadsverkslagen och byggnadsverksförordningen*.

Boyd R.D., (1993). *Elastic properties of jointed rock masses with regard to their rock mass rating value*, Symp. On Engineering Geology of weak rock, Ed. Balkema, pp. 329-336.

Brantberger, M., (2000). *Metodik vid förinjektering i uppsprucket hart berg*. Lic. Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm.

Bredenberg, H.; Olsson, L.; Stille, H., (1981). *Grundläggningsteknik i tätort, Övervakning av grundläggningsarbeten i tätort*. Styrelsen för teknisk utveckling, Information Nr. 253.

Broch, E., (1974). *The influence of water on some rock properties*. *Advances in Rock Mechanics, Vol II a, Proceedings of the third congress of the ISRM*, Denver.

CDA, Canadian Dam Association, (1999), *Dam safety guidelines*.

Cederström, M., (1995). *VASO dammkommittés rapport nr 1, Utrednings- och utvecklingsprojekt med anledning av Flödeskommitténs riktlinjer, Huvudrapport*. ELFORSK, VASO.

Cernica, J.N., (1995). *Geotechnical Engineering Soil Mechanics*, John Wiley & Sons.

Cook, R.D.; Malkus, D.S.; Plesha, M.E., (1989). *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. Third Edition. John Wiley & Sons.

Cornish, L. J.; Little T.E.; Hutchison, B.J.; Imrie A.S., (1994). *Reassessing the shear resistance of three foundations having jointed, bedded and sheared rock*, Q. 68, R. 21, ICOLD, Eighteenth Congress of Large Dams, Durban 1994

Cundall, P.A., (1980). UDEC – a generalized distinct element program for modelling jointed rock. Report PCAR-1-80, Peter Cundall Associates, European Research Office, U.S. Army Corps of Engineers.

Cunha, A.P., (1990). Scale effects in rock mechanics, In: Scale effects in rock masses, Balkema Rotterdam, Ed. Cunha, pp. 3-27

Desai, C.S.; Siriwardane, H.J., (1984). Constitutive laws for engineering materials (emphasis on geologic materials). Prentice Hall.

Dunnicliff, D., (1993). Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. John Wiley & Sons. p. 577.

Edelbro, C., (2003). Rock mass strength – A review. Technical report Luleå University of Technology, 2003:16. Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics.

Edelbro, C., (2004). Evaluation of rock mass strength. Lic. Thesis, Luleå University of Technology, Department of Environmental Engineering, Division of Rock Mechanics.

EN 1990. Eurocode – Basis of structural design

EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical design – General rules.

Eriksson, M., (2002). Prediction of grout spread and sealing effect. Ph.D. Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.

FERC, The Federal Energy Regulatory Commission, (2002). Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects, Chapter III, Gravity dams.

Fishman, Y.A., (2004). Shear resistance along rock mass discontinuities: results of large-scale field tests. Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 41, No. 6, pp. 1029-1034.

Fredriksson, A., (1984). Analys av geotekniska problem med finite elementmetoden. Ph.D. Thesis. Royal Institute of Technology, Stockholm.

Foster, J.; Jones, H.W., (1994). Procedure for Static Analysis of Gravity Dams Including Foundation Effects Using the Finite Element Method – Phase 1B. Technical Report ITL-94-5, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station.

Goodman, R.E., (1970). The Deformability of joints, In: Determination of the In-Situ Modulus of Deformation of Rock, ASTM STP 477, American Society for Testing and Materials, 1970, pp. 174-196.

Goodman, R.E., (1974). The mechanical properties of joints. Proc. 3rd Congr. ISRM, Denver, Vol. 1A, pp. 127-140.

- Green, R., (1989). Limit states design, some thoughts. Proceedings of the symposium on limit states design in Foundation Engineering. Canadian Geotechnical society – Southern Ontario Section, Toronto, May 26-27, pp. 91-116.
- Hakami, E., (1995). Aperture Distribution of Rock Fractures. Ph.D. Thesis, Division of Engineering Geology, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Hansen, J.B., (1961). A General Formula for Bearing Capacity. Dan. Tech. Inst., Bull. No. 11, Copenhagen, Denmark.
- Hasofer, A.M.; Lind, N.C., (1974). An Exact and Invariant First-Order Reliability Format. J. of the Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 100, No. EM 1.
- Hellström, B., (1953). Kompendium i vattenbyggnad, Del III, Dammar, vattenkraftanläggningar, fiskvägar, flottning.
- Hendron, A.J.; Cording, E.J.; Aiyer, A.K., (1980). Analytical and Graphical Methods for the Analysis of Slopes in Rock Masses. Technical Report GL-80-2, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Hill, R., (1950). The mathematical theory of plasticity. Oxford University Press, U.K.
- Hoek, E.; Brown, E.T., (1980). Underground excavation in rock, London, Instn Min. Metall. p. 527.
- Hoek, E.; Bray, J.W., (1981). Rock Slope Engineering, 3rd ed. London, England, Inst. Min. and Metallurgy. p. 358.
- Hoek, E.; Wood, D.; Shah, S., (1992). A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. Proc. Rock Characterization, Symp. Int. Soc. Rock. Mech.: Eurock 92, pp. 209-214.
- Hoek, E., (1994). Strength of rock and rock masses. ISRM News Journal, Vol. 2, No. 2, pp. 4-16.
- Hoek, E.; Kaiser, P.K.; Bawden, W.F., (1995). Support of underground excavation in hard rock. Rotterdam, Balkema.
- Hoek, E.; Brown E.T., (1997). Practical Estimates of Rock Mass Strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 34, No. 8, pp. 1165-1186.
- Hoek, E., (2000). Practical rock engineering. Available at: www.rocscience.com; (accessed May 2003).
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C; Corkum, B., (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics

Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002, July 7-10, University of Toronto, pp. 267-271.

Hässler, L., (1991). Grouting of rock – Simulation and Classification. Ph.D. Thesis, Department of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.

ICOLD, (1993). Rock foundations for dams. Bulletin 88.

ICOLD, (1995). Dam failures statistical analyses. Bulletin 99.

ISRM, (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 15, No. 6, pp. 319-368.

ISRM, (1981). Rock characterization Testing & Monitoring, ISRM Suggested Methods, Pergamon Press Ltd. p. 211.

ISRM, (1985). Suggested method for determining point load strength. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.*, Vol. 22, No. 2, pp. 51-60.

ITASCA Consulting Group, Inc., (1992). UDEC Manual.

ITASCA Consulting Group, Inc., (1994). 3DEC Manual.

Jaeger, J.C.; Cook, N.G.W., (1969). Fundamentals of Rock Mechanics. Methuen & Co Ltd. p. 513

Jaeger, J.C., (1971). Friction of rocks and stability of rock slopes. *Geotechnique*, Vol. 21, No. 2, pp. 97-134.

Jing, L., (1990). Numerical modelling of jointed rock masses by distinct element methods for two and three-dimensional problems. Ph.D. Thesis, 1990:90D, Luleå University of Technology, Luleå.

Jing, L., (2003). A review of techniques advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp. 283-353.

John, K.W., (1968). Graphical stability analysis of slopes in jointed rock. *ASCE, J. of Soil Mech. Foun. Div.* Vol. 94, No. SM2, pp. 497-526.

Krauland, N.; Söder, P., (1989). Determination of pillar strength by full scale pillar tests in the Laisvall mine. Internal report Boliden.

Liu, J.; Feng, X.T.; Ding, X.L., (2003). Stability assessment of the Three Gorges Dam foundation, China, using physical and numerical modelling – Part II: Numerical modelling. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 40, pp. 633-652.

Londe, P.; Vigier, G.; Vormeringer, R., (1969). Stability of Rock Slopes, A Three Dimensional Study. ASCE, J. of Soil Mech. Foun. Div. Vol. 95, No. SM1, pp. 235-262.

Melchers, R.E., (1999). Structural Reliability Analysis and Prediction. Second Edition, John Wiley & Sons.

Meyerhof, G.G., (1951). The ultimate bearing capacity for foundations. Geotechnique, Vol. 2.

Meyerhof, G.G., (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Can. Geotech. J., Vol I, No. 1, pp. 16-26.

Min, K.; Rutqvist, J.; Tsang, C.; Jing, L., (2004). Stress-dependent permeability of fractured rock masses: a numerical study. Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 41, No. 7, pp. 1191-1210.

Ministry of Agriculture and Forestry, (1997), Dam Safety Code of Practice. Finland.

Mortenson, K., (1983). Is Limit State Design a Judgements Killer? Norwegian Geotechnical Institute, Publication Nr. 148.

Nicholson, G.A., (1983). Design of gravity dams on rock foundations: Sliding stability assessment by limit equilibrium analysis and selection of shear strength parameters. Geotechnical Laboratory, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment station.

Nordal, S., (2004). Lecture Notes: Ph.D. course BA8302, Soil Modeling. NTNU, Institutt for bygg, anlegg og transport, Trondheim.

NVE, Norwegian group for rock mechanics, NBG, (2000). Engineering geology and rock engineering, Handbook No 2.

Norwegian Water Resources and Energy Directorate, (2002), Retningslinje for betongdammer.

Olsson, L., (1986). Användningen av Betametoden i geotekniken. Ph.D. Thesis. Royal Institute of Technology, Stockholm.

Owen, D.R.J.; Hinton, E., (1980). Finite Element Method in Plasticity, theory and practice. Pineridge Press Ltd, Swansea, UK.

Palmström, A., (1995). Rmi – a rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph.D. Thesis, University of Oslo.

