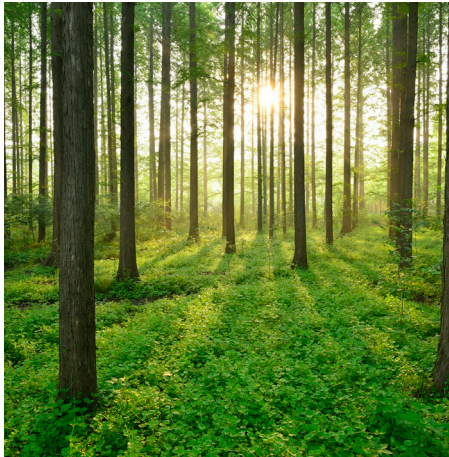


OPTIMERING AV UNDERHÅLL FÖR VATTENFYLLDA TUNNLAR I BERG

RAPPORT 2025:1070



SVENSKT CENTRUM FÖR HÅLLBAR
VATTENKRAFT



SVENSKT CENTRUM
FÖR HÅLLBAR VATTENKRAFT

Optimering av underhåll för vattenfyllda tunnlar i berg

FREDRIK JOHANSSON, MARIE WESTBERG WILDE
ALEXANDRA ÅLENIUS

ISBN 978-91-89919-70-9 | © Energiforsk januari 2025

Energiforsk AB | Telefon: 08-677 25 30 | E-post: kontakt@energiforsk.se | www.energiforsk.se

Förord

Underhåll av vattenfyllda tunnlar i berg är förknippat med stora osäkerheter och kostnader. I den här rapporten presenteras ett ramverk för underhåll som kan användas som stöd för den komplicerade beslutsprocess som underhåll av vattenfyllda tunnlar i berg innebär.

Syftet med projektet har även varit att öka kunskapen avseende underhållsaspekter för att säkra framtida produktion. Projektet har letts av Fredrik Johansson (KTH).

Projektet finansierades av SVC – Svenskt Vattenkraftcentrum, etapp 2018-2022. Författarna ansvarar för rapportens innehåll.

Sammanfattning

Vattenfyllda tunnlar är en viktig del av infrastrukturen för energiproduktion, både för kärnkraft och vattenkraft. Beslut avseende hur de ska underhållas är förknippade med stora osäkerheter och kostnader. I denna rapport har ett ramverk utvecklats för optimalt beslutsfattande vid underhåll av vattenfyllda tunnlar. Ramverket bedöms ge ägarna ett bra stöd i den komplicerade beslutsprocess som tunnelunderhåll innebär där avställning kan medföra stora produktionsförluster.

Vattenfyllda tunnlar är en viktig del av infrastrukturen för energiproduktion, både för kärnkraft och vattenkraft. Majoriteten av de svenska vattenkraftverken byggdes under perioden 1920–1980. Samtidigt förväntas behovet av uppgradering och ombyggnad att öka i takt med att anläggningarna åldras och når sin förväntade livslängd som är i storleksordningen 100 år. Att ersätta eller komplettera befintlig förstärkning i vattenfyllda tunnlar är emellertid kostsamt och tidskrävande, och innebär oftast delvis eller fullständig avställning av kraftstationen, tömning av vatten, skrotning, geologisk undersökning och sedan utformning och utförande av förstärkningen. En betydande del av kostnaden för att ersätta eller komplettera befintlig förstärkning utgörs även av produktionsförlusterna, och för en anläggning med hög effekt samt en lång tunnel kan insatsen bli mycket krävande och kostsam. Flera av de faktorer som påverkar beslut för eventuella underhållsåtgärder är också förknippade med stora osäkerheter såsom den last som verkar på bergförstärkningen, förstärkningens bärförmåga och bergmassans kvalitet. Vidare är dokumentationen av förstärkningen från byggnadstiden ofta bristfälligt dokumenterad. Detta innebär att ägaren står inför ett klassiskt beslutsproblem med stora ingående osäkerheter och risker där de förväntade kostnaderna för underhållet av tunnlar ska minimeras.

Syftet med föreliggande projekt var att utveckla en metod för optimalt beslutsfattande vid underhåll av vattenfyllda tunnlar. Syftet var också att minska bristen på kunskap avseende underhållsaspekter för vattenfyllda tunnlar för att säkra framtida produktion.

Genomgång av tidigare inträffade ras visade att dessa främst inträffat i anslutning till större svaghetszoner med förekomst av svällande lera. Teoretiska grunder för risk-baserat beslutsfattande beskrevs och ett ramverk utvecklades tillsammans med en metodik för hur detta skulle kunna appliceras på vattenfyllda tunnlar. Utförande av bergförstärkning, olika undersökningsmetoder och möjliga underhållsåtgärder beskrevs och användes i ett beräkningsexempel. I exemplet applicerades ramverket på ett fiktivt fall med en tunnel med kända svaghetszoner och förekomst av svällande lera.

Slutsatserna från det genomförda arbetet var att ramverket ger ett bra stöd i den komplicerade beslutsprocess som underhåll av vattenfyllda tunnlar innebär. Det konstaterades även att en ingenjörsgelogisk modell behövs och bör upprättas där sådana inte finns tillgängliga. Beräkningsexemplet visade att för den analyserade tunneln med en zon av svällande lera var det mest kostnadseffektivt att genomföra

undersökningar istället för att genomföra direkta förstärkningsåtgärder. Osäkerheterna kring svälltrycket för svällande lera och hur det varierar över tid är dock betydande och vidare forskning rekommenderas kring denna fråga. Dessutom är kunskapen kring de nedbrytningsmekanismer som styr degraderingen av förstärkningens bärförmåga bristfällig och vidare forskning rekommenderas även kring denna fråga. För tunnlar i bra berg konstaterades att underhållsåtgärder troligen inte är kostnadseffektivt, då blockutfall vid bra bergkvalité endast förväntas leda till mindre produktionsförluster.

Summary

Water conducting tunnels constitute an important part of the infrastructure for energy production, both for nuclear and hydropower. Decisions regarding how to maintain them are associated with large uncertainties and costs. In this report, a framework has been developed for optimal decision-making in the maintenance of water conducting tunnels. The framework is considered to provide owners with good support in the complicated decision-making process that tunnel maintenance entails, where a shutdown of the tunnels can result in large production losses.

Water conducting tunnels constitute an important part of the infrastructure for energy production, both for nuclear and hydropower. The majority of the Swedish hydropower plants were built between 1920 and 1980. At the same time, the need for upgrading and repairs is expected to increase as their age will reach their expected technical life span, which is in the order of 100 years. However, replacing or complement existing rock support in water conducting tunnels is costly and time-consuming, and usually involves partial or complete shutdown of the power station, draining of water, scaling, geological survey and then design and installation of the new rock support. A significant part of the costs of replacing or complement existing support is made up of the production losses, and for a plant with high capacity and a long tunnel, the effort can be very demanding and costly. Several of the factors that affect decisions for possible maintenance measures are also associated with major uncertainties, such as the load acting on the rock support, the load-bearing capacity of the support and the quality of the rock mass. Furthermore, the documentation of the support from the construction period is often inadequately documented. This implies that the owner is faced with a classic decision-making problem with large uncertainties and risks where the expected costs for the maintenance of the tunnels must be minimized.

The aim of the present project was to develop a method for optimal decision-making in the maintenance of water conducting tunnels. The aim was also to reduce the lack of knowledge regarding maintenance aspects of these tunnels to secure future energy production.

A review of previous tunnel collapses showed that these mainly occurred in connection with larger weakness zones having infillings of swelling clay. Theories for risk-based decision-making were described and a framework was developed together with a methodology for how this could be applied to water conducting tunnels. Principles for design of rock support, different investigation methods and possible maintenance measures were described and used in a calculation example. In the example, the framework was applied to a fictitious case with a tunnel having known zones of weakness and infillings of swelling clay.

The conclusions from the work carried out were that the framework provides good support in the complicated decision-making process that maintenance of water conducting tunnels entails. It was also noted that an engineering geological model is needed and should be established where not available. The calculation example

showed that for the analysed tunnel having a weakness zone of swelling clay, it was most cost-effective to carry out investigations instead of carrying out direct support measures. However, the uncertainties concerning the swelling pressure of the clay and how it varies over time are significant and further research is recommended on this issue. In addition, the knowledge concerning the degradation mechanisms that control the load-bearing capacity of the rock support is inadequate and further research is also recommended on this issue. For tunnels in good rock, it was found that maintenance measures are probably not cost-effective, as block fallout in tunnels having good rock mass quality are only expected to lead to minor production losses.

Innehåll

1	Inledning	10
1.1	Bakgrund	10
1.2	Syfte	10
1.3	Disposition	11
1.4	begränsningar	12
2	Metodik	13
3	Tidigare tunnelras i vattenfyllda tunnlar	14
4	Teoretiska grunder för risk-baserat beslutsfattande	18
4.1	Inledning	18
4.2	Risk-baserad beslutsteori	18
4.3	Probabilistisk analys	25
4.4	Säkerhetsnivå med hänsyn till konsekvenser	28
4.5	Konsekvenser vid brott i tunnlar	30
4.6	Applicering av teoretiska grunder för vattenfyllda tunnlar	31
5	Bergförstärkning av tunnlar	34
5.1	Övergripande dimensioneringsstrategi	34
5.2	Bergmassans beteende och potentiella brottmoder	36
5.3	Tekniska lösningar	39
5.4	Bergförstärkningens beständighet	42
5.5	Dimensionering av bergförstärkning	42
6	Undersökningsmetodiker	51
6.1	Undersökningsmetoder i vattenfylld tunnel	51
6.2	Undersökningsmetoder i tömd tunnel	52
6.3	Yttre undersökningar	53
7	Möjliga underhållsåtgärder	60
7.1	Förberedande arbeten	60
7.2	Underhållsåtgärder	60
7.3	Reparationsåtgärder	61
8	Förslag på ramverk för optimalt tunnelunderhåll	63
8.1	Inledning	63
8.2	Beslutsträd	68
9	Fiktiv fallstudie - analys av tunnel med kända svaghetszoner	74
9.1	Inledning	74
9.2	Övergripande förutsättningar	74
9.3	Inledande analys	75
9.4	Kostnads-nyttoanalys	79
9.5	Uppdaterad analys	92
10	Diskussion	93

10.1	Problembild och föreslaget ramverk	93
10.2	Fiktiv fallstudie	94
10.3	Åtgärdsbehov vid bra bergförhållanden	95
10.4	Praktiska svårigheter vid implementering	98
11	Slutsatser	102
12	Referenser	104
	Bilaga 1	107
	Bilaga 2	117

1 Inledning

1.1 BAKGRUND

Vattenfyllda tunnlar är en viktig del av infrastrukturen för energiproduktion, både för kärnkraft och vattenkraft. Majoriteten av de svenska vattenkraftverken byggdes under perioden 1920–1980, och kraftverk från början av 1900-talet är fortfarande i drift på många ställen. Behov av uppgradering och ombyggnad kommer att öka i takt med att anläggningarna åldras och når sin förväntade livslängd som är i storleksordningen 100 år. I många fall kan noggrant planerade och utförda uppgraderingar och ombyggnader förlänga livslängden och möjliggöra fortsatt produktion under lång tid.

Att ersätta eller komplettera befintlig förstärkning i vattenfyllda tunnlar är emellertid kostsamt och tidskrävande; det skulle i de flesta fall innebära delvis eller fullständig avställning av kraftstationen, tömning av vatten, skrotning, geologisk undersökning och sedan projektering och installation av förstärkningen. En betydande del av kostnaden för att ersätta eller komplettera befintlig förstärkning utgörs även av produktionsförlusterna, och för en anläggning med hög effekt samt en lång tunnel kan insatsen bli mycket krävande och kostsam.

Vidare är det i många fall svårt att bedöma den last som verkar på bergförstärkningen i befintliga tunnlar samt förstärkningens bärförmåga. Bergmassans kvalitet kan vara helt eller delvis okänd till följd av bristfällig dokumentation från byggnadstiden, vilket innebär att potentiella brottmekanismer och bergmassans bärförmåga är svår att fastställa. Detta gäller i synnerhet vid förekomst av svällande leror, vilka har legat till grund för ett antal tunnelkollapsar vid vattenkraftsanläggningar under årens lopp. Beroende på bergmassans egenskaper, konstruktör och vid vilken tidsepok tunneln togs i drift, kan tunnelarna också vara byggda och förstärkta på olika vis, där livslängden för förstärkningen är beroende på ett antal olika faktorer, såsom typ av bergförstärkning, vattenkvalitet, etc., vilka kan vara svåra att fastställa i de vattenfyllda tunnelarna.

Sammanfattningsvis kan konsekvenserna vid ras i vattenfyllda tunnlar vara stora samtidigt som det är svårt att bedöma risken för en tunnelkollaps. Stora besparingar skulle kunna göras om tunnelarna underhålls på ett kostnadseffektivt sätt, samtidigt som ägarna inte vill genomföra kostsamma åtgärder om de verkligen inte behövs. Ägarna ställs således inför ett komplext beslutsproblem där informationen i många fall är bristfällig.

1.2 SYFTE

Syftet med föreliggande projekt är att utveckla en metod för optimalt beslutsfattande vid underhåll av vattenfyllda tunnlar. Syftet är också att minska bristen på kunskap avseende underhållsaspekter för vattenfyllda tunnlar för att säkra framtida kraftproduktion.

1.3 DISPOSITION

Rapporten innehåller följande delar.

Kapitel 2. Metodik. Den metodik som använts för att uppnå rapporten syfte presenteras.

Kapitel 3 Tidigare tunnelras i vattenfyllda tunnlar. I detta kapitel ges en kortfattad sammanställning av tidigare inträffade ras som finns redovisade i litteraturen.

Kapitel 4. Teoretiska grunder för risk-baserat beslutsfattande. Förvaltning av berg-tunnlar för kraftproduktion kan betraktas som en beslutsprocess med ofullständig information. För förvaltning av infrastruktur finns olika angreppssätt för beslutsfattande beskrivna i litteraturen, varav några sammanfattas i kapitlets första del. Vid stora osäkerheter i indata och information är ett probabilistiskt angreppssätt som beaktar ingående osäkerheter det mest lämpliga. Kapitlets andra del beskriver därför bakgrund till probabilistisk analys. Slutligen diskuteras den säkerhetsnivå som behöver uppnås.

Kapitel 5. Bergförstärkning av tunnlar. Dimensioneringsstrategier för olika typer av bergförhållanden samt potentiella brottmoder beskrivs. Vidare diskuteras olika tekniska lösningar för förstärkning och dimensioneringsmetodik. Slutligen definieras de gränstillstånd som analyseras i den fiktiva fallstudien i kapitel 9.

Kapitel 6 och 7. Undersökningsmetodiker och möjliga underhållsåtgärder. Övergripande beskrivning ges av olika metoder som kan vara tillämpliga för undersökningar där informationen är bristfällig. Vidare ges även en översiktlig beskrivning av de underhållsåtgärder som kan vara aktuella.

Kapitel 8. Förslag på ramverk för optimalt tunnelunderhåll. Baserat på litteraturgenomgången föreslås ett ramverk för beslutsfattande för vattenfyllda tunnlar. Den använda metodiken baseras på tre delar: (i) en inledande analys, (ii) en kostnadsnyttoanalys (pre-posterior analys), och om så behövs (iii) en uppdaterad analys.

Kapitel 9. Fiktiv fallstudie - analys av tunnel med kända svaghetszoner. Ramverket för optimalt tunnelunderhåll appliceras på ett fiktivt fall med data från två verkliga tunnlar. En inledande analys utförs där brottsannolikhet för gränstillstånd definierade i kapitel 5 analyseras. Därefter utförs en kostnads-nyttoanalys för olika åtgärder.

Kapitel 10. Diskussion. Diskussion om vad som framkommit i den fiktiva fallstudien samt kompletterande diskussion av åtgärdsbehov vid bra bergförhållanden. Vidare lyfts praktiska svårigheter med implementering av det föreslagna ramverket.

Kapitel 11. Slutsatser.

1.4 BEGRÄNSNINGAR

I en komplett LCC-analys beaktas konstruktionens hela livslängd och samtliga underhållsåtgärder som antas nödvändiga under denna tid. Som en utgångspunkt för analyserna i detta projekt har livslängden antagits vara 120 år. Efter denna period antas att större åtgärder krävs för tunnel, kraftstation och kringbyggnader och att mer omfattande åtgärder vidtas. Det har emellertid inom ramen för detta projekt inte varit möjligt att göra en komplett analys av samtliga underhållsåtgärder under tunnelns livslängd. Det är främst två faktorer som inte kunnat beaktas fullt ut och som bidragit till att detta inte varit möjligt:

- De osäkerheter som finns kring tidsberoende mekanismer gällande utveckling av svälltryck för svällande lera. Problemet diskuteras i rapporten, men inget komplett lösningsförslag ges.
- Modeller för nedbrytningsmekanismer avseende förstärkningen och dess tidsberoende saknas för vattenfyllda tunnlar, vilket utgjort en ytterligare begränsning.

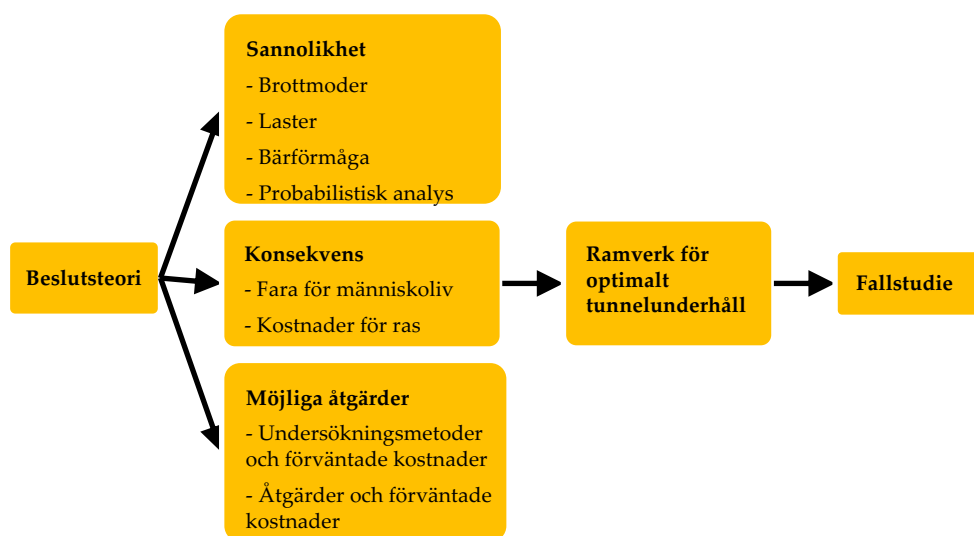
2 Metodik

I rapporten görs inledningsvis en litteraturgenomgång av tidigare tunnelras i vattenfyllda tunnlar i syfte att identifiera kritiska förhållanden som kan medföra en ökad sannolikhet för tunnelras. Den andra delen av litteraturgenomgången utförs i syfte att lägga grunden till att upprätta ett ramverk. Denna litteraturgenom innehåller beslutsteori och den information som krävs för att kunna fatta informerade beslut. I korthet behövs skattning av sannolikhet för olika utfall samt kostnader för dessa.

För att bestämma sannolikhet används probabilistisk analys. För att korrekt beräkna sannolikhet är det nödvändigt att förstå de brottmoder som kan uppkomma i tunneln, vilket i sin tur beror på använda dimensioneringsstrategier och de förhållanden som råder i tunneln. I rapportens nästa del beskrivs probabilistisk analys, vilken säkerhetsnivå som erfordras samt hur beräkning bör göras för de felmoder som kan finnas.

I beslutsprocessen för vattenfyllda tunnlar ingår även olika möjliga undersökningsmetoder och underhållsåtgärder med tillhörande kostnader. I rapporten beskrivs därför vilka möjligheter som finns avseende undersökningar och underhållsåtgärder. Eftersom kostnaderna är helt kopplade till anläggningens utformning är det inte möjligt att ge detaljerade kostnadsskattningar utan detta behöver definieras för varje analyserat fall. I rapporten beskrivs olika metoder som kan användas.

Baserat på litteraturgenomgången presenteras ett förslag på ramverk för beslutsfattande för vattenfyllda tunnlar. Ramverket appliceras sedan på ett fiktivt fall med en tunnel med kända svaghetszoner i bergmassan. Diskussioner förs även om hantering för tunnlar i bra berg.



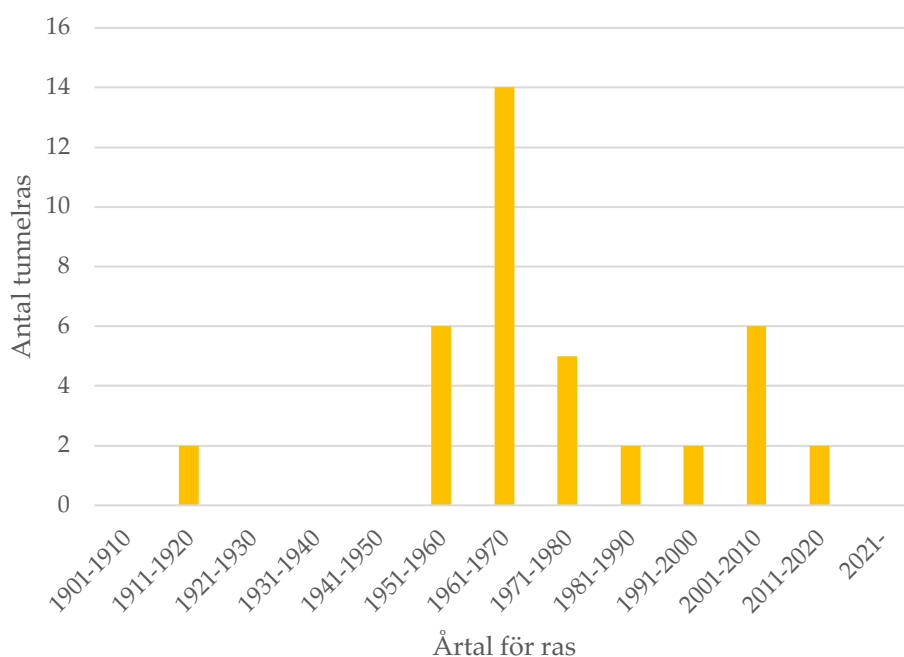
Figur 2-1 Flödesschema för rapportens metodik.

3 Tidigare tunnelras i vattenfyllda tunnlar

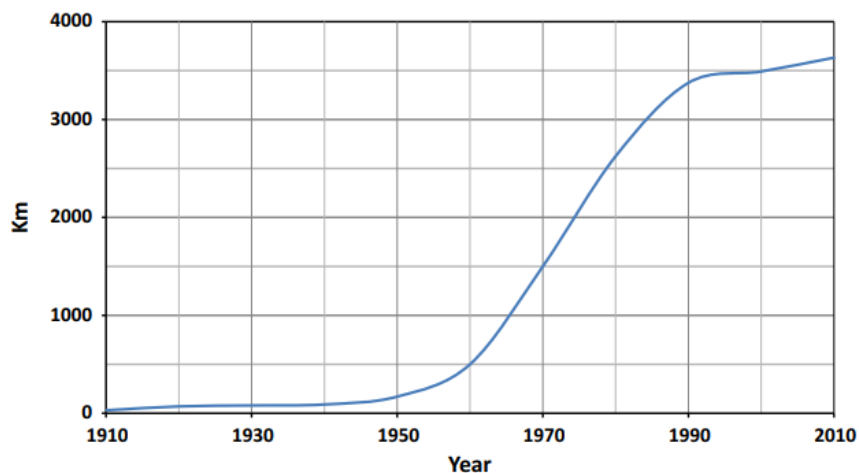
I syfte att studera hur vanligt det är med ras i vattenfyllda tunnlar, samt vilka mekanismer som ligger bakom ras och om det finns några samband gällande till exempel tidpunkt, tunnelarea, funktion, installerad förstärkning och/eller geologiska förhållanden har en översiktlig litteraturstudie genomförts. I Bilaga 1 visas en sammanfattning av 45 kända tunnelras i vattenfyllda tunnlar, vilka finns redovisade i litteraturen.

Det kan i Bilaga 1 avläsas att majoriteten av incidenterna, 19 stycken, har inträffat i tillloppstunnlar medan 8 incidenter ägt rum i överföringstunnlar, 6 i vattenförsörjningstunnlar (ej vattenkraft), 4 i utloppstunnlar, 1 i en överledningstunnel. För 7 av incidenterna framgår det inte i vilken del av kraftverket som raset ägt rum.

Det kan också noteras att flertalet av de incidenter som finns beskrivna avser tunnlar tagna i drift under åren 1950–1970, se Figur 3-1. En möjlig orsak till detta är att det flesta av de incidenter som finns redovisade i litteraturen, 27 stycken, beskriver ras i norska anläggningar. En studie av Bråtveit et al. (2016) visar att det också var under denna period som flertalet vattenfyllda tunnlar i Norge anlades, se Figur 3-2.



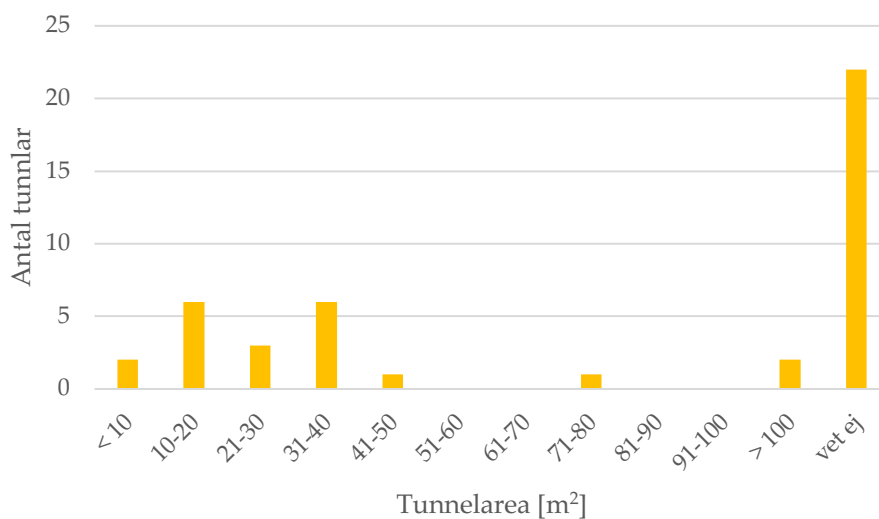
Figur 3-1 Antal tunnelras för tunnlar tagna i drift under respektive period.



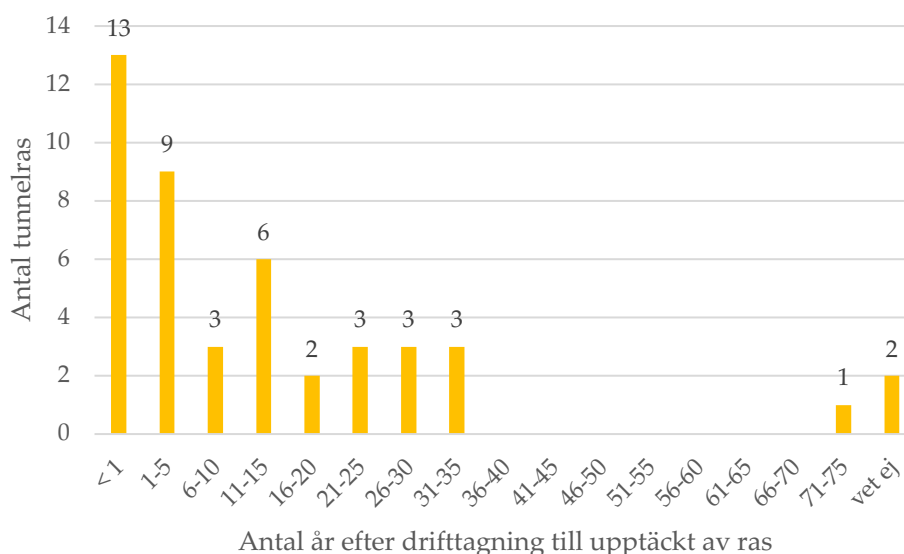
Figur 3-2 Akkumulerad längd av vattenfyllda tunnlar anlagda i Norge (Bråtveit et al. 2016).

I Figur 3-3 visas tvärsnittsareorna för de tunnlar där ras inträffat. Såsom framgår av figuren har rasen i de flesta fall inträffat i tunnlar med en tvärsnittsarea under 40 m². Det saknas dock information om flertalet tunnlar, och även om den generella storleksfördelningen av anlagda tunnlar, för att kunna dra några slutsatser från detta. Eventuellt kan dock detta tolkas som att mer fokus ägnas åt design av förstärkningen för större tunnlar.

I Figur 3-4 visas tiden från det att tunneln tagits i drift till dess att ras upptäcktes för de studerade fallen. Det kan där noteras att majoriteten av rasen sker tidigt i tunnelns livslängd, men också att ras inträffat flera år efter att tunneln tagits i drift. I Vemorks tilloppstunnel upptäcktes ras så sent som 75 år efter att tunneln togs i drift (Palmström 2003). Att tiden för ras varierar beror troligtvis på att i nästan samtliga fall har förekomst av lera med svällande egenskaper beskrivas som en bidragande orsak till raset. I några enstaka fall, t.ex. vid Herlandsfoss kraftverk samt



Figur 3-3 Tunnelarea för de tunnlar där ras inträffat.



Figur 3-4 Tid (år) från det att tunneln tagits i drift till dess att raset upptäckts

vid Tåsan kraftverk, nämns ökat vattentryck i tunneln som en möjlig orsak till raset. Förekomst av lera med svällande egenskaper innebär troligtvis att det dröjer flera år innan det dimensionerande lastfallet uppnås. Faktorer som förefaller avgörande för att ett ras ska utvecklas vid förekomst av lera med svällande egenskaper utgörs bland annat av tillgång till vatten, bergets benägenhet till vittring och erosion samt bärförmågan hos befintlig förstärkning.

Förekomsten av svällande lera utgör ett komplext problem med många faktorer som påverkar brottförloppen samtidigt som kunskapen är delvis bristfällig gällande de mekanismer som styr hur lasten på förstärkningen utvecklas över tid (Draganovic & Johansson 2010). Detta försvårar valet av lämplig teknisk lösning och dimensioneringen av förstärkningen såsom diskuteras i avsnitt 5.3.4.

I några fall av de fall där ras ägt rum upptäcktes inte förekomst av svällande lera i samband med tunneldrivningen på grund av torra förhållanden. I andra fall har leran upptäckts, men mängden har ansetts vara så liten att den inte utgjorde någon fara så som till exempel i Stensjöfallet (Sundquist 1972, Håkansson 2013). I många fall har dock ras ägt rum i en svaghetszon som förstärkts i samband med tunneldrivningen, men där förstärkningen i efterhand bedömts som otillräcklig med hänsyn till svälltrycket från leran. Förstärkningen har i huvudsak utgjorts av nätarmrad sprutbetong av varierande tjocklek, ca 10–30 cm, i en del fall kompletterad med bultning.

Det är intressant att notera att i endast ett av fallen, överföringstunneln Mysevatn vid Maueranger kraftverk, där svällande lera bedömdes som en trolig orsak till raset förekommer betonginklädnad som förstärkning innan raset ägt rum. Dock så var betongförstärkningen för kort, vilket innebar att en del av svaghetszonen var oförstärkt (Palmström 2003, Aagaard 2005, Palmström 2018).

I de fall åtgärder efter raset beskrivs utgörs dessa i huvudsak av antingen utlastning av rasmassor samt ny förstärkning av berört område eller avstängning av tunneln med en betongplugg samt en ny förbiledningstunnel, en så kallad bypass-tunnel. Tid och kostnad för åtgärderna anges sällan.

Det bör noteras att de flesta ras som beskrivs i litteraturen utgörs av ras där tunneln i sin helhet blockerats. Det är troligt att mindre blockutfall också förekommer men att dessa sällan upptäcks (eller ansågs mindre värda att skriva om). Bruland & Thidemann (1991) utförde en studie där de inspekterade 330 km tunnlar vid 29 vattenkraftverk i Norge efter 8–70 års drift. Tunnlarnas tvärsnittsareor varierade mellan 6–70 m². I de 250 km som rapporteras i detalj så var de flesta utan nedfall om block mindre än 50 dm³ inte medräknades. Totalt observerades 45 ras (nedfall större än 5 m³) och 7 ras där hela tunneln blockerades. De flesta observerade instabila partier förekom i anslutning till svaghetszoner.

4 Teoretiska grunder för risk-baserat beslutsfattande

4.1 INLEDNING

Åtgärder för vattenfyllda tunnlar är komplicerade och tidskrävande arbeten som innebär stora kostnader. Samtidigt finns det stora osäkerheter i såväl sannolikhet för olika bergutfall som deras konsekvens. Syftet med föreliggande rapport är att utveckla en metod för optimalt beslutsfattande vid underhåll av vattenfyllda tunnlar.

Effektivt beslutsfattande bygger på maximering av nytta i kombination med minimering av kostnader. Ett flertal olika angreppssätt finns för att uppnå detta. Nedan redovisas en delmängd av de metoder som presenteras i litteraturen och fokus är på beslutsfattande och kostnads-nyttoanalys för infrastruktur. Några av metoderna finns även diskuterade i Westberg Wilde et al. (2020), men där utifrån perspektivet optimering av säkerhet för dammar.

Med optimalt beslut avses det bästa beslut som kan fattas vid en viss tidpunkt utifrån befintlig information och förväntad kommande information.

Risk brukar i tekniska sammanhang ofta definieras som sannolikhet för uppkomst av en konsekvens och beräknas som produkten av sannolikhet och konsekvens. En kortare genomgång görs därför inledningsvis i detta kapitel av probabilistisk analys, de krav på säkerhetsnivå som finns definierad i standarder samt konsekvenser vid tunnelras.

4.2 RISK-BASERAD BESLUTSTEORI

4.2.1 Litteraturgenomgång

Thoft-Christensen (2012) beskriver olika analysverktyg för att skatta det mest fördelaktiga angreppssättet att åtgärda byggnadsverk (underhålla, bygga om, ersätta...). Han beskriver följande metoder:

- Life-Cycle Analysis som är en enkel analys av tillståndet för ett byggnadsverk och som inte tar hänsyn till kostnader för underhåll, brott eller miljömässiga kostnader.
- Life-Cycle Cost analysis som även tar hänsyn till kostnader för underhåll och brott.
- Life-Cycle Cost-Benefit Analysis som även inkluderar användarkostnader och miljömässiga kostnader (alternativt fördelar).

Thoft-Christensen pekar på vikten av att användarkostnader inkluderas och visar exempel där analysen för en broupprustning inkluderar användarkostnaderna och tar hänsyn till allmänhetens faktiska kostnader (extratid på grund av förseningar, extratid och kostnader på grund av omledningar, ökad olycksrisk etc.). Han visar att användarkostnaderna ofta är högre eller mycket högre än de direkta kostnaderna för underhåll och reparationer.

Thoft-Christensen beskriver en optimeringsmetod för att bestämma vilken typ av reparation som är optimal efter en åtgärd av en bro. Optimeringen skrivs, för vardera reparationsmetod, som

$$\max \sum_{t=0}^{n_L} B(t_R, n_R) - C_{repair}(t_R, n_R) - C_{failure}(t_R, n_R) - C_{user}(t_R, n_R), \quad (4.1)$$

där B är den totala förväntade fördelen under bronns återstående livslängd, n_R det förväntade antalet reparationer och t_R tiden för den första reparationen, C_{repair} förväntade reparationskostnader, $C_{failure}$ förväntade kostnader om brott inträffar och C_{user} är användarkostnader. Samtliga kostnader och fördelar räknas om till tidpunkten $t = 0$.

De förväntade reparationskostnaderna modelleras som

$$C_{repair}(t_R, n_R) = \sum_{i=1}^{n_R} [1 - P_F^U(t_{Rij})] C_{repair}(t_{Ri}) \frac{1}{(1+r)^{t_{Ri}}}, \quad (4.2)$$

där $P_F^U(t_{Rij})$ är den uppdaterade brotts sannolikheten i tidsintervallet $[0, t_{Ri}]$. Faktorn $[1 - P_F^U(t_{Rij})]$ modellerar sannolikheten att bron inte har gått till brott vid tidpunkten för reparation och r är diskonteringsfaktorn. Reparationskostnaderna inkluderar samtliga kostnader för själva reparationen.

Förväntade kostnader för brott modelleras som

$$C_{failure}(t_R, n_R) = \sum_{i=1}^{n_R+1} C_{failure}(t_{Rii}) [P_F^U(t_{Rii}) - P_F^U(t_{Ri-1})] \frac{1}{(1+r)^{t_{Ri}}}, \quad (4.3)$$

där kostnaderna för brott under tidsintervallet $[t_{Ri-1}, t_{Ri}]$ analyseras och summeras.

För en tunnel avsedd för kraftproduktion kan det vara möjligt att använda ett liknande angreppssätt. B är då den förväntade kraftproduktionen, C_{repair} förväntade reparationskostnader (för att återställa tunneln till acceptabelt skick), $C_{failure}$ förväntade kostnader om brott inträffar och C_{user} är kostnader för förlorad kraftproduktion under tiden som reparationer utförs. Det bör även vara möjligt att inte definiera B , utan istället minimera kostnaderna. Vidare noteras att metoden inte jämför olika reparationsmetoder, utan metoderna kommer in i kostnaderna.

Baji et al. (2017) beskriver en risk-kostnadsstrategi för underhåll av vägtunnlar. De använder en tidsberoende probabilistisk modell och minimerar risken för ett system av flera komponenter, där vardera komponenten har flera möjliga felmoder. Den tidsberoende sannolikheten för brott för systemet jämförs med en acceptabel nivå; såväl brottgräns som bruksgräns (sprickvidd och läckage) analyseras. Modellen inkluderar tidsberoende parametrar som gör det möjligt att inkludera nedbrytning. Utifrån detta kan nödvändiga underhålls-/reparationsåtgärder definieras för att säkerställa att system och komponenter håller sig inom acceptabel nivå under tunnelns livstid.

I Baji et al. (2017) definieras när i tid olika åtgärder bör sättas in. Frågeställningen är en annan än den som är aktuell i föreliggande projekt, men delar av tankesättet kan vara applicerbart. För en komplett analys bör tidsberoende aspekter, som nedbrytning, tas med.

Goulet et al. (2015) presenterar en så kallad pre-posterior beslutsanalys. Grundtanken är att det finns stor vinning i att reducera kunskapsosäkerheter genom att samla ytterligare information, istället för att direkt utföra kostsamma åtgärder som baseras på befintlig information (prior knowledge). Prior-informationen är ofta behaftad med stor osäkerhet och konservativa antaganden är nödvändiga.

I en pre-posterior analys planeras informationsinhämtandet baserat på resultatet av prior-analysen. Konsekvenserna (oftast i form av kostnader) av möjliga utfall av olika åtgärder och undersökningar vägs mot sannolikheten för att de uppkommer. Ett pre-posterior ramverk ska optimera sekvenser av åtgärder och minimera kostnader samtidigt som acceptabel tillförlitlighet (säkerhet) för konstruktionen nås. Beslutsanalysen ska då ge en optimerad sekvens av informationsinhämtning och åtgärder.

Initialt överskrider sannolikheten för brott, p_f^{prior} , den erforderliga brotts sannolikheten p_f^t . Det antas att en följd av åtgärder, $A = a_1, \dots, a_n$ utförs (i den ordningen). Åtgärderna kan vara förbättrade beräkningsmetoder, mätningar, belastningstester, förstärkning, ombyggnad mm. Efter åtgärd a_1 finns ytterligare information/kunskap, vilket kan påverka den efterföljande åtgärden a_2 . Ordningen på åtgärder kan varieras och beslutsanalysen hittar den optimala sekvensen av åtgärder för att nå p_f^t och samtidigt minimera kostnaderna. Analysen utförs innan observationer har utförts, därför måste alla möjliga utfall beaktas och sannolikheter för olika utfall skattas. Det är detta som gör den till en pre-posterior analys.

Sannolikheten att en förstärkning eller ombyggnad leder till att p_f^t uppnås är antingen ett eller noll. Att vidta åtgärder utan att uppnå p_f^t görs endast i fall där ytterligare informationsinhämtning kan göra att åtgärden (efter informationsinhämtningen) uppnår p_f^t . Att utföra undersökningar innan en ombyggnad eller förstärkning kan reducera nödvändig omfattning av förstärkningsåtgärder. Undersökningar kan minska p_f , men kan också, om prior-skattningarna var felaktiga, öka p_f . De utfall av undersökningar som gör att kraven uppfylls är en delmängd av alla möjliga utfall. Om det möjliga utfallet av undersökning a_i är M är det endast om utfallet är delmängden m_1 som undersökningen är framgångsrik. För övriga delmängder, $m_2 - m_i$ krävs ytterligare åtgärder.

$$M(a_i) = \{m_1: p_f < p_f^t \quad m_2: p_f > p_f^t \quad \dots \quad m_i: p_f > p_f^t\}, \quad (4.4)$$

För analysen krävs först beräkning av "conditional probability" för varje möjligt utfall. D.v.s. den p_f som kommer bli resultatet av ett visst utfall av en viss undersökning/åtgärd a_i . Sedan beräknas sannolikheten för att p_f är acceptabel efter utförande av a_i . Slutligen kan problemet optimeras genom att hitta den sekvens av åtgärder som ger lägst kostnader samtidigt som p_f^t uppnås.

Åtgärder eller undersökningar där det är liten sannolikhet att få ett tillfredställande resultat (under 0,1 nämns) behöver inte tas med i optimeringen.

Olika typer av åtgärder diskuteras av Goulet et al. (2015) såsom kapacitetsökningar (d.v.s. ombyggnad eller förstärkning), lastbegränsningar, mätningar, förfinade modeller och ökad riskacceptans. Mätningar kan handla om att minska statistisk osäkerhet eller kunskapsosäkerhet, genom att t.ex. ta prover för att undersöka

parametrar hos den existerande konstruktionen, genom att mäta verkliga laster, eller genom att via experiment reproducera den verkliga konstruktionens beteende och därifrån kunna uppdatera fördelningen för parametrar.

Principerna som presenteras av Goulet et al. (2015) bör kunna användas för uppskattning av optimalt underhåll av vattenfyllda tunnlar. Den största skillnaden är att det i samtliga fall som beskrivs av Goulet et al. (2015) finns ett känt säkerhetsindex som ska uppnås, medan en kostnadsoptimering enbart behövs för tunnlar om enbart ekonomiska konsekvenser behöver beaktas.

Spross & Johansson (2016) föreslog en metodik för Bayesianskt beslutsfattande för observationsmetoden, och även denna metodik baseras på en pre-posterioranalys. I observationsmetoden görs en preliminär analys baserad på det som är känt vid den aktuella tidpunkten. En övervakningsplan för att verifiera att strukturen beter sig acceptabelt under uppförandet förbereds. Förberedelser görs för vilka åtgärder som ska vidtas om oacceptabelt beteende upptäcks under arbetet. Preliminär design väljs på ett sådant sätt att sannolikheten för kostnads- och tidsdrivande åtgärder hålls på en tillräckligt låg nivå. Metodiken för Bayesianskt beslutsfattande kan beskrivas med följande fyra delar:

1. Beslut att utföra experiment, mätningar eller undersökningar, e .
2. Ett utfall, z , av utförd e .
3. Beslut att vidta åtgärd a , baserad på z .
4. Inträffande av händelse θ .

Syftet med den metodik som Spross & Johansson (2016) presenterar är att finna en optimal design; en design som maximerar förväntad nytta samtidigt som brotts sannolikheten är acceptabel, dvs. $p_f \leq p_f^t$. Detta görs genom att jämföra förväntat resultat vid användande av observationsmetoden jämfört med förväntat resultat vid konventionell design. I design enligt observationsmetoden inkluderas en preliminär design, ett mätprogram som planeras och utförs samt planering för åtgärder som vidtas om oacceptabelt beteende upptäcks. Förberedelserna är därmed mer omfattande än för konventionell design. Däremot är konventionell design mer konservativ för att säkerställa att tillförlitligheten uppnås överallt. Den optimala designlösningen enligt Spross & Johansson (2016) ges av

$$e_{opt} = \arg \min \left\{ \left\{ \sum_{j=1}^n P(z_j | e_i) C(e_i, z_j, a_j) \middle| p_f^{(e_j, z_j, a_j)} \leq p_f^t \right\} \right\}. \quad (4.5)$$

Där $P(z_j | e_i)$ är sannolikheten att få mätresultat z_j när någon design-lösning e_i används. $C(e_i, z_j, a_j)$ beskriver förväntade kostnader för vardera designutfallet och ges av:

$$C(e_i, z_j, a_j) = \sum_{k=1}^m C(e_i, z_j, a_j, \theta_k) P(\theta_k | e_i, z_j, a_j), \quad (4.6)$$

där $C(e_i, z_j, a_j, \theta_k)$ är förväntade kostnader för händelse θ_k (inkluderat kostnader för att utföra design, samt åtgärder som är nödvändiga vid denna händelse), och $P(\theta_k | e_i, z_j, a_j)$ är sannolikheten att händelse θ_k inträffar, givet den utförda designen.

nen, åtgärderna och med hänsyn till tillkommande information som förväntas förvärras.

Endast designlösningar för vilka acceptabel brottsannolikhet uppnås inkluderas, vilket säkerställs genom kriteriet $p_f^{(e_j, z_j, a_j)} \leq p_f^t$. I observationsmetoden är det nödvändigt att definiera larmnivåer för att identifiera när acceptabla nivåer på beteende överskrids och när åtgärder behöver sättas in. I metodiken föreslagen av Spross & Johansson (2016) kan dessa beräknas med utgångspunkt från den acceptabla brottsannolikheten. Vidare använder Spross & Johansson (2016) ett beslusträd för att illustrera beslut om huruvida observationsmetoden eller konventionell design ska användas.

Principerna som används av Spross & Johansson (2016) är likartade de som används av Goulet et al. (2015) och bör kunna appliceras för optimering av tunnelunderhåll. Den stora skillnaden är, som tidigare beskrivits, att det inte är ett designproblem som ska optimeras.

Barone et al. (2014) beskriver ett angreppssätt för att optimera inspektioner och underhållsinsatser för strukturella system som utsätts för åldringsfenomen. Angreppssättet fokuserar på årlig brottsannolikhet och total underhållskostnad för strukturens livslängd. Interaktion mellan olika komponenter i systemet beaktas genom att det modelleras som ett serie-, parallell- eller serieparallellsystem.

I deras antaganden ingår att om skador överskrider ett visst tröskelvärde görs nödvändigt underhåll för att återfå den i sitt originalskick, om skadorna är mindre än så kan förebyggande åtgärder övervägas för att stoppa fortsatt nedbrytning, och vid negligierbara skador görs inga reparationer. Visuella inspektioner antas utföras med ett jämnt tidsintervall och det antas att de är detaljerade.

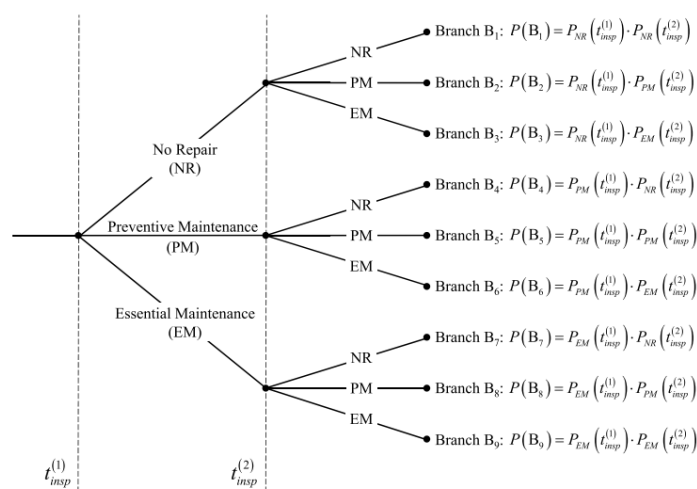
Optimala inspektions- och underhållsplaner formuleras genom att minimera den förväntade felfrekvensen för systemet och den förväntade inspektions- och underhållskostnaden över strukturens hela livslängd.

Figur 4-1 illustrerar beslutsalternativen för en komponent i systemet. Efter en inspektion kan den lämnas som den är, förebyggande underhåll kan utföras, eller den kan återställas. Beroende på val så påverkas framtida brottsannolikhet. I analyserna är modeller för olika nedbrytningsprocesser inkluderade. Det poängteras att det är de kumulativa kostnaderna över tid som är av intresse. Den förväntade totalkostnaden för underhållsplanen kan då erhållas som

$$E(C_{tot}) = \sum_{k=1}^{N_b} P(B_k)C_k, \quad (4.7)$$

där C_k = total kostnad för gren k, vilket fås genom att summera inspektionskostnaderna, förebyggande underhåll och åtgärder för den aktuella grenen. $P(B_k)$ är sannolikheten för att gren B_k inträffar. Tröskelvärden sätts för när förebyggande underhåll och åtgärder måste göras.

I ett exempel av Barone et al. (2014) antas att efter utförda åtgärder är egenskaperna oförändrade och att ingen nedbrytning sker under 5 år. Optimeringen görs sedan genom att minimera kostnaderna för underhållsplanen och samtidigt minimera systemets förväntade felfrekvens.



Figur 4-1 Exempel på händelseträd som beskriver olika valmöjligheter vid inspektionstidpunkterna t_1 och t_2 . Från Barone et al. (2014).

Principiellt kan denna typ av analys som genomfördes av Barone et al. (2014) inkluderas i ett ramverk för optimering av underhållsåtgärder i en vattenkraftstunnel. Dock kräver analysen kunskap om nedbrytning av förstärkningen i tunneln, vilket kan vara svårt att uppskatta då den är beroende av flera faktorer såsom vattenkvalitet, materialkvalitet hos förstärkningen, etc.

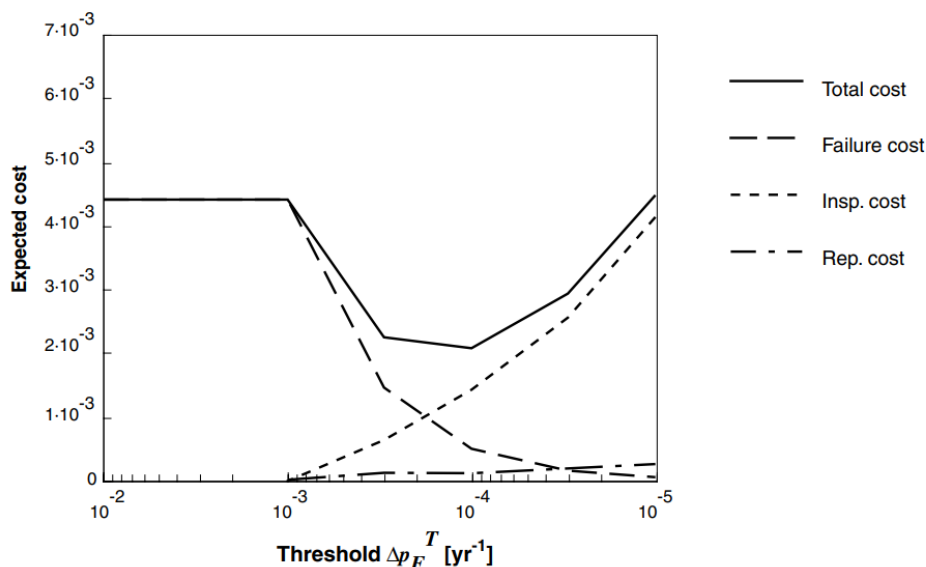
Straub & Faber (2005) beskriver riskbaserad inspektionsplanering (RBI) och hur detta kan göras för stora strukturella system. De använder termen "hot spots" för att definiera potentiella punkter för nedbrytning i ett strukturellt system. I vissa system finns beroenden mellan olika komponenter som gör att det finns korrelation mellan dem. Det kan då vara möjligt att dra slutsatser om tillståndet för en komponent baserat på tillståndet för andra komponenter. För att ta fram den optimala inspektionstäckningen för ett system behöver korrelationen (beroendet) mellan nedbrytning i olika punkter beskrivas.

För en enstaka "hot spot" inkluderar en inspektionsstrategi inspektioner med olika metoder, olika utfall, en underhållsstrategi och en reparationsstrategi.

En pre-posterior-analys görs oftast utifrån ett beslutsträd som inkluderar alla möjliga kombinationer av olika inspektionsmetoder, utfall och reparationer. För att förenkla antas att en reparation gör så att en "hot-spot" återfår sin oskadade status (som den hade från början).

När kostnader ansätts till de olika händelserna brott, reparation och inspektion kan förväntade kostnader för en inspektionsstrategi tas fram. Eftersom antalet potentiella inspektionsstrategier är väldigt stort är det vanligt att definiera ett tröskelvärde för brotts sannolikheten och säkerställa att den inte överskrider den acceptabla brotts sannolikheten.

Ett exempel på förväntade kostnader för olika värden på brotts sannolikhet visas i Figur 4-2.



Figur 4-2 Exempel på optimering med fast inspektionsteknik och fast reparationsteknik som funktion av brottsannolikhet (Från Straub & Faber 2005).

Även denna artikel har likheter med frågeställningen i föreliggande rapport, även om fokus framför allt är på stora stålkonstruktioner som utsätts för utmattnings- och de beroenden som finns i stora system.

4.2.2 Beskrivning av tidigare Energiforskningsuppdrag

I ett tidigare Energiforskningsuppdrag togs ett ramverk fram för beslutsfattande gällande stabilitetsanalys (Westberg Wilde et al. 2020). Ramverket inkluderade en preliminär analys, en kostnads-nyttanalys samt, då det bedöms effektivt, en uppdaterad analys baserad på tillkommande information från t.ex. undersökningar.

Den preliminära analysen baseras på konservativa antaganden. Om resultatet av den preliminära analysen visar att konstruktionen inte uppfyller rekommenderade kriterier görs en kostnads-nyttanalys. Olika åtgärds- och undersökningsmöjligheter kontrolleras baserat på, vid tillfället för analysen, tillgänglig information. Detta görs genom att upprätta ett beslutträd där samtliga möjligheter till åtgärder och undersökning ingår och där vardera grenen leder fram till ett acceptabelt beteende. Därefter uppskattas kostnader för möjliga undersökningar och åtgärder och sannolikheten skattas för olika utfall av de möjliga undersökningarna och åtgärderna. Utifrån detta är det möjligt att beräkna vilket beslut som är mest fördelaktigt.

Uppdaterad analys utförs i de fall där vald åtgärd baserad på kostnads-nyttanalysen är att utföra vidare undersökningar. Syfte med den uppdaterade analysen är att integrera tillkommande information från undersökningarna i beslutsprocessen och kontrollera att ställda krav på säkerhet uppfylls. Om den uppdaterade analysen visar på otillräcklig säkerhet behövs även andra åtgärder. Resultatet från den uppdaterade analysen används då för att uppdatera kostnads-nyttanalysen och fatta det mest fördelaktiga beslutet kring vidare åtgärder.

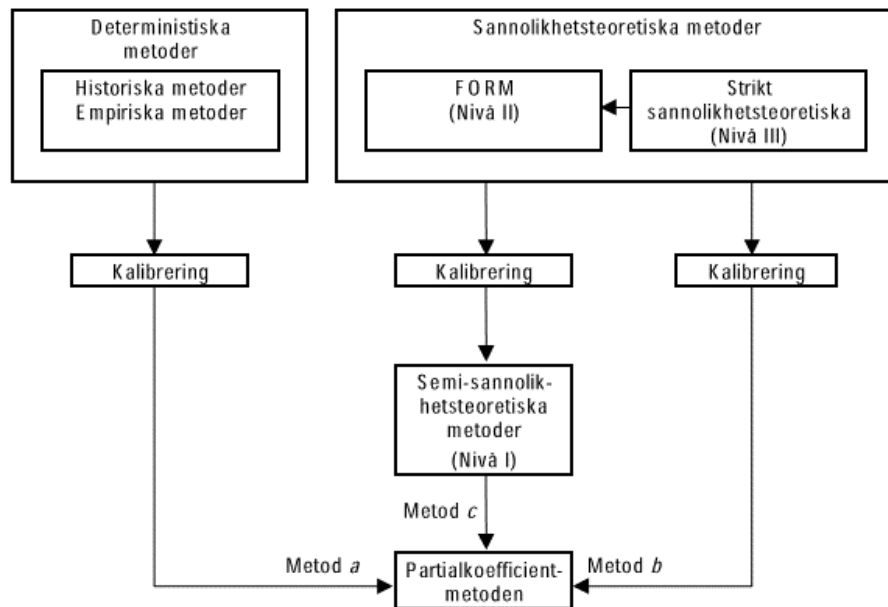
4.3 PROBABILISTISK ANALYS

4.3.1 Introduktion till probabilistisk analys

Teorin bakom probabilistisk analys är välkänd och den första delen av detta avsnitt är delvis hämtad från Westberg Wilde et al. (2020).

Det finns olika analysmetoder för att dimensionera konstruktioner, såsom illustreras i Figur 4-3. Praxis är generellt att använda deterministiska metoder. Principen vid deterministiska metoder är att dimensionera konstruktionen med tillräcklig säkerhetsmarginal så att eventuella osäkerheter i bedömning av bärförmåga eller last inte riskerar att orsaka brott. Beslutet fattas genom att jämföra en beräknad säkerhetsfaktor med en tillåten säkerhetsfaktor. Vanligen sätts den tillåtna nivån utifrån erfarenhet eller ingenjörsmässiga bedömningar. För denna beräkningsmetodik krävs ett fixt värde för vardera ingående parameter och det finns ingen möjlighet att inkludera osäkerhet i ingående parametrar. En hög säkerhetsfaktor behöver därför inte nödvändigtvis innebära att konstruktionen har en låg brottsannolikhet, eftersom stora osäkerheter kan ge en mycket hög brottsannolikhet. Det innebär även att brottsannolikheten för två konstruktioner med samma säkerhetsfaktor kan vara fundamentalt olika beroende på deras utformning och miljö så som bland annat diskuterats av Phoon et al. (2003) och (Ellingwood & Galambos, 1982).

Sannolikhetsbaserade metoder (på engelska reliability-based) ger möjlighet att beakta ingående osäkerheter, vilket kan bidra till en jämnare säkerhetsnivå. En svårighet med denna typ av metod är att tillgänglig information ofta är bristfällig, vilket försvårar bedömningen. Det finns olika nivåer av sannolikhetssteoretiska metoder, strikt sannolikhetssteoretiska (nivå III) och första ordningens metoder (nivå II) där vissa approximationer görs, men där noggrannheten ändå är tillräcklig för de flesta bärverk. Semi-sannolikhetsbaserade metoder (nivå I) används ofta i designkoder. Exempel på en nivå I metod är partialkoefficientmetoden. I partialkoefficient-metoden används partialkoefficienter för att få fram representativa värden på olika variabler samt för att få fram dimensioneringsvärden. Partialkoefficienterna ska då avspegla osäkerheter i laster, lasteffekter, lastvärden, bärförmåga samt material, och används för att uppnå en viss säkerhet.



Figur 4-3 Översikt tillförlitlighetsmetoder, från CEN (2001) bilaga C.

4.3.2 Sannolikhetsbaserad analys

I korthet bygger en sannolikhetsbaserad metod på att ett gränstillstånd definieras. Gränstillståndet beskriver övergången från acceptabelt beteende till oacceptabelt och är vanligen ett brottgränstillstånd eller ett bruksgränstillstånd. Gränstillståndet skrivs:

$$G(\mathbf{x}) = R(\mathbf{x}) - S(\mathbf{x}), \quad (4.8)$$

där $x = x_1, \dots, x_n$ är ingående stokastiska variabler. Alla parametrar av intresse bör beskrivas som stokastiska variabler och all väsentlig osäkerhet inkluderas. Osäkerhet indelas vanligen i inneboende osäkerhet (inherent uncertainty) och osäkerhet på grund av brist på kunskap (epistemic uncertainty). Den inneboende osäkerheten, till exempel höjden på vågor eller snödjup, kan inte reduceras. Epistemisk osäkerhet kan reduceras genom observationer, mätningar eller tester. Exempel på epistemisk osäkerhet är kunskapen om bergmassans mekaniska egenskaper.

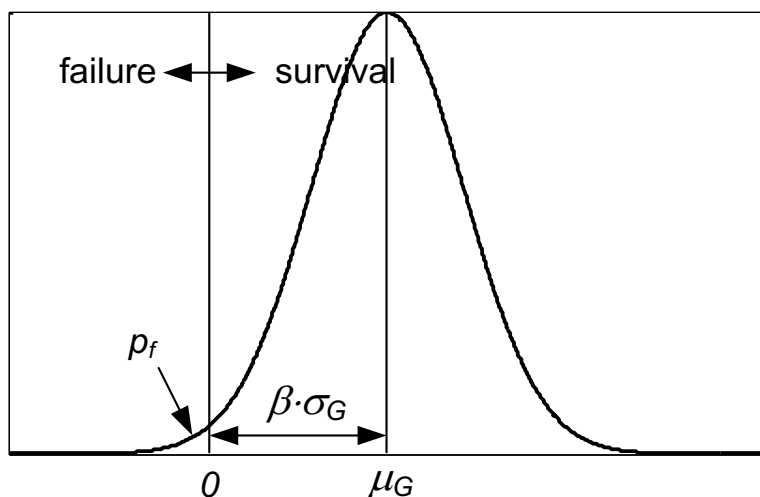
Negativa värden på $G(x)$ innebär att gränstillståndet överskrids, vilket för ett brottgränstillstånd innebär att brott inträffar. Sannolikheten för att detta inträffar ges av

$$P_f = P(G(\mathbf{x}) \leq 0) = \int_{G(\mathbf{x}) \leq 0} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x}, \quad (4.9)$$

där $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ är den multivariata fördelningsfunktionen av x . Om $G(x)$ kan approximeras med en normalfördelning kan säkerhetsindex β beräknas som

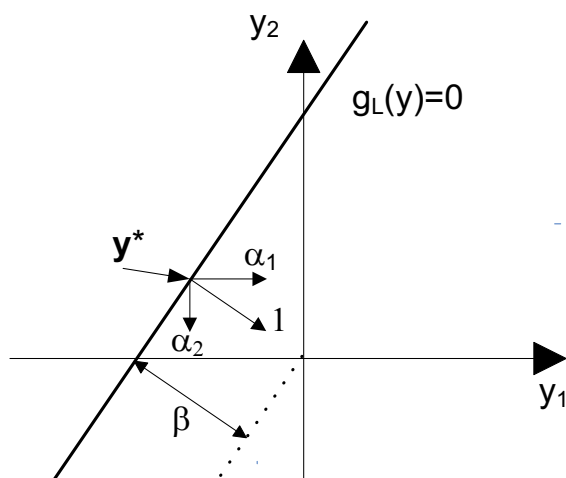
$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f), \quad (4.10)$$

där Φ är standard normal frekvensfunktionen med medelvärde noll och standardavvikelse 1. Med denna tolkning är β antalet standardavvikelser mellan gränstillståndets medelvärde och 0, se Figur 4-4.



Figur 4-4 Geometrisk tolkning av β .

Beräkning av β kan göras på olika sätt, där vanliga metoder är första ordningens beräkningar (first-order), eller Monte Carlo-simulering. En av de vanligaste första ordningens beräkningar är Hasofer-Lind's säkerhetsindex. Då görs en transformering av $G(x)$ till standard-normal-rummet, där den blir $g(y)$. Därefter görs en linjärisering av den transformerade gränsfunktionen kring en designpunkt y^* . Avståndet mellan origo och designpunkten är säkerhetsindex β . Koordinaterna på designpunkten ger känslighetsvärden α_i , vilka visar hur stor inverkan ändringar i en parameter har på β . Detta kan illustreras enligt Figur 4-5.



Figur 4-5 Schematisk bild av designpunkt och känslighetsvärden α i ett 2D standard-normal-rum.

Bedömning av om ett bärverk har tillfredsställande tillförlitlighet görs genom att jämföra säkerhetsindex β med ett erforderligt säkerhetsindex, ofta benämnt β_{target} .

Om $\beta > \beta_{target}$ bedöms att säkerheten är tillfredsställande. Detta diskuteras vidare i avsnitt 4.4.

4.3.3 Tidsberoende sannolikhetsbaserad analys

Beskrivningen ovan ger en skattning av brottsannolikheten vid en tidpunkt. I verkligheten är dock säkerheten även tidsberoende (på engelska time-variant) eftersom bärförmågan förändras. Lasternas variation i tid hanteras i analysen ovan genom att den statistiska beskrivningen inkluderar lastens variation i tid.

Bärförmågan kan variera över tid om det sker en degradering. Det kan även förekomma andra tidsberoende effekter som påverkar belastningen (som exempel kan nämnas igensättning av dränage).

I en sannolikhetsbaserad analys är det möjligt att även inkludera tidsberoende effekter. Ekvation 4.8 kan då skrivas som

$$G(\mathbf{x}, t) = R(\mathbf{x}, t) - S(\mathbf{x}, t), \quad (4.11)$$

där $R(\mathbf{x}, t)$ är bärförmågan som beror av ett antal variabler \mathbf{x} , som ändras över tiden t . $S(\mathbf{x}, t)$ är på samma sätt lasten som beror av ett antal variabler \mathbf{x} , som ändras över tiden t .

Tidsberoende analyser kan göras genom att inkludera en beskrivning för nedbrytning i bärförmågeberäkningen. Beräkningen blir mer komplicerad och vanligtvis tillkommer därmed ytterligare osäkerhet till analysen. Beräkningen kan göras antingen kontinuerlig, d.v.s. över kvarvarande livslängd, eller för diskreta punkter i tiden, d.v.s. kontroll av säkerhetsnivå vid vissa givna tidpunkter.

4.3.4 Risk-informerad dimensionering och utvärdering

I ISO 2394 (2015) beskrivs även "risk informed design and assessment", dvs riskinformerad dimensionering och utvärdering. Tillförlitlighetanalys (nivå II ovan) är en förenkling av detta. I riskinformerad dimensionering/utvärdering optimeras besluten gällande risker, med hänsyn till förlust av människoliv och skador, miljöskador och ekonomisk förlust. Den tidshorisont som ska tas hänsyn till är den tid strukturen skall ha kvar sin funktion. De totala riskerna ska baseras på scenario-beskrivning och ta hänsyn till såväl direkta som indirekta konsekvenser i kombination med sannolikheter att dessa scenarier inträffar. Beslut ska optimeras genom minimering av förväntade ekonomiska konsekvenser, samtidigt som kriterier avseende säkerhet och miljö uppnås.

4.4 SÄKERHETSNIKÅ MED HÄNSYN TILL KONSEKVENSER

I ISO 2394 (2015) beskrivs att infrastruktur ska uppfylla följande prestandakrav:

- Fungera väl för samtliga belastningar under sin livslängd,
- Motstå extrema och/eller upprepade och permanenta laster såväl som miljömässig exponering under byggtid, användningstid och rivning samt upprätthålla säkerhet mot brott och skador,

- Vara tillräckligt robust och inte drabbas av oproportionerlig skada eller progressivt brott på grund av extrema eller potentiellt oförutsedda händelser så som naturkatastrofer, olyckor eller mänsklig felhandling.

Det är även möjligt att beakta andra indikatorer för att bedöma säkerhetsnivå, så som tillförlitlighet i att uppfylla funktion/syfte, säkerhet för att skydda natur /miljövärden, kostnadseffektivitet, minimerade koldioxidutsläpp, konsumtion av naturresurser och energianvändning.

Enligt ISO 2394 (2015) bör minsta säkerhetsindex β_{target} väljas beroende på konsekvenserna och beroende på vilken typ av skada som brottet kan orsaka. Om det inte finns någon risk för människoliv kan β_{target} väljas enbart utifrån ekonomisk optimering. Där människoliv är i fara kan "life-saving cost" principer användas, d.v.s. att kostnader sätts per sparad liv.

I Sverige dimensioneras infrastruktur på basis av Eurokoderna och i dessa sätts säkerhetsnivå utifrån förväntade konsekvenser (dödsfall, ekonomiska, samhällsliga eller miljöbetingade konsekvenser). Säkerhetsindex för den högsta säkerhetsklassen är 5,2 i CEN (2001). För den näst högsta och lägsta är de 4,7 respektive 4,2. I Sverige har nationella val gjorts där dessa satts till 4,8; 4,2 samt 3,8 för nya konstruktioner. I praktiken används därmed inte "life-saving cost" principer utan istället används dessa fördefinierade säkerhetsnivåer.

I JCSS (2001) beskrivs att kostnaderna blir högre för att uppnå samma tillförlitlighet för en existerande konstruktion jämfört med konstruktioner som är i dimensioneringsstadiet. Av den anledningen kan ett lägre säkerhetsindex accepteras för dessa. Exempel på hur detta kan appliceras visas i tabellen nedan:

Tabell 4-1 Exempel på hur konsekvenser och kostnader för säkerhetshöjande åtgärder kan påverka val av säkerhetsnivå, från JCSS (2001). Utgångspunkten är att för medelstora konsekvenser och normala kostnader för att utföra säkerhetshöjande åtgärder så bör β vara 4,2.

Table 1: Tentative target reliability indices β (and associated target failure rates) related to one year reference period and ultimate limit states

1	2	3	4
Relative cost of safety measure	Minor consequences of failure	Moderate consequences of failure	Large consequences of failure
Large (A)	$\beta=3.1$ ($p_F \approx 10^{-3}$)	$\beta=3.3$ ($p_F \approx 5 \cdot 10^{-4}$)	$\beta=3.7$ ($p_F \approx 10^{-4}$)
Normal (B)	$\beta=3.7$ ($p_F \approx 10^{-4}$)	$\beta=4.2$ ($p_F \approx 10^{-5}$)	$\beta=4.4$ ($p_F \approx 5 \cdot 10^{-6}$)
Small (C)	$\beta=4.2$ ($p_F \approx 10^{-5}$)	$\beta=4.4$ ($p_F \approx 5 \cdot 10^{-6}$)	$\beta=4.7$ ($p_F \approx 10^{-6}$)

Då det gäller vattenfyllda tunnar för kraftproduktion är det inte helt självklart hur säkerhetsnivån bör definieras. Eurokoderna CEN (2001) omfattar inte denna typ av konstruktioner (kommande uppdateringar av Eurokoderna kan däremot komma att omfatta dem). För den följande diskussionen antas att där människor kan komma till skada eller omkomma ska säkerhetsnivåer enligt Eurokoderna uppfyllas. Där så inte är fallet kan säkerhetsnivån däremot sättas utifrån en kostnadsnyttoanalys där även miljö- och klimataspekter kan inkluderas.

Det är dock viktigt att notera att även då en konstruktion uppfyller gällande säkerhetsnivå så finns en kvarstående sannolikhet för brott (dock mycket låg).

4.4.1 Säkerhetsnivå där människoliv är i fara

Som beskrivs ovan kan utgångspunkten för säkerhetsindex där människoliv är i fara vara det som beskrivs i CEN (2001). Hög risk för dödsfall ger den högsta klassen, normal risk för dödsfall ger mellanklassen och liten risk för dödsfall ger den lägsta klassen. Följande siffror för β_{target} kan därmed användas: 4,8; 4,2 samt 3,8. Observera att dessa gäller för nya konstruktioner. I dagsläget finns inga riktlinjer i Eurokoderna kring om lägre säkerhetsnivå kan accepteras för befintliga konstruktioner, varför dessa får antas gälla.

4.4.2 Säkerhetsnivå där endast ekonomiska hänsyn tas

Där endast ekonomiska konsekvenser kan uppstå är det möjligt att basera beslut kring behov av åtgärder på en ekonomisk optimering.

Som belyses i Nordström (2021) finns ett flertal viktiga aspekter som behöver tas hänsyn till, så som: årsproduktion, effekt (aktiv/reaktiv), utbyggnadsgrad (för den enskilda anläggningen/för en älvsträcka), ett eller flera aggregat, ev. förpliktelser vid dödnätsstart eller annat. Den acceptabla brottsannolikheten för en tunnel kan påverkas av dessa parametrar, samt även antaganden kring kraftpris, kostnader relaterade till åtgärder mm. Vidare är företagets policy viktig.

Ett β_{target} kan väljas baserat på Eurokoderna med hänsyn tagen till ovanstående aspekter, alternativt sättas utifrån företagspolicyn direkt.

4.5 KONSEKVENSER VID BROTT I TUNNLAR

Konsekvenserna vid brott i en vattenfylld tunnel beror dels på tunnelns läge och utformning, dels på hur stort bergutfall som inträffar och hur detta inträffar.

Storleken på bergutfallet kan variera mellan

- Total igensättning av tunneln. Detta ger omfattande produktionsförluster och kräver omfattande åtgärder. Det innebär även andra risker, se nedan.
- Delvis blockering av tunneln. Detta ger produktionsförluster, men omfattningen på förlusterna beror på hur stor del av tunneln som blockerats. Produktionsförlusterna kan därmed variera från stora till knappt mätbara.
- Utfall av block i större omfattning, s.k. "kyrka". Detta ger produktionsförluster, men eftersom vatten kan passera över bergutfallet blir produktionsförlusterna troligen begränsade.
- Utfall av enstaka block. Detta ger produktionsförluster, men i de flesta fall blir dessa produktionsförluster troligen små.

Hur brottet inträffar kan påverka omfattningen på skadorna, dvs. om brottet har en viss seghet eller om det inträffar plötsligt. Vid total igensättning kommer det vara viktigt om det först mäts upp stora produktionsförluster och problem innan den totala igensättningen inträffar, eller om det blir ett direkt stopp för vattnets flöde. I det första fallet kan det vara möjligt för driftcentralen att upptäcka proble-

men och stänga maskinen kontrollerat. I det andra fallet blir det ett snabbt stopp på vattnets väg, vilket kan orsaka svallning och tryckstötter. Detta kan i värsta fall ge upphov till att stationen vattenfylls, och/eller ge stora skador på maskiner och kringutrustning.

Åtgärdstiden blir också olika beroende på vad som inträffat. Vid omfattande utfall eller total igensättning kan det vara tidsödande och komplicerat att nå fram till rasområdet och att genomföra undersökningar, erforderliga förstärkningsåtgärder för att kunna ta hand om rasmassor och slutligen förstärkningsåtgärder för att komma tillrätta med problemområdet. Detta påverkar såväl kostnaderna för åtgärderna som tiden för produktionsförluster.

Läget på tunneln och brottet är viktigt om människor kan befinna sig ovanför en tunnel som rasar in (om det blir ett ras som går upp till ytan). Läget på brottet i tunneln kan även vara viktigt då det ibland finns svalltunnlar kopplade till tillfartstunnlar, vilket kan ge risk för att vattenfylla stationen och därmed utgöra risk för människoliv.

Då en säker arbetsmiljö behöver säkras fram till brottet för utförande av reparationsåtgärder kan läget på brottet också inverka på avställningstiden i samband med reparationsåtgärder.

En allmän beskrivning av konsekvenserna är därmed mycket svår att ge. Sammanfattningsvis konstateras dock att konsekvenserna vid mindre blockutfall eller "kyrkor" begränsas till mindre produktionsförluster, medan konsekvenserna för total igensättning kan bli mycket stora och som minst innebär en längre tids produktionsförluster. Vid större brott är också risken större att brottet propagerar till ytan och orsakar skador för tredjeman.

4.6 APPLICERING AV TEORETISKA GRUNDER FÖR VATTENFYLDA TUNNLAR

4.6.1 Riskbaserad beslutsteori

Utgångspunkten i föreliggande projekt är att titta på kvarvarande livslängd för tunneln och minimera kostnaderna under denna tidsperiod. De beslutsprocesser som beskrivs av Straub & Faber (2005), Barone et al. (2014), Goulet et al. (2015), samt Spross & Johansson (2016) bör även kunna användas för att optimera underhåll av vattenfyllda tunnlar. Principen bygger på att en pre-posterior analys genomförs av möjliga åtgärder och undersökningar baserad på befintlig information (prior knowledge). En skillnad är dock att ifall endast ekonomiska konsekvenser kan uppkomma är det inte nödvändigt att optimera mot en acceptabel brottsannolikhet, utan det räcker att optimera kostnaderna.

För att möjliggöra att beslutsteori appliceras är det nödvändigt att skatta sannolikhet för olika utfall (sannolikhet för igensättning, sannolikhet för ett visst bergutfall, sannolikhet för vissa undersökningsresultat o.s.v.), samt att skatta kostnader (kostnad för åtgärd efter ett ras, kostnad för åtgärd vid mindre bergutfall, kostnader för undersökningar och förstärkningsåtgärder).

I vissa fall är det möjligt att beräkna sannolikhet, t.ex. genom att baserat på ett bra underlag beräkna sannolikhet för brott. I andra fall är det nödvändigt att skatta utfall baserat på erfarenhet, t.ex. att skatta sannolikhet för att en undersökning kommer visa på förekomst av lerzoner av en viss storlek. Ju mer information som finns desto bättre kommer dessa skattningar att vara. Gällande skattning av kostnader så blir även dessa bättre ju mer information som finns.

4.6.2 Säkerhetsnivå för vattenfyllda tunnlrar

För vattenfyllda tunnlrar för kraftproduktion finns det ofta mycket stora ekonomiska risker och i de flesta fall torde en ekonomisk optimering vara det styrande kriteriet, då risk för människoliv inte föreligger.

För anläggningar där ett tunnelras kan innebära risk för människoliv behöver detta beaktas. Människor kan komma till skada i olika situationer, men framförallt om:

- Tunnelraset propagerar upp till ytan ovanför tunneln, och då särskilt om detta händer i ett område där människor rör sig.
- Tunnelraset sker på ett sådant ställe i tunneln att det kan påverka människor som befinner sig i anslutande utrymmen som till exempel maskinstation eller liknande. Ytterligare diskussion kring detta förs under avsnitt 4.4.

För vissa vattenkraftstationer kan det finnas ytterligare aspekter att beakta. Detta gäller särskilt om kraftproduktionen är så stor att anläggningen är av stor vikt för Sveriges energiproduktion, eller om anläggningen av andra anledningar anses särskilt viktig ur samhällssynpunkt. Det kriterium som blir styrande för värdering av säkerhet är då inte möjligt att bestämma på förhand, utan samtliga aspekter måste beaktas. Observera också att det finns skillnader i hur dessa kriterium ställs upp. Även för tunnlrar för kärnkraft och andra typer av vattenfyllda tunnlrar kan dessa typer av beaktanden vara nödvändiga.

De kriterier som behöver analyseras för att definiera säkerhetsnivå är därmed följande:

1. Säkerhet för människor. Vid risker för människoliv kan de felmoder som kan ge upphov till sådana konsekvenser analyseras och brottsannolikhet (eller säkerhetsindex) jämföras mot acceptabel brottsannolikhet utifrån relevant standard (se avsnitt 4.4.1).
2. Ekonomiska konsekvenser. Där endast ekonomisk optimering behöver göras kan två olika angreppssätt användas:
 - En förbestämd siffra sätts på vilken ekonomisk risk som är acceptabel.
 - Olika möjligheter vägs mot varandra. Det alternativ som är mest kostnadseffektivt väljs.

(Det är även möjligt att använda siffrorna för säkerhetsindex på samma vis som i punkt 1 och göra en ekonomisk optimering där ett förutbestämt säkerhetsindex ska uppfyllas.)

Där särskilda aspekter behöver beaktas kan det finnas ytterligare myndighetskrav kring hur avbrott i kraftproduktion kan/ska hanteras, eller definierade maximala

avbrottstider eller andra krav. Kriterium för analys av tunnarnas säkerhet får då beakta dessa krav i specifika fall. Rimligt är troligen att sätta säkerhet på motsvarande sätt som i punkt 1.

5 Bergförstärkning av tunnlar

5.1 ÖVERGRIPANDE DIMENSIONERINGSSTRATEGI

I detta avsnitt beskrivs den dimensioneringsstrategi som generellt används vid byggande av nya tunnlar eller reparation av befintliga tunnlar i Sverige idag. Strategin har i huvudsak utvecklats i samband med större transportinfrastrukturprojekt i syfte att erhålla en repeterbar förstärkningslösning för delar av tunnlar med liknade förutsättningar. Då större delen av vattenfyllda tunnarna byggdes under 1920–1980-talet avviker både strategin och vanliga förstärkningsmetoder från vad som var praxis under de epoker som majoriteten av vattenfyllda tunnarna anlades. Nuvarande strategi torde dock vara lämplig att använda vid utvärdering och dimensionering av reparationsåtgärder så att dagens krav avseende säkerhet uppfylls.

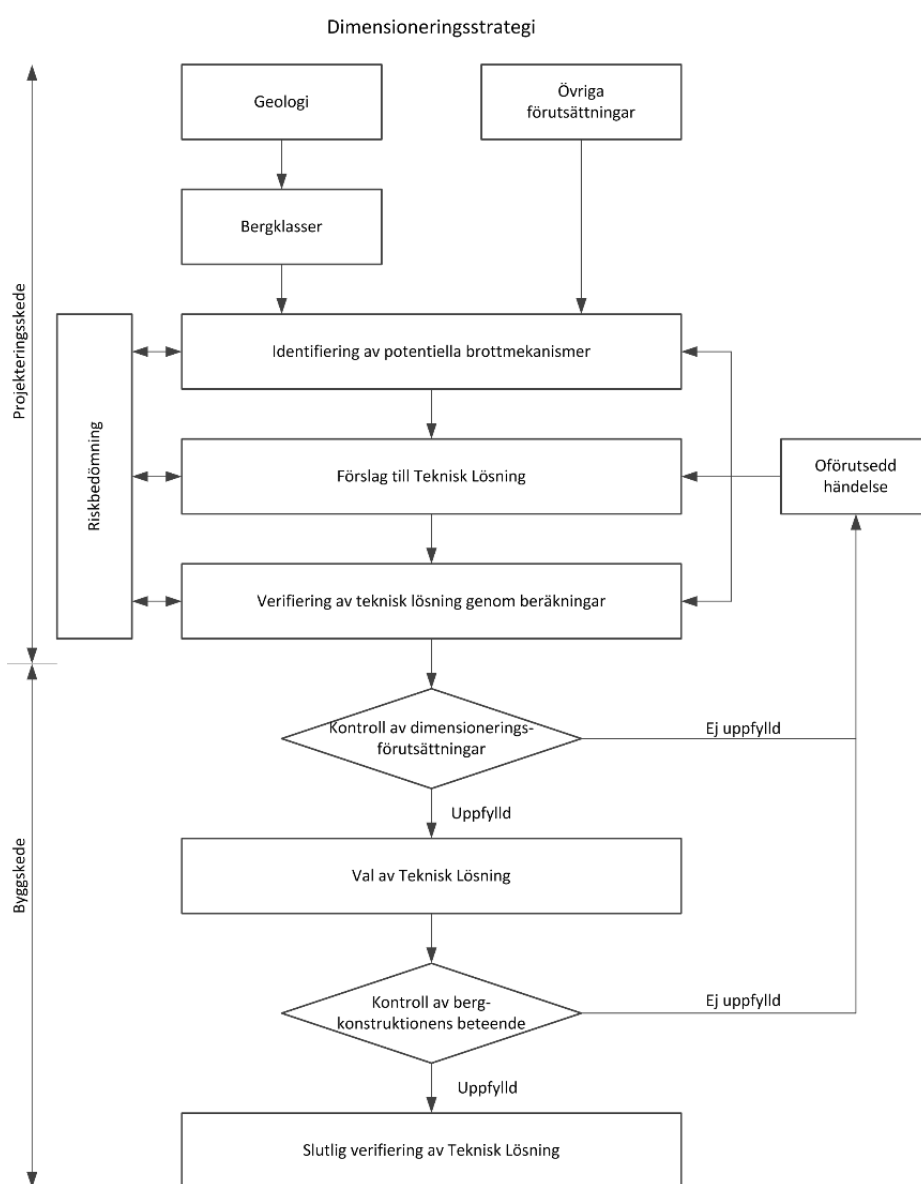
Idag utförs förstärkning av nya tunnlar i Sverige ofta enligt förstärkningsklasser som representerar en fördefinierad bergförstärkning för särskilda bergklasser. Bergklasserna, som kan variera i antal och intervall, baseras på en bergkvalitet beskriven i enlighet med en klassificeringsmetod, tex Q eller RMR metoden (Barton et al. 1974, Bieniawski 1976). För bergklasser som representerar en bergkvalitet som överstiger ett visst fördefinierat värde tas ofta en typlösning fram under projekteringskedet baserat utifrån specifika förutsättningar såsom geologi, tunnelgeometri, etc. Typlösningar omfattar generellt konventionella förstärkningsmetoder såsom ingjutna bultar och fiberarmerad sprutbetong.

Metoderna för framtagning av typlösning omfattar en kombination av empiriska, analytiska, och numeriska metoder. Empiriska metoder bygger på tidigare erfarenhet, även så kallade hävdvunna metoder. Analytiska metoder bygger på antagen brottmod och dimensioneringssituation följt av en analytisk beräkning av antal bultar, bultavstånd och/eller sprutbetongtjocklek som krävs för att stabilisera bergmassan. Numeriska analyser utförs för situationer som inte kan studeras i lika hög detalj medelst empiriska och analytiska analyser till exempel komplicerade geometrier, spänningsomfördelningar samt omfattning av plastisering.

Vid mycket dåligt berg eller vid mer komplexa förhållanden, t.ex. låg bergtäckning, närhet till befintlig anläggning etc. är typlösningar inte tillämpbara utan i stället tas förstärkningsåtgärder fram för specifika designsituationer och brottmoder. Specialförstärkning kan omfatta konventionella förstärkningsmetoder såsom bult och fiberarmerad sprutbetong, men kan också omfatta armeringsnät och armeringsstänger, betonginklädning, stålågar, etc. Framtagning av specialförstärkning genomförs ofta med numeriska analyser i kombination med observationsmetoden.

Det principiella tillvägagångssättet vid dimensionering av bergförstärkning illustreras i Figur 5-1. Vid anläggande av nya tunnlar projekteras i ett första steg den tekniska lösningen inklusive bergförstärkning baserat på bedömda geologiska förhållanden ofta sammanställd i en ingenjörsgelogisk prognos. Prognosen baseras i sin tur på resultat från utförda förundersökningar. Baserat på rådande förutsättningar identifieras potentiella brottmekanismer och förslag till teknisk lösning tas

fram. Den tekniska lösningen verifieras sedan genom olika typer av beräkningar. Under byggskedet kontrolleras faktiska dimensioneringsförutsättningar och kvarstående osäkerheter hanteras. Vid behov mäts/studeras bergkonstruktionens beteende för att verifiera tidigare uppställda förväntansmodeller samt verifiera vald lösning. I de fall som observationerna ligger utanför gränserna för dimensioneringens giltighet, t.ex. avseende de ingenjörsgelogiska förutsättningarna eller laster i förstärkningselement (och uppmätta deformationer), kan förnyade beräkningar bli aktuella. Syftet är då att antingen dimensionera bergkonstruktionen för andra förutsättningar än vad som förutsattes vid den ursprungliga dimensioneringen, eller att undersöka orsaken till att bergkonstruktionen inte beter sig som förväntat. Sådana situationer betraktas då som oförutsedda händelser (Lindfors et al. 2019).



Figur 5-1 Principiellt tillvägagångssätt vid dimensionering av bergförstärkning.

5.2 BERGMASSANS BETEENDE OCH POTENTIELLA BROTTMODER

Bergmassans beteende och potentiella brottmoder beror i stor utsträckning på dess sammansättning och karaktäristiska egenskaper i kombination med förhållandena i berggrunden och egenskaperna för tunneln (Stille & Palmström 2008). Exempel på förhållanden i berggrunden som inverkar på bergmassans beteende är in-situ spänningar, grundvattenförhållanden och bergmassans kvalité, medan egenskaper hos tunneln som påverkar bergmassans beteende är formen och storleken på tunneln samt drivningsmetod och när installationen av bergförstärkning genomförs och vilken typ av förstärkning som används.

I Sverige är de geologiska förutsättningarna generellt sett bra, med hårt, sprickigt och kristallint berg. Det förekommer emellertid områden med sämre bergkvalité och ibland även svaghetszoner av varierande bredd. Nedanstående beskrivning presenterar förväntat beteende och potentiella brottmoder hos bergmassan vid olika bergkvaliteter vid typiskt svenskt hårt, sprickigt och blockigt kristallint berg.

För vattenfyllda tunnlar, vilka ofta är relativt ytligt belägna, är potentiella brottmoder i första hand kopplat till bergmassans karaktäristiska egenskaper i kombination med rådande spänningsförhållanden. De kan indelas i blockutfall samt plastisering med tillhörande uppluckring som riskerar att resultera i ras. En illustration av förväntade brottmekanismer och brottmoder presenteras i Tabell 5-1.

Vid bra bergförhållanden har både intakt berg och bergsprickor höga hållfasthetsegenskaper, vilket resulterar i en hög hållfasthet för bergmassan. Om de horisontella in-situ spänningarna är högre än de vertikala, vilket inte är ovanligt för relativt ytligt belägna tunnlar i Sverige, är det inte troligt att sekundära spänningar i bergmassan till följd av utsprängningen av tunneln resulterar i en överskriden hållfasthet av bergmassan. Istället är det i första hand gravitativt inducerade blockutfall som kan förväntas inträffa i tak. I vägg kan det förväntas dragspänningar med efterföljande uppluckring av bergmassan som kan resultera i brottmoden blockutfall och/eller glidning av block längs bergsprickor. Detta visas i den översta figuren i Tabell 5-1.

Vid sämre bergförhållanden finns risk för att sekundära spänningar överskrider bergmassans hållfasthet. I väggarna kan detta resultera i dragspänningar som överskrider bergmassans hållfasthet, vilket resulterar i en uppluckring samt ökad risk för blockutfall och glidning längs bergsprickor. I hjässan kan detta resultera i en plastisering av bergmassan. Initialt sker detta på randen av tunneln, men kan propagera om mothållande radiell spänning är liten (innan förstärkning installeras eller om den är otillräcklig). Detta visas i den mellersta och nedersta figuren i Tabell 5-1.

Vad som menas med bra respektive sämre bergförhållanden uttrycks ofta med någon form av klassificeringssystem såsom Q-systemet eller RMR (Barton et al. 1974, Bieniawski 1976), där bergmassan är uppdelad i olika bergförstärkningsklasser. Avseende bergförstärkningsklasser kan man approximativt säga att vid $RMR_{bas} \geq 75$ (ofta benämnd bergklass A) är potentiell brottmod ofta förknippad med utfall av enstaka block och bergmassan utgörs ofta av stor- till medelblockiga hårda bergarter med hög tryckhållfasthet, ($\sigma_{ci} > 100$ MPa) med få sprickor och

begränsade sprickavstånd. Utfall av flera block bedöms möjlig vid omkring $RMR_{bas} < 75$.

Tabell 5-1 Illustration över förväntade brottmekanismer (Rios Bayona et al. 2015).

Brott-mekanism/ brottform	Beskrivning av brottmekanism/ brottform	Illustration	Geologi
Blockutfall enskilt block	Utfall av enskilda block som är skapade av befintliga diskontinuiteter i bergmassan. Block faller i huvudsak ut under inverkan av gravitation. Blockutfall kan ske om: (i) block kan bildas (minst tre sprickplan samt en fri yta krävs), (ii) block har kinematiska möjligheter att röra sig, samt (iii) belastningsförhållanden är sådana att blockutfall kan ske.		Stor- till medelblockiga bergmassor med hög tryckhållfasthet. Enstaka block med ogynnsamma sprickriktningar. Majoriteten av sprickorna har råa sprickytor och ingen eller endast små mängder sprickfyllning.
Dragbrott och/eller skjuvbrott	Sekundära dragspänningar i väggarna uppkommer vid höga horisontella initialspänningar. Dragbrott leder till att sprickor öppnas upp och att skjuvhållfastheten reduceras med efterföljande uppluckring och en ökad risk för blockutfall och glidning längs diskontinuiteter. Skjuvbrott uppkommer när sekundära huvudspänningar, i kombination med liten inspänning, resulterar i att bergmassans skjuvhållfasthet överskrids. Efterföljande plastisering leder till successivt minskande spänningsnivåer. Risk för större ras existerar om inte en tillräcklig förstärkning appliceras.		Småblockig till uppkrossad bergmassa s.k. "sockerbits berg". Majoriteten av sprickorna är i huvudsak öppna och fyllda med mjuka mineraler. I första hand föreligger risk för dragbrott med ökad risk för blockutfall och glidning längs diskontinuiteter och uppluckring. Kraftigt uppsprucken och uppkrossad bergmassa. Majoriteten av sprickorna är glatta och fyllda med stora mängder av mjuka mineraler. Både drag och skjuvbrott kan förväntas.

Övergången i brottmekanism mellan större utfall av flera block och plastisering av bergmassan inträffar när bergmassans hållfasthet börjar överskridas och den plastiseras. För en relativt ytlig tunnel kan detta förväntas ske vid RMR_{bas} runt 60 (men detta kan variera från fall till fall beroende på rådande förutsättningar). Detta innebär att utfall av flera block kan förväntas uppträda då $60 \leq RMR_{bas} < 75$ (ofta benämnd bergklass B). För denna klass kan bergmassans förväntade kvalitet generellt

beskrivas som medel- till småblockiga hårda bergarter, där sprickorna förväntas ha något råa till släta sprickytor fyllda med små mängder av hårda mineral eller släta sprickytor och sprickfyllnad med små mängder mjuka mineral. Majoriteten av sprickorna har generellt obetydlig vittrad sprickyta. Även dragbrott i väggar kan förekomma, vilken kan öka risken för glidning längs sprickplan med tillhörande blockutfall.

När bergmassan plastiseras ($RMR_{bas} < 60$) reduceras spänningarna och en uppluckring av det plastiserade berget sker. Uppluckringen kan leda till att en löskärna bildas i hjässan på tunneln som måste förstärkas. Denna plastisering kan vara av varierande omfattning och dimensioneringen för dessa fall är beroende av bergmassans kvalitet och rådande förhållanden. Generellt brukar man vid dagens dimensionering av typförstärkning för tunnlar skilja på vilka förhållanden som anses utgöra Geoteknisk Kategori 2 (GK-2) och Geoteknisk Kategori 3 (GK-3). GK-2 avser en geokonstruktion för vilken allmän praktisk erfarenhet finns och där dimensionering och utförande sker med allmänt accepterade metoder, medan GK-3 omfattar det som inte innefattas av GK-1 och GK-2. GK-3 omfattar således geotekniska förhållanden som är mer svårbedömda och kan innefatta mycket dålig bergkvalité, stora spännvidder, begränsad bergtäckning och/eller närhet till befintliga konstruktioner. Dessa typer av specialfall lämpar sig inte för en typförstärkning och måste därför behandlas från fall till fall. En ungefärlig gräns för vad som kan anses vara GK-3 med avseende på bergmassans kvalitet ligger runt $RMR_{bas} = 45$ (även om bedömningen i specifika fall måste göras från fall till fall). En bergmassa med en kvalitet i intervallet $45 \leq RMR_{bas} < 60$ anses normalt tillhöra GK-2 och omfattas generellt av typförstärkningen (ofta benämnd bergklass C).

En bergmassa med en kvalitet lägre än $RMR_{bas} < 45$ kan därmed anses utgöra specialfall där de geotekniska förhållandena är mer svårbedömda (GK-3) och det anses inte lämpligt att dessa ska utgöras av typförstärkning (ofta benämnd bergklass D). I dessa fall är bergmassans kvalitet mycket dålig och kan beskrivas som starkt tektoniskt påverkad, uppsprucken och uppkrossad bergmassa. Sprickorna har ofta en glatt, mycket vittrad sprickyta med stora mängder av mjuk lerbeläggning eller sprickfyllnad. Under dessa förhållanden kan storskalig plastisering förväntas med brott i bergmassans vid exponering av stora ytor. Överbelastning av förstärkningen nära fronten kan inträffa och även stabilitetsproblem av själva fronten kan förväntas. Det finns även potential för större löskärnor och uppluckring i väggar föreligger. Även en dålig vidhäftning mellan berg och sprutbetong kan förväntas.

För vattenfyllda tunnlar utgör också svällning och erosion beteenden som kan förekomma då bergmassans kvalitet är mycket dålig (bergklass D). Även nedbrytning av bergmassan kan förekomma vid förekomst av specifika mineral.

Svällning är en mekanism som kan uppkomma när bergmassan innehåller mineraler som uppvisar en volymökning i kontakt med vatten i kombination med en avlastning. Den vanligaste typen av svällande mineral är montmorillonit (lermineral), som oftast förekommer i omvandlade bergmassor och svaghetszoner. Det finns flera faktorer förutom själva förekomsten av svällande mineraler som påverkar huruvida risk för brott på grund av svällning föreligger. Dessa faktorer kan vara geometrin på svaghetszoner, tillgång till vatten samt erosion och utspolning av material (Draganovic & Johansson 2010). När leran sväller ökar trycket, och

därmed belastningen, om förstärkning är installerad. Det är också möjligt att en ökad belastning kan uppstå till följd av en reduktion av lerans skjuvhållfasthet som kan uppstå i samband med svällning. Beroende på flera olika faktorer såsom storlek och orientering av den zon som innehåller lera, för-konsolideringstryck, mängden lera, partikelstorlek, och struktur av leran kan svälltrycket och den last som utvecklas på förstärkningen öka med tiden.

Erosion av en bergmassa orsakas av vattenflöden och olika bergmassor är olika känsliga för erosion. Bergmassor av mycket dålig bergkvalité eroderar lättare och kan urspolas till följd av ett kraftigt vattenflöde. En hållfast bergmassa av bättre kvalité, som omlagrar en svagare bergmassa av sämre kvalité, kan brista om det svagare, sämre berget urspolas. Dålig bergkvalité i kombination med svällande lera har varit orsaken till flera av de ras som inträffat i vattenfyllda tunnlar de senaste decennierna, se kapitel 3.

Nedbrytning (engelska "slaking") är en process där bergmaterial bryts ned över en längre period på grund av varierande tillförsel av vatten, dvs. cykler av uttorkning och vattenmättnad. Denna typ av nedbrytning är vanligast för bergarter där en stor andel av mineralsammansättningen består av lermineraller med potential för volymändring i samband med uttorkning/vattenmättnad, till exempel lerstenar. Nedbrytning av leromvandlade kristallina bergarter kan också förekomma.

5.3 TEKNISKA LÖSNINGAR

Tekniska lösningar bör omfatta alla de aspekter som är nödvändiga för att uppföra en bergkonstruktion och kan således innefatta val av bergschaktmetod, drivningsrestriktioner, bergförstärkning, kontrollparametrar och metoder för verifiering, etc. I denna rapport avhandlas i huvudsak bergförstärkning då redan anlagda tunnlar är i fokus. Bergförstärkning utgörs av konstruktionselement som installeras i berget eller på bergets fria yta i syfte att uppfylla krav på det bärande huvudsystemets bärförmåga.

I Sverige utförs traditionell bergförstärkning med ingjuten bult och/eller sprutbetong i de flesta fall där bergkvaliteten kan anses vara relativt god. Denna bergförstärkning utgör tillsammans med bergmassan det permanenta bärande huvudsystemet. Vid sämre bergkvalité kan det bärande huvudsystemet utgöras av en armerad betonginklädnad (s.k. lining). Utanför Skandinavien är det vanligare att man driffförstärker med bultar, sprutbetong, samt i dåligt berg stålbågar för att därefter utföra en permanent inbyggnad med armerad betong. I detta avsnitt beskrivs kortfattat principerna för förstärkning med ingjuten bult, sprutbetong och betonginklädnad, vilket är de vanligaste förstärkningsprinciperna i Sverige.

5.3.1 Bultförstärkning

Bergbultning är enkel och billig att utföra och anses vara den mest använda förstärkningsmetoden i Sverige idag. Det har dock inte alltid varit det. Den första kända patentspecifikationen på bergbultar är daterad till 1913 av Stephan, Fröhlich och Klupfel som utvecklade tekniken för gruvindustrin (Kovári 2003). Det skulle dröja ca 40 år, till början av 1950-talet, innan tekniken började användas storskaligt inom tunnelbyggnad i Europa. Under de kommande 25 åren blev sedan berg-

bultning den dominerande förstärkningsmetoden även i Sverige. En utförlig beskrivning av de bergförstärkningstekniker som användes under olika tidsepoker vid utbyggnaden av vattenkraften i Sverige finns beskrivet i Berglund & Lindblom (2019).

I både äldre och nyare tunnlar används bultar i huvudsak för att säkra bergblock mot utfall. Detta utförs enligt två principiella sätt. I de fall det endast är utfall av enstaka block som utgör en potentiell brottmod punktbultas dessa för att förankra blocket i bakomliggande stabilt berg, så kallad selektiv bultning. För en större area med berg av sämre kvalitet systembultas berört område efter ett fördefinierat mönster. Korrekt utfört så ger systembultning berget en egenbärande effekt, det är alltså inte de tillsatta bultarna i sig som skapar bärförmågan utan det sammansatta berget som bär upp sig självt (Brännfors & Hagerman 1964). Numera används bultar också för att samverka med sprutbetongen.

5.3.2 Sprutbetong

Sprutbetong som förstärkningsmetod började testas 1914. Första gången tekniken användes i en inre vattenväg var 1922, då en 6 km lång tunnel till vattenkraftverket Heimbach i Tyskland kläddes in med sprutbetong (Kovári 2003). I Sverige introducerades sprutbetongen på 1930-talet då tunnlar i Höljebro kraftverk förstärktes med tekniken. Användningen av sprutbetong som bergförstärkning ökade sedan i landet under 1950-, 1960- och 1970-talet och är idag mycket omfattande, såväl vid byggande av nya som vid reparation av befintliga undermarksanläggningar.

Den metod som dominerade i Sverige fram till början av 1970-talet var torrsprutning. Vid torrsprutning transporteras torrbruket (cement, ballast och eventuella tillsatsmedel) och vatten i separata kanaler fram till munstycket (Nordström & Holmgren 2009). Blandningen av betongen sker sedan i munstycket, i luften på väg mot, samt vid anslaget mot, det sprutade underlaget. Då vattenmängden bestäms löpande av operatören finns det en risk att sprutbetongen kan ha skiftande kvalitet. Vanligt är att betongen får ett för lågt vattencementtal, vilket kan leda till att hydrations (reaktionen mellan vatten och cement) påverkas negativt vilket resulterar i försämrad hållfasthet, täthet och vidhäftning. Fördelen med torrsprutning är att utrustningen är relativt enkel och portabel, vilket gör tekniken lämplig för mindre reparationsåtgärder av bergkonstruktioner.

Den idag vanligaste sprutmetoden, våtsprutning, utvecklades under 1950-talet i USA men tog inte fart i Sverige förrän i samband med vattenkraftutbyggnaden under 70-talet. Det var också då man först började experimentera med stålfibrer som armeringsmetod (Saleh 2016). Sedan 1980-talet har armering av sprutbetong med stålfibrer varit standard vid bergförstärkning och ibland även vid betongreparationer (Nordström 2016), dvs efter att större delen av befintligt bestånd av svenska vattenkraftverk byggdes.

Såsom beskrivs tidigare så är lösa block som kan glida eller falla in i en tunnel en vanligt förekommande brottmod som måste beaktas vid dimensionering av tunnlar i hårt sprickigt berg. En vanlig förstärkningsmetod för att säkra dessa block är systematiskt installerade bultar alternativt systematiskt installerade bultar i kombination med sprutbetong. Denna förstärkningsmetod verkar på så sätt att stora

block säkras av de systematiskt installerade bultarna och små block som får plats mellan bultarna säkras av sprutbetongen.

I det svenska hårda berget leder dimensioneringen till att fiberarmerad sprutbetong inte behöver utföras med särskilt tjocka skikt. Typiska krav på tjocklek är 50 till 70 mm, och vid sämre bergkvalité upp till 90 eller 120 mm. Till det tillkommer ofta ett skikt om 20 mm oarmerad sprutbetong som täckskikt för att täcka över utstickande stålfibrer. Man bör dock vara medveten om att sprutbetong inte är dimensionerad med åtanke att den kan degraderas under anläggningens förväntade livstid.

5.3.3 Betonginklädnad

Betonginklädda tunnlar har i Sverige utförts i relativt liten omfattning, främst på grund av gynnsamma bergförhållanden, där förstärkning med ingjutna bultar och sprutbetong i samverkan med berget normalt är tillfyllest för att säkra stabiliteten. På många håll i världen är dock betonginklädnad, s.k. lining, det normala sättet att permanent förstärka tunnlar. I Sverige kommer betonginklädnad ifråga främst vid dåliga bergförhållanden eller för tunnlar med mycket höga täthetskrav.

Det förekommer även betonginklädnad på kortare sträckor, t.ex. där svaghetszoner av mindre utbredning finns.

5.3.4 Bergförstärkning vid förekomst av svällande leror

Det finns idag inga vedertagna lösningar för förstärkning av tunnlar vid förekomst av svällande leror men ett antal förslag har presenterats i litteraturen. Einstein (1994) föreslår olika förstärkningskoncept för en sedimentär svällande bergart skapad från leravlagringar, s.k. argillaceous rock. Koncepten är grundade på en idé om att antingen acceptera svällningen eller förebygga den och utgörs av passiv, aktiv eller en "intermediate" förstärkningsdesign.

Den passiva designen tillåter att berget sväller fritt. I det mest extrema fallet utförs tunnelväggarna otäckta och det svällande berget rensas regelbundet så att tunnelfunktionen kvarstår. Passiv design kan också utgöras av att det lämnas ett utrymme mellan berget och installerad förstärkning.

Aktiv design involverar konstgjorda medel för att reducera vatteninflödet, en styv förstärkning som håller emot spänningen från svälltrycket, eller en kombination av dessa. I den tredje typen av design, "intermediate design" används en kompressibel fyllning mellan berg och förstärkning som tillåter att en viss deformation i berget utvecklas innan förstärkningen börjar mobilisera ett mottryck.

Det bör påpekas att ingen av de redovisade exemplen är vattenfyllda tunnlar, vilket innebär att det inte är klarlagt huruvida förstärkningskoncepten är lämpliga att användas i dessa typer av tunnlar. Dessutom förutsätter Einstein (1994) att hela eller större delar av bergmassan runt tunneln är svällande och inte, som ofta är fallet för svenska förhållanden, att svällningen härstammar från lerfyllnad i enskilda sprickor eller zoner av varierande bredd.

Ett förslag på ett "passivt" förstärkningskoncept vid förekomst av svällande leror i enstaka eller parallellt liggande sprickor utvecklades av Broms & Heiner (1970). De föreslagna förstärkningarna innehåller ett lager stenull mellan förstärkningen och berget, vilket möjliggör att större delen av svällningen kan tas upp av mineralullen och endast ett mindre svälltryck därmed utvecklas mot förstärkningen. Metoden har enligt Broms & Heiner (1970) använts med framgång i Långa och Järnvägsforsens kraftverk.

5.4 BERGFÖRSTÄRKNINGENS BESTÄNDIGHET

Undermarksanläggningar projekteras och byggs idag ofta för mycket lång hållbarhet – ofta med en planerad livslängd på över 100 år. Denna förväntade livslängd baseras dock sannolikt inte på känd degradering av berg och bergförstärkningar från befintliga tunnlar i landet. Det är mer troligt att kraven härstammar från anpassningar till krav på andra byggnadsverk som broar (Bogdanoff 2013).

Ett antal studier för att studera degraderingsprocesser i bergbultar, sprutbetong, bergstag, ingjutningar, betong och injektering har utförts, se t.ex. Windelhed et al. (2002), Thorsell & Nordström (2009), Bogdanoff (2013) och Nordström (2016).

När det gäller degradering av sprutbetong förefaller miljö för betongen samt förekomst av inläckage ha stor betydelse. Några sammanfattande slutsatser av Thorsell & Nordström (2009) gällande prover som legat 10 år i strömmande vatten i Dalälven är att dessa hade tappat mer i residualhållfasthet än prover som legat i tunnel och vägkant. Orsaken anges vara urlakning från strömmande vatten. Bogdanoff (2013) noterade, baserat på tester med knivspets, att sprutbetongytorna i Bolmen som utsatts för sakta rinnande insjövatten i 25–30 år var mjuka ca 5–10 mm från ytan, vilket ytterligare stärker slutsatserna från Thorsell & Nordström (2009) att strömmande vatten kan orsaka urlakning av sprutbetongen.

Det bör dock påtalas att den förstärkning som installeras idag skiljer sig från den som installerades när majoriteten av de svenska vattenkraftsanläggningarna byggdes på 1920–1980-talet. Även bultarnas kvalitet skiljer sig åt från olika tidsepoker. Det var till exempel först under slutet på 70-talet man började att korrosions-skydda bergbultar genom förzinkning som numera dessutom är kompletterad med ett epoxiskikt som blåses som ett pulver på förzinkningen. Med hänsyn till denna bristande kunskap i kombination med bristande information om förstärkningens status är det mycket svårt att visa när en kritisk ålder närmar sig för bergförstärkningen i vattenfyllda tunnlar.

5.5 DIMENSIONERING AV BERGFÖRSTÄRKNING

I föreliggande avsnitt beskrivs de analytiska metoder som normalt används för dimensionering av bultförstärkning och sprutbetongförstärkning vid blockutfall och upphängning av en potentiell löskärna. De avsnitt som beskrivs är i första hand de som används i denna rapport för att beräkna brottsannolikheten för olika brottmoder i den fallstudie som genomförs i kapitel 9 och utgör inte en komplett beskrivning av hur bergförstärkning dimensioneras. För en mer utförlig beskrivning hänvisas till Trafikverkets publikation "Projektering av bergkonstruktioner"

Lindfors et al. (2019). Vid förstärkning med betonginklädnad krävs analys av betongvalvets bärförmåga där betong och armeringsinnehåll beaktas.

5.5.1 Bergbultar

Föreliggande kapitel beskriver de analytiska metoder som normalt används för dimensionering av bergbultar. Vid dimensioneringen har metoderna för valvbildande bultning samt upphängning av löskärna redovisats enligt riktlinjer beskrivna i Trafikverkets projekteringshandbok (Lindfors et al. 2019). Vidare har dimensionering för erforderlig förstärkning för blockutfall i vägg baserat på jämviktsanalys inkluderats.

Selektiv bultning av enstaka block

Då bergmassan är av sådan kvalitet att förstärkningskategorin selektiv bultning kan användas är det viktigt att se till att bultningen förankrar det enskilda lösa blocket i bakomliggande "fast" berg, dvs. att bulten/bultarna går genom blockets avgränsande sprickplan. Förankringslängden kan beräknas explicit, men i bra berg kan en förankringslängd på 1 m antas tillräcklig. Vid selektiv bultning görs normalt en bedömning av:

- volym och densitet på blocket (pådrivande kraft),
- mothållande krafter på blocket, till exempel från friktionsvinklar och normalkrafter på sprickytor, och
- bultens bärförmåga (mothållande kraft).

Metoden innebär att en jämviktsanalys genomförs där de pådrivande och mothållande krafterna ställs upp. Ligger blocken på en s.k. glidyta tillkommer mothållande friktionskrafter, vilket innebär att förstärkningsbehovet reduceras.

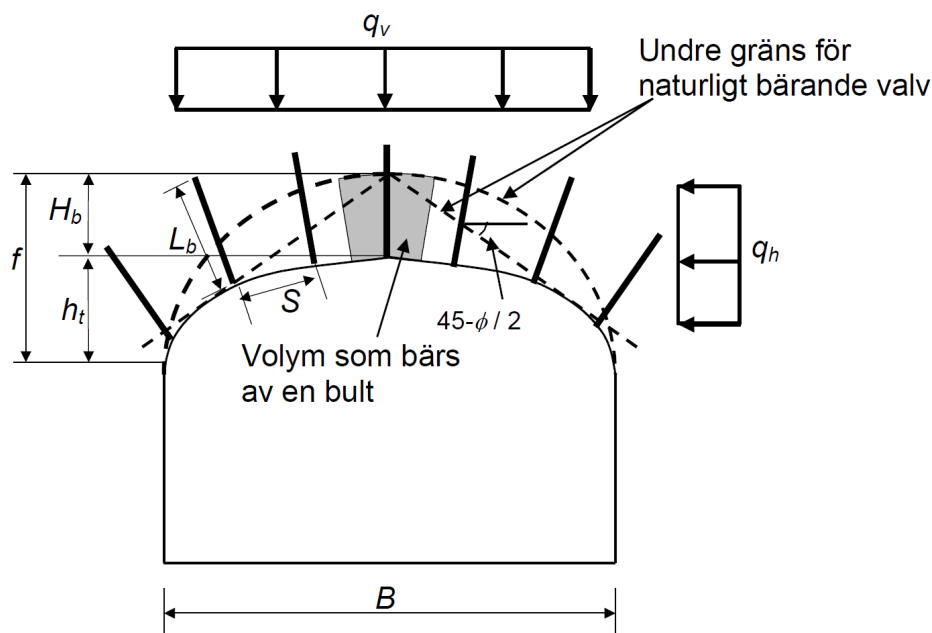
Vid selektiv bultning i hjässan på tunneln ska bärförmågan med n stycken bultar överskrida lasten från blocket W . Gränstillståndet för selektiv bultning vid probabilistisk analys kan således uttryckas

$$A_s \cdot f_y \cdot n - W \geq 0 \quad (5.1)$$

där W är lasten från blocket, A_s är bultens tvärsnittsarea och f_y är bultens flytdragspänning.

Upphängning av löskärna eller stora block med systematisk bultning

Analysmetoder för lös/trasig eller kraftigt skiktad bergmassa där bultens syfte är valvbildande bultning, upphängning av löskärna samt upphängning i ovanpåliggande bärkraftigt/horisontellt skiktat berg presenteras i (Lindfors et al. 2019). Metoden förutsätter att en löskärna kan stabiliseras genom att den installerade förstärkningen bär upp egentyngden av det trasiga bergmaterialet, varvid varje bult skall bära upp det skrafferade området, se Figur 5-2. Metodiken innefattar att bestämma trolig höjd (pilhöjd, f) på den lösa bergmassan. Pilhöjden motsvarar den undre gränsen för bultlängden för att förstärkta bergmassan, vilket tillsammans med förankringslängden motsvarar totala bultlängden.



Figur 5-2 Princip samt beteckningar för upphängning av löskärna (Lindfors et al. 2019).

Löskärnans pilhöjd, f , beräknas dels med hänsyn till friktionsvinkeln enligt ekvation (5.2), dels med hänsyn till den horisontella och vertikala belastningen enligt ekvation (5.3) som baseras på Stille (1980).

$$f = \frac{B}{2} \cdot \tan \left(45 - \frac{\phi_m}{2} \right) \quad (5.2)$$

$$f = B \cdot \sqrt{\frac{q_v}{8 \cdot q_h}} \quad (5.3)$$

Där f är pilhöjden, B är tunnelns spännvidd, ϕ_m är bergmassans friktionsvinkel och q_v och q_h är vertikal respektive horisontell in-situ spänning. Det bör noteras att ekvation 5.2 baseras på antagandet att bergmassan plastiseras medan ekvation 5.3 baseras på att en löskärna med spänningslöst berg bildas. Vilka spänningsförhållanden som råder kring tunneln i bergmassan bestämmer därmed vilken ekvation som bör användas. Värdet på pilhöjd, f , från ekvation (5.2) eller (5.3) används därefter för att beräkna bultavståndet, s (Lindfors et al. 2019).

Värdet på f från ekvationerna (5.2) eller (5.3) används sedan för att beräkna lasten W enligt följande ekvation:

$$W = (f - h_t) \cdot \rho_m \cdot g \quad (5.4)$$

där g är tyngdaccelerationen, ρ_m är bergmassans densitet, h_t är avståndet mellan tak och anfang för tunneln. Lämpligt bultavstånd, s , kan beräknas enligt:

$$s = \sqrt{\frac{A_s \cdot f_y}{W}} \quad (5.5)$$

där A_s är bultens tvärsnittsarea och f_y är bultens flytdragspänning. Gränstillståndet för upphängning av löskärna vid probabilistisk analys kan därmed tecknas:

$$G_{b,t} = A_s \cdot f_y - s^2 \cdot (f - h_t) \cdot \rho_m \cdot g \geq 0 \quad (5.6)$$

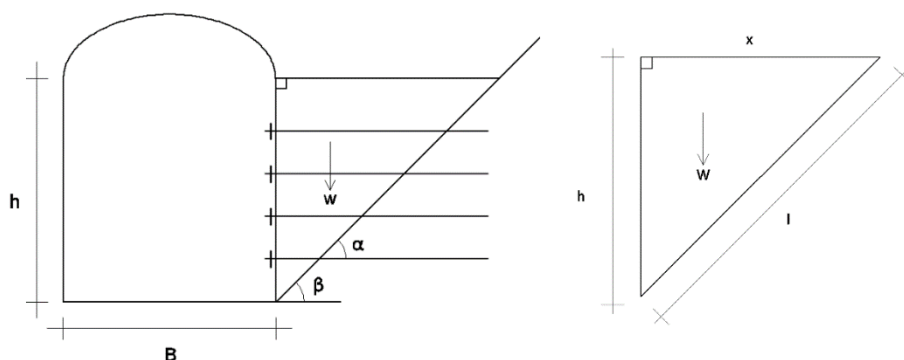
Det bör noteras att metoden inte, eller enbart delvis, tar hänsyn till bergmassans hållfasthet, in-situ spänningar och samverkan mellan bultarna. Om detta ska beaktas krävs numeriska beräkningar.

Blockutfall i vägg

Vid förstärkning med bergbult för block i tunnelvägg som glider på ett sprickplan kan ekvation (5.7) för 2D-fall härledas för lasten i bultens riktning, B , baserat på en jämviktsanalys, se Figur 5-3.

$$B = \frac{W_d \cdot \sin \beta - (W \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi)}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \varphi} \quad (5.7)$$

där W är bergkilens tyngd, β är sprickans lutning, α är vinkeln mellan bult och sprickplan och φ är sprickans friktionsvinkel. Bergbultarna antas normalt vara horisontellt installerade, dvs. $\alpha = \beta$.



Figur 5-3-Förstärkning av block glidande på ett sprickplan.

Antal bult som krävs för att säkra blocket mot utfall i vägg kan beräknas enligt:

$$n \geq \frac{B}{A_s \cdot f_y} \quad (5.8)$$

där B är bultlasten, A_s är bultens tvärsnittsarea och f_y är bultens flytdragspänning. Teoretiskt bör en viss reduktion av bultens dragförmåga genomföras med hänsyn till skjuvning. Med hänsyn till att bulten normalt sitter horisontellt samt att ingjutningsbrukets hållfasthet är lägre än det intakta berget sker emellertid inte en direkt dymlingsverkan, varför en plastisk led bedöms kunna utbildas i bulten. Någon reduktion i bultens dragförmåga brukar därför inte genomföras. Vid en probabilistisk analys kan därmed gränstillståndet tecknas:

$$G_{b,v} = n \cdot A_s \cdot f_y - \frac{W \cdot \sin \beta - (W \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi)}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \varphi} \quad (5.9)$$

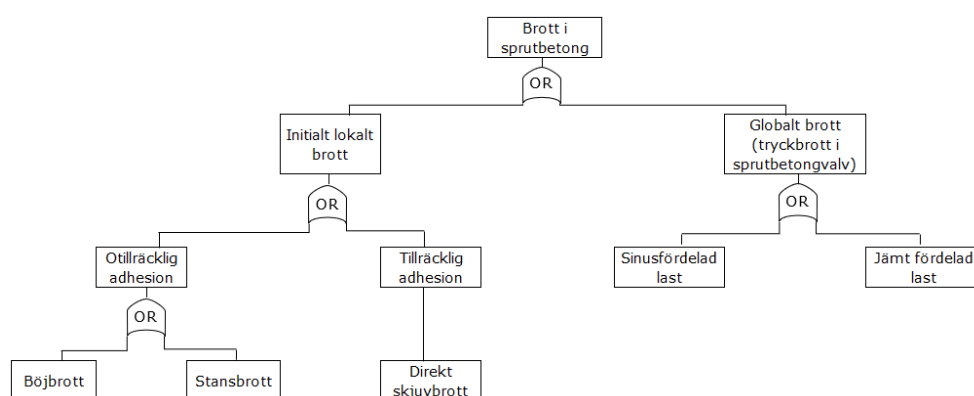
Erforderligt bultavstånd i vertikalled per meter tunnel, s_v , fås enligt:

$$s_v = \frac{h}{n + 1} \quad (5.10)$$

där h är höjden på hela väggen och n är antal bultar som krävs för att säkra blocket mot utfall, baserat på sambandet som presenterats ovan. Notera att beräknat bultavstånd avser per meter tunnel. För att erhålla ett s -avstånd som är representativt i både vertikal och horisontal led måste nominellt s -avstånd beräknas utifrån s_v .

5.5.2 Sprutbetong

Som beskrivits tidigare används sprutbetong i huvudsak för att säkra utfall av mindre block, ofta i kombination med systembultning. I detta förstärkningssystem säkras de stora bergblocken av bergbultarna medan de mindre blocken som kan existera mellan bergbultarna säkras av sprutbetongen. Sprutbetongens lastbärande förmåga styrs i stor utsträckning av att *tillräcklig vidhäftning* existerar i gränssnittet mellan berg och sprutbetong längs blockets periferi. Om vidhäftningen är tillräcklig bestäms bärförmågan av sprutbetongens *direkta skjuvkapacitet*. Om vidhäftningen däremot är otillräcklig förutsätts att sprutbetongen hängs upp genom systembultningen och sprutbetongens bärförmåga styrs istället av dess *böjdragskapacitet* eller dess förmåga att motstå *stansning runt bultarnas brickor*. Detta system av brottmoder för ett lokalt utfall av mindre block mellan bultar kan betraktas såsom illustreras av den vänstra delen i Figur 5-4 benämnt *initialt lokalt brott* i denna rapport. Eftersom de olika brottmoderna kan betraktas som ett system behöver även sannolikheten för brott för olika delar av systemet kombineras för att få den totala brottsannolikheten. Även korrelation mellan brottmoder måste beaktas för att få en korrekt skattning av brottsannolikheten (Bjureland et al. 2019).



Figur 5-4 Generellt träd för brott i sprutbetong.

Om sprutbetong appliceras i både hjässan på tunneln samt på väggarna och dras ner till sulan på tunneln kan sprutbetongen betraktas som ett idealiserat tryckt valv. Den lastbärande förmågan för bågen baseras då på *sprutbetongens tryckhållfasthet*. För ett tyngdkraftsbelastat valv antas att ovanförliggande löst berg belastar valvet genom gravitation. Beroende på om *lasten* antas *sinusfördelad* eller *jämnt fördelad* kan två olika gränstillstånd tecknas för denna brottmod, benämnt *globalt brott* i (tryckbrott i sprutbetongvalv), vilket illustreras i den högre delen av Figur 5-4. Eftersom dessa två gränstillstånd betecknar samma brott (men med olika beskrivning av last) behöver hänsyn tas till korrelation mellan gränstillstånden vid beräkning.

Fallet med globalt brott (tryckbrott i sprutbetongvalv) är aktuellt om det kan anses att bergmassan inte kan bära sig själv, till exempel vid låga horisontella krafter i berget, om bergmassan har låg hållfasthet eller då inga bultar finns installerade. Ingen hänsyn tas i detta fall till eventuell inverkan från installerade bultar i de analytiska beräkningarna, utan all last antas bäras av sprutbetongen. Denna betraktelse bygger emellertid på antagandet att hjässan approximeras som en halvcirkel med en konstant radie. I princip bör sprutbetongförstärkningen därför endast betraktas som en båge om den har en god valvform. Vid flackare tak på tunneln uppstår moment i valvet och konstruktionen måste då analyseras med numeriska metoder för en korrekt analys.

I ovanstående resonemang förutsätts att lasten härstammar från lösa bergblock eller löst berg på grund av plastisering eller otillräckliga tryckspänningar i bergmassan. Lasten kan emellertid också härstamma från ett svälltryck vid förekomst av svällande lera. Beroende på var i bergmassan som den svällande leran förekommer kan två principiellt olika lastfördelningar antas: (i) leran förekommer lokalt och resulterar i en osymmetrisk last som leder till ett lokalt brott, (ii) leran förekommer över hela tunnelns bredd, med utbredning längs med tunneln i en större zon, vilket resulterar i en symmetrisk last i hjässan över hela tunnelns bredd och leder till ett globalt brott. I det första fallet, med en osymmetrisk last där svälltrycket angriper mer lokalt kan dimensioneringen av sprutbetongens tjocklek utföras enligt samma principer som för blockutfall mellan bultar, men med den skillnaden att lasten utgörs av ett lokalt svälltryck istället för en last från blockets tyngd. I det andra fallet, med en symmetrisk last över hela tunnelns bredd, kan dimensioneringen av sprutbetongens tjocklek utföras med dimensioneringsfallet tyngdkraftbelastat valv. I detta fall utgörs lasten av svälltrycket istället för tyngden från en lös bergmassa.

Kontroll av vidhäftningsbrott

Då god vidhäftning antas råda kan följande uttryck användas för att uppskatta sprutbetongens vidhäftningskapacitet med hänsyn till lasten av ett löst block (Barrett & McCreath 1995):

$$R_a = \alpha \cdot \delta \cdot O \quad (5.11)$$

där α är vidhäftningshållfasthet mellan sprutbetong och bergmassan, δ är den lastupptagande ytan mellan sprutbetong och berg och O är omkretsen för den lastupptagande ytan mellan sprutbetong och berg. Brottet illustreras i Figur 5-5a.

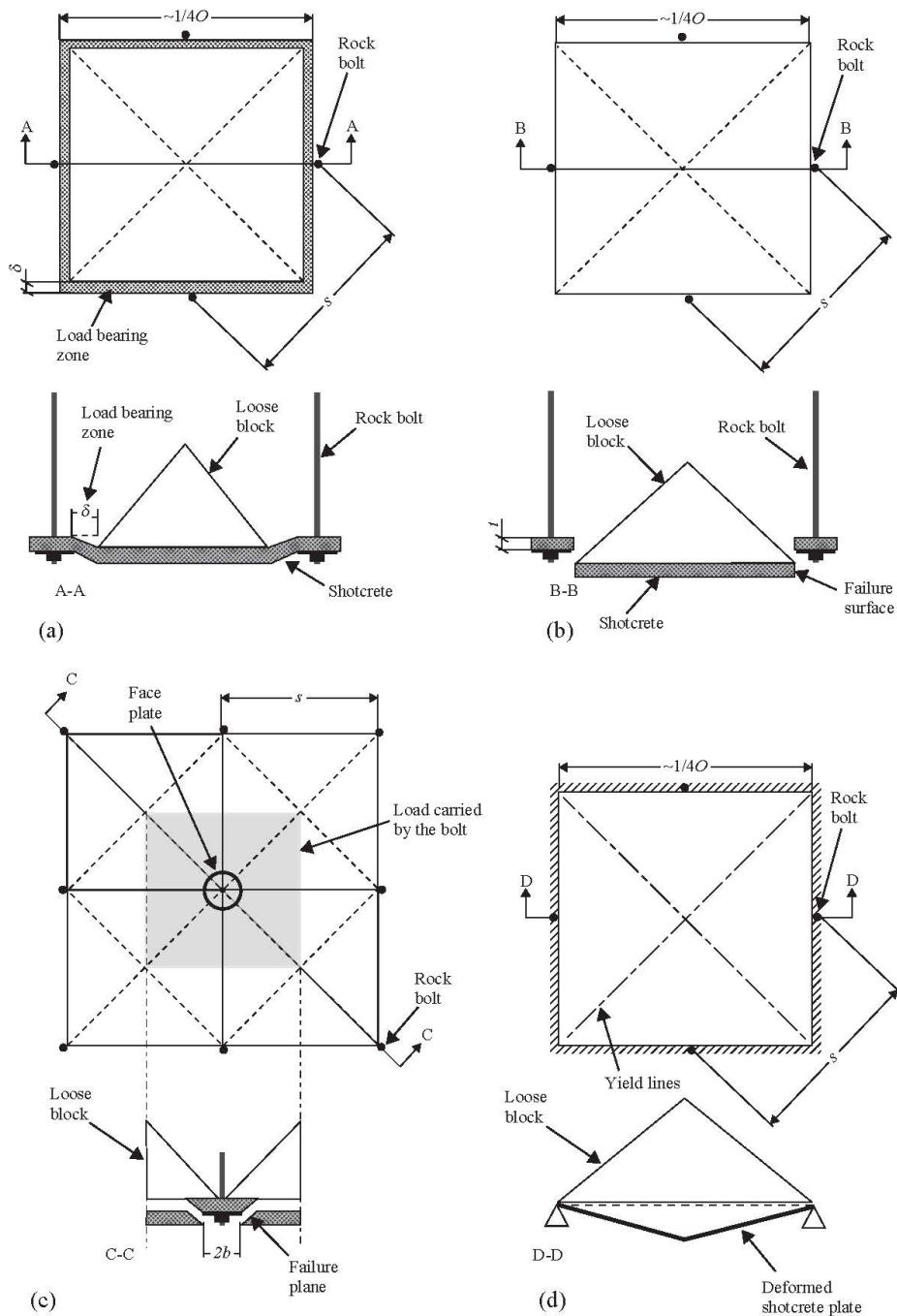
Enligt Lindfors et al. (2019) antas god vidhäftning råda då den karakteristiska vidhäftningshållfastheten $\alpha \geq 0,5$ MPa, vilket antas vara fallet då $RMR > 50$. Den lastupptagande bredden δ antas vara en funktion av sprutbetongskiktets tjocklek, t_c . I denna rapport har δ beräknats baserat på data från Holmgren (1979) och uppskattas enligt: $\delta = t_c \cdot 0,4$.

$$\delta = t_c \cdot 0,4 \text{ [mm]} \quad (5.12)$$

Vidhäftningsbrott sker då den applicerade lasten P överstiger R_a . Detta ger följande gränsuttryck:

$$G_a = R_a - P = \alpha \cdot \delta \cdot O - P \quad (5.13)$$

Lasten P utgörs av tyngden från det största block som bedöms få plats mellan bultarna. P beräknas normalt baserat på antagandet att lasten är kvadratisk med en pyramidisk last i rumden med sidolutningen 45° .



Figur 5-5 a) Vidhäftningsbrott, b) Direkt skjuvbrott, c) Stansbrott vid bultbricka, och d) Böjdragbrott (Bjureland et al. 2019) CC-BY 4.0.

Direkt skjuvbrott

Om α är tillräckligt, dvs inget vidhäftningsbrott sker, kommer sprutbetongens skjuvkapacitet vara avgörande. Skjuvbrott illustreras i Figur 5-5b och bärförmågan kan beräknas enligt (Barrett & McCreath 1995):

$$R_{d,sh} = f_{sh} \cdot t_c \cdot O \quad (5.14)$$

där f_{sh} är sprutbetongens skjuvhållfasthet. Kapaciteten bedöms tillräcklig om bärförmågan överstiger applicerad last. Detta ger följande gränsuttryck:

$$G_{d,sh} = R_{d,sh} - P = f_{sh} \cdot t_c \cdot O - P \quad (5.15)$$

Stansning vid bultbricka

I de fall då ingen vidhäftning mellan berg och sprutbetong kan tillgodoräknas kontrolleras normalt att stansning av bultbricka genom sprutbetongen inte kan inträffa (Barrett & McCreath 1995). Stansbrott av bultbricka genom sprutbetongen illustreras i Figur 5-5c och bärförmågan, $R_{p,sh}$, kan beräknas enligt (Holmgren 1992):

$$R_{p,sh} = f_{sh} \cdot \pi \cdot t_c (2b + t_c) \quad (5.16)$$

Där $2b$ är bultbrickans ekvivalenta diameter. Vidare antas det att brottet sker i ett antaget vertikalt plan på avståndet $(2b+t_c)/2$ från bergbulten. Kapaciteten bedöms tillräcklig om bärförmågan överstiger applicerad last. Lasten antas i detta fall komma från fyra block symmetriskt placerade runt bergbulten såsom illustreras i Figur 5-5c, vilket ger följande gränsuttryck:

$$G_{p,sh} = R_{p,sh} - P = f_{sh} \cdot \pi \cdot t_c (2b + t_c) - P \quad (5.17)$$

Denna brottmod är normalt inte dimensionerande och i denna rapport har den därför inte vidare beaktats i den fiktiva fallstudie som genomförs i kapitel 9.

Böjdragbrott

Vid kontroll för ett böjdragbrott kontrolleras om sprutbetongens momentupptagande förmåga överskrider. Böjdragbrott illustreras i Figur 5-5d. Den momentupptagande bärförmågan i fiberarmerad sprutbetong beräknas ur sprutbetongens böjdraghållfasthet. För osprucket stadium motsvarar detta sprutbetongens dragspänning vid "första sprickan". Den momentupptagande förmågan hos fiberarmerad sprutbetong, M_{fl} , kan beräknas med antagandet att $M_{fl} \geq M$ gäller för att uppnå stabilitet, där M är det maximala böjmomentet från den applicerade blocklasten P . Den momentupptagande förmågan kan beräknas med balkteori enligt:

$$M_{fl} = \frac{f_{ctm,fl} \cdot t_c^2}{6} \quad (5.18)$$

Där $f_{ctm,fl}$ är sprutbetongens böjdraghållfasthet. Sprutbetongens kapacitet bedöms tillräcklig om den överstiger applicerat moment. Detta ger följande gränsuttryck:

$$G_{fl} = M_{fl} - M = \frac{f_{ctm,fl} \cdot t_c^2}{6} - M \quad (5.19)$$

Tyngdkraftsbelastat valv

Vid ett tyngdkraftsbelastat valv antas lasten på sprutbetongen utgöras av ovanpåliggande symmetrisk last. Denna kan utgöras av bergmassa som inte kan bära sig själv på grund av t.ex. låg hållfasthet eller uppstå på grund av svälltrycket från aktiv lera om zonens utbredning och orientering skulle medföra det. Kontroll för detta fall utförs enligt dimensioneringslastfallet tyngdkraftsbelastat valv av sprutbetong. Metoden bygger på antagandet att endast tryckbelastning uppstår i valvet, d.v.s. lasten tas upp genom valvverkan, och förutsätter att sprutbetongbågen har en god valvform.

Erforderlig sprutbetongtjocklek, t_c , kan uppskattas för två olika lastfall, sinusformad last och jämnt utbredd last på hjässan. Brott antas ske då installerad sprutbetongtjocklek, $t_{faktisk}$, underskrider t_c . Vid antagande om en sinusformad last kan t_c bestämmas enligt (Holmgren 1992):

$$t_c = \frac{2 \cdot B \cdot q}{6.3 f_c} \sqrt{1 + \frac{B^2}{10 \cdot f^2}} \quad (5.20)$$

Där f är tunnelns pilhöjd, f_c är betongens tryckhållfasthet, B är tunnelns bredd och q är utbredd last. Gränstillståndet för detta fall kan därmed uttryckas som den faktiska sprutbetongtjockleken uppmätt i tunneln jämfört med den erforderliga och blir då:

$$G_{tv,sinus} = t_{faktisk} - t_c = t_{faktisk} - \frac{2 \cdot B \cdot q}{6.3 f_c} \sqrt{1 + \frac{B^2}{10 \cdot f^2}} \quad (5.21)$$

I de fall en jämnt utbredd last antas kan erforderlig sprutbetongtjocklek t_c bestämmas enligt (Stille & Nord 1990):

$$t_c = \frac{q \cdot B^2}{8 \cdot f \cdot f_c} \quad (5.22)$$

vilket resulterar i följande gränsuttryck:

$$G_{tv,jämn} = t_{faktisk} - t_c = t_{faktisk} - \frac{q \cdot B^2}{8 \cdot f \cdot f_c} \quad (5.23)$$

Den faktiska sprutbetongtjockleken antas här vara medelvärdesbildande. Det innebär att det inte är den absolut minsta sprutbetongtjockleken som blir styrande utan att viss kraftöverföring sker mellan tunnare skikt och tjockare vilket leder till att det är sprutbetongens medelvärde som blir styrande. Att detta är en rimlig approximation visades av (Bjureland et al. 2020), även om det vid vissa korrelations på sprutbetongens tjocklek kan vara en något lägre tjocklek som bestämmer bärförmågan.

6 Undersökningsmetoder

Många inlopps-, utlopps- och överledningstunnlar har varit vattenfyllda sedan de togs i drift och därmed ofta inte varit tillgängliga för inspektion. Vidare så saknas ofta dokumentation från byggtiden gällande bergets kvalitet och ibland även installerad förstärkning och förstärkningsstrategi. Dessutom är det, i de fall dokumentation finns, inte alltid lätt att tolka vad som faktiskt avses, åtminstone avseende bergmassans kvalitet, då beskrivningar ofta är kvalitativa och inte följer de idag vanligtvis använda systemen såsom RMR-, GSI- och Q-systemen.

Frånvaron av inspektioner i kombination med brister i dokumentationen från byggtiden gör att statusen på anläggningarna i många fall inte är känd. Ett sätt att bättre skatta potentiella brottmoder och indata till beräkningar, och på så sätt möjliggöra en noggrannare analys av brottsannolikhet är att utföra undersökningar. En kort genomgång av olika typer av undersökningar som kan utnyttjas ges nedan. Undersökningarna delas in i undersökningar som kan utföras i vattenfyllda tunnlar, undersökningar som kan utföras i tunnlar tömda på vatten samt yttre undersökningar, d.v.s. undersökningar som kan utföras från markyta eller närliggande undermarksanläggningar.

6.1 UNDERSÖKNINGSMETODER I VATTENFYLLD TUNNEL

Det finns moderna verktyg som kan användas för att med olika typer av undervattensfarkoster skaffa sig en uppfattning av tillståndet hos konstruktioner under vatten. Svensk och norsk vattenkraftindustri har under senare år genomfört tester av sådan ny teknik och en detaljerad genomgång utfördes av Hansson (2020) på initiativ av Energiforsks FoU-program Vattenkraftens bergfrågor och finns redovisad i Rapport 2020:660 *Inspektion av vattenfyllda tunnlar*. Genomgång av inspektionsmetoder och planeringsåtgärder som bör beaktas för att säkerställa att inspektionens syfte uppfylls diskuteras även i Nordström (2021).

Inspektion av vattenfyllda tunnlar utförs mestadels med ROV (Remotely operated vehicle), som är en kabelstyrd undervattensfarkost där föraren kallas pilot och sitter tryggt på en annan plats. Farkosten kan, jämfört med en dykare, inspektera områden som är farliga att vistas i och den kan ha en mycket lång drifttid för att utföra inspektionen. Förutom videoupptagning så är olika mätinstrument baserade på sonar (sound-navigation and ranging), vanliga på farkosterna. Med 3D-sonarer kan en hel tunnel avbildas med ett punktmoln med stor precision (centimeter), medan noggrannheten i planet kan bli mycket dålig bland annat för att det inte finns tillgång till GPS i en tunnel. Med fotogrammetri kan man från många högupplösta foton (t.ex. tagna från videoupptagning) skapa högupplösta 3D-punktmoln. Med dagens farkoster kan många tunnlar inspekteras med t.ex. video och 3D-sonar med enbart ett kort driftstillestånd.

Från inspektion med ROV kan tunnelns geometri bestämmas samt upptäcka om det har skett några betydande ras. Baserat på utfall av inspektionen kan också en bedömning göras om förekomst och läge för installerad förstärkning samt eventuellt dess status, i huvudsak större skador. Detta försvåras dock av dålig sikt samt smuts och alger på tunnelväggarna.

Ytterligare faktorer som kan försvåra undersökningar med ROV utgörs bland annat av:

- tunnelns tillgänglighet (går det att nå inspektionspunkterna)
- utstickande föremål, tex förstärkningsbult, då det finns risk för att en ROV fastnar med kabeln
- eventuella luftfyllda delar av tunneln då sonar inte kan bryta vattenytan
- vattenhastighet i tunneln, samt
- tunnelns längd

Det bör påpekas att utvecklingen av undervattensfarkoster har varit betydande de sista årtiondena, i dag går det till exempel att utföra en del andra uppgifter med en ROV som t.ex. att ta ut borrhärlor. Fortsätter utvecklingen på liknande sätt kan nyttan av inspektion av vattenfyllda tunnlar med ROV utökas. Eventuellt kan även system för inspektion av bergtunnlar med autonoma undervattensfarkoster så kallade AUV:er (Autonomous Underwater Vehicle) utvecklas och tillämpas.

6.2 UNDERSÖKNINGSMETODER I TÖMD TUNNEL

Undersökningsmetoder som kan tillämpas vid en på vatten tömd tunnel utgörs bland annat av kartering av berg, okulär besiktning av installerad förstärkning samt provtagning. Det bör noteras att undersökning av tunnlar på plats ofta är en omfattande insats som kräver till stor del samma förberedelser som direkta åtgärder (sättar/fångdamm, tömning, skrotning, inspektion), se avsnitt 7.1, för att säkerställa en god arbetsmiljö.

Fördelar med denna typ av undersökningsmetoder är att skrotningen gör att löst berg avlägsnas samt att det ger möjlighet till detaljkontroll av svaghetszoner och liknande. Även tvättning av ytor belagda med smuts och alger kan utföras för en bättre kontroll. Vidare kan förstärkning göras direkt av identifierade svaghetszoner.

Nackdelar är framförallt att det innebär stora kostnader för att säkra åtkomst, utföra skrotning och undersökningar samt för produktionsförluster. En tömning av tunneln kan också medföra en ökad risk för bergnedfall eller ras då lastförhållandena i tunneln förändras.

6.2.1 Tunnelkartering

Tunnelkartering är en visuell bergklassificering som sker på plats i tunneln. En karaktärisering av bergmassan görs baserat på bergart, bergarternas struktur/textur, bergets omvandlingsgrad och vittring, bergkvalitet, sprickförekomst (läge, avstånd, frekvens), sprickvidd, sprickråhet, sprickfyllnad (typ och tjocklek/mängd), uthållighet/spricklängd samt sprickornas orientering (strykning och stupning) och ett grundvärde som kallas basvärde tas fram baserat på ett bedömningssystem såsom RMR-, GSI- eller Q-systemen. Vid karaktärisering tas ej hänsyn till bergspänningar, tunnelutformning och orientering, samt vattentryck eller flöden in i tänkt tunnel.

Om bergmassan ska sättas i sitt sammanhang kan en klassificering också göras. Den görs ofta på samma sätt som karaktäriseringen men hänsyn tas då även till bergspänningar, sprickors orientering i förhållande till tunneln riktning samt yttre vattentryck i tunneln.

6.2.2 Okulär besiktning befintlig förstärkning

Befintlig förstärkning kan kontrolleras okulärt för att t.ex. upptäcka eventuell sprickbildning i sprutbetong, skador på bergbultar, ned-/utfall, ingjutning bult, etc.

6.2.3 Bomknackning

Bomknackning av sprutbetong utförs för att kontrollera om större sprutbetongpartier har släppt från underlaget.

6.2.4 Provtagning

Undersökningar i tömd tunnel kan också omfatta provtagning, dels av installerad förstärkning, t.ex. sonderingsborrning för att kontrollera sprutbetongtjocklek eller uttag av kärnor för att kontrollera hållfasthet, eventuell degradering, etc., dels av berget bakom installerad sprutbetong/betong om information saknas.

6.2.5 Inspektion med UAV/drönare

I likhet med ROV kan inspektion med drönare/UAV (Unmanned Aerial Vehicle) utföras för att inspektera områden som är farliga att vistas i då föraren kan sitta på annan plats.

Drönare kan förses med olika instrument och användas för t.ex. laserskanning. Drönare kan också förses med video och kamerafunktion; tunnelväggar och tak fotograferas med högupplösta bilder från olika vinklar och höjdlägen och bearbetas sedan till en 3D-modell för efterföljande inspektion. Ett problem vid inspektion med drönare är belysning samt smuts och alger på tunnelväggarna.

En ytterligare nackdel med drönare är att de kan vara svåra att navigera med i en tunnel. Till exempel kan endast en liten del av tunneln inspekteras om inte drönaren får flyga bortom fjärrpilotens synhåll. Eventuellt kan detta överkommas med hjälp av autonoma drönare med krocksensorer. Dessa har dock i dagsläget en begränsad räckvidd. I likhet med ROV så har utvecklingen av drönare varit betydande de sista åren, vilket medför att nya användningsområden kan förväntas att utvecklas inom en nära framtid.

6.3 YTTRE UNDERSÖKNINGAR

Med yttre undersökningar avses undersökningar som kan utföras från markytan eller från närliggande undermarksanläggningar om sådana förekommer och är tillgängliga. Dessa utförs i huvudsak för att få bättre kunskap om de geologiska förhållandena i området om information från byggtiden saknas eller är bristfällig. De kan också användas för att få utökad information om eventuella kända problemområden såsom till exempel svaghetszoners orientering och utbredning. Meto-

derna lämpar sig generellt inte för undersökning av omfattning och status på befintlig förstärkning.

Undersökningsmetoder från markytan eller närliggande undermarksanläggningar utgörs i huvudsak av berggrundskartering, undersökningsborrningar och borrhålsundersökningar samt geofysiska undersökningsmetoder.

Fördelar med yttre undersökningar är att de utförs utvändigt och därmed inte leder till produktionsförluster eller kostnader för avställningar. Nackdelarna är att de ger information om omgivningen och inte direkt i själva tunneln och tolkningen av resultaten kan likställas med en ingenjörsgelogisk prognos snarare än faktiska förhållanden.

6.3.1 Berggrundskartering

Berggrundskartering avser dokumentation av sprickegenskaper såsom strykning/stupning, längd och mineralutfyllning på utvalda hållar, samt att mäta in sprickornas läge och fotografera. Detta ger en översiktlig bild av geologin, strukturgeologin och bergmassans kvalitet i området. Då det endast baseras på de ytliga bergförhållandena medför det dock en osäkerhet gällande geologin och bergmassans kvalitet i nivån för den studerade tunneln. Om det finns befintliga bergsskärningar och undermarksanläggningar i området till vilka access kan erhållas kan även dessa utnyttjas för att samla in kunskap om bergets karaktär.

För att öka kunskapen om stora strukturer i området kan kartering kompletteras med en så kallad lineamentsanalys som utförs på topografiska kartor eller flygfotografier. Lineament ger information om den regionala (storskaliga) strukturgeologin samt eventuella svaghetszoner som förekommer i jordfyllda svackor.

6.3.2 Borrning

Borrningar och borrhålsundersökningar kan användas för att få detaljerad geologisk, hydraulisk och bergmekanisk information. Det finns flera olika typer av borrning som kan tillämpas varav de vanligaste är jord-bergsondering, hammarborrning och kärnborrning.

Jord-bergsondering

Jord-bergsondering går ut på att slå sig ner till berget där större motstånd uppvisas, normalt borrar det ca 3 - 5 m i berg. Jb-sondering används för översiktlig undersökning av jordlagerföljder samt för bestämning av bergnivå. Jb-sondering kan också användas för att grovt bedöma bergets kvalitet baserat på efterföljande tolkning av registrerade borrarparametrar, t.ex. borkronans sjunkhastighet. Borkkaxet innehåller även information om bergartens mineralsammansättning.

Metoden är en av de mest förekommande geotekniska undersökningsmetoderna i Sverige då den är enkel och konstadseffektiv. Den nyttjas dock främst som underlag i det tidiga projekteringsskedet, bland annat för planeringen av ytterligare undersökningar då endast översiktlig information erhålls gällande jordlagerföljden. Då även undersökningsdjupet i berg är begränsat, behöver metoden ofta kom-

pletteras med andra typer av undersökningar för att erhålla information om bergmassans egenskaper vid nivån för befintliga bergtunnlar.

Jb-sondering kan också användas för att kalibrera/verifiera tolkningar från geofysiska undersökningar, se avsnitt 7.3.5.

Hammarborrning

Även hammarborrning används för att fastställa djup till bergövertytan kan den också användas för att få geologisk information genom t.ex. observation och analys av borrhåls samt från eventuell registrering av borrhålsparametrar, t.ex. borrhålsdjup. Då ingen borrhålskärna erhålls vid hammarborrning, utgör borrhålsundersökningar ett bra komplement för att erhålla bra information om bergets egenskaper.

Undersökningsmetoder som kan tillämpas i borrhål utgörs av hydrauliska tester och, förutsatt att hålväggarna inte påverkas kraftigt av borringen, optisk borrhålsfilmning, se avsnitt 7.3.4, som kan användas för att identifiera detaljer som bergarter, dess gränser samt strukturernas mönster som spricköppning, strykning och stupning. Borrhålen kan också användas för utförande av geofysiska mätningar.

Fördelen med hammarborrning är att det är en effektiv borrhålsmetod som kan producera långa relativt raka hål på betydligt kortare tid än kärnborrning. Även kostnaderna skiljer de två metoderna åt, där hammarborrning är betydligt billigare än kärnborrning. Nackdelen är som beskrivet ovan att ingen kärna erhålls.

Kärnborrning

Kärnborrning innebär att cylindriska provkärnor borrar ut ur berget med hjälp av en ringformad borrhålskrona. Borrhålskärnan som plockas upp placeras i kärnlådor för vidare undersökningar, t.ex. kärnkartering där geologerna fastställer bergets geologi, mineralogi och kvalitet. Borrhålskärnor kan också användas som underlag till laboratorieförsök för bestämmande av det intakta bergets samt sprickors hållfasthets- och deformationsegenskaper och även laboratorieförsök för att studera en specifik egenskap, till exempel svälltryck för lerprover från sprickfyllningar och risk för nedbrytning av vissa typer av berg på grund av vittringsprocessen. För att erhålla sprickfyllnadsmaterial vid dålig bergkvalité krävs emellertid kärnborrning med så kallad trippel-tub som skyddar kärnan från spolvattnet och förhindrar att materialet spolats bort vid borring.

Orienterad borring är ett komplement till kärnborrning som kan utföras för de fall då det bedöms viktigt att bestämma orienteringen på t.ex. sprickplan och bergartsgränser