Paté-Cornell, M.E.; Benito-Claudio, C.P., (1987). Warning systems: Response Models. Uncertainty in Risk Assessment, Risk Management and Decision Making. Eds. Covello, V.T. et al.

- Patton, F.D., (1966). Multiple modes of shear failure in rock and related material, Ph.D. thesis, Univ. of Illinois
- Prandtl, L., (1920). Über die Härte plastischer Körper. Nachr. kgl. Ges. Wiss. Göttingen, Math. phys. Klasse.
- Poisel, R.; Steger, W.; Unterberger, W., (1991). The Malpasset Dam failure – comparison between continuum and discontinuum mechanics. Proceedings of the Seventh International Congress of Rock Mechanics, Aachen. pp. 1893-1896.
- Poulos H.G., Carter J.P., Small J.C, (2001). Foundations and retaining structures- Research and practice. International conference on soil mechanics and geotechnical engineering 15: The first international conference of the third millennium, Istanbul, Vol 4, pp. 2527-2606.
- Pratt, H.R.; Black, A.D.; Brace, W.F., (1974). Friction and deformation of jointed quartz diorite. Advances in Rock Mechanics, Vol II a, Proceedings of the third congress of the ISRM, Denver.
- Rehbinder, G.; Gustafsson, G., Thunvik, R., (1995). Grundvattenströmningens Teori. KTH, TS- Tryck & Kopiering.
- Reinius E., (1973). Vattenbyggnad del 3, Dambyggnader.
- Rocha, M., (1974). Present possibilities of studying foundations of concrete dams, Advances in rock mech.: Proc. Of the third congress of the Int. Soc. Rock Mech., Denver, Vol. 1, Part A, pp. 879-897.
- Serafim, J.L.; Periera J.P., (1983). Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski, Proc. Int. Symp. Eng. Geol. Underground Constr., LNEC, Lisbon, vol 1, pp. II.33-II.42
- Sheorey, P.R., (1997). Empirical Rock Failure Criteria. Central Mining Research Institute, India, p. 176, Balkema
- Shi, G., (1988). Discontinuous deformation analysis – a new numerical model for the statics, dynamics of block systems. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- Siim, R., (1971). Anteckningar om glidsäkerhet vid betongdammar, Statens vattenfallsverk, Byggnadsteknik, Utvecklings- och kontrollsektionen.
- Stille, H.; Fredriksson, A.; Groth, T., (1982). FEM-Analys av bergmekaniska problem med JOBFEM. BeFo Nr. 307:1/82
- Stille, H., (1986). Experiences of design of Large Caverns in Sweden, Large Rock Caverns, Proceedings of the International Symposium, Helsinki, Finland 25-28 August, Vol 1, pp. 231-241, Pergamon Press.

- Stille, H.; Andersson, J.; Olsson, L., (2003). Information based design in rock engineering, SveBeFo Rapport 61.
- Stille, H.; Eriksson, M.; Nord, G., (2005). Kompendium i bergmekanik. Royal Institute of Technology, Department of Civil and Architectural Engineering, Division of Soil- and Rock Mechanics.
- Svensk Energi, (2002). Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, RIDAS
- Terzaghi, K., (1943). Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, p. 510.
- Terzaghi, K.; Peck, R.B., (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons.
- Thoft-Christensen, P.; Baker, M.J., (1982). Structural Reliability Theory and Its applications. Springer Verlag, Heidelberg.
- Underwood, L.B., Dixon, N.A., (1976). Dams on rock foundations. Speciality conference on rock engineering and slopes, Boulder, Co., Aug. 1976, Proceedings, Vol. 2.
- U.S. Army Corps of Engineers, (1981). Engineering and design, Sliding stability for concrete structures. Technical letter No. 1110-2-256.
- U.S. Army Corps of Engineers, (1994). Engineering and design, Rock foundations, Manual No. 1110-2908
- Vesic, A.S., (1973). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. ASCE J. of Soil Mech. Foun. Div. Vol. 99, No. SM1, pp. 45-73.
- Vägverket, (2004). Bro 2004. Publikation 2004:56.
- Wagner, H., (1987). Design and support of underground excavations in highly stressed rock. Proc. 6th ISRM Congr., Montreal.
- Whitman, R.V., (1984). Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 110, No. 2, pp. 145-188.
- Wyllie, D.C., (1999). Foundations on rock. Second Edition, E & FN SPON.
- Yeung, M.R.; Jiang, Q.H.; Sun, N., (2002). Validation of block theory and three dimensional discontinuous deformation analysis as wedge stability analysis methods. Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 40, pp. 265-275.

SveBeFo

Box 47047
SE-100 74 Stockholm

Telefon 08-692 22 80 • Fax 08-651 13 64
info@svebefo.se
Besöksadress: Mejerivägen 4

ISSN 1104 - 1773 • SVEBEFO-R--74--SE

tbk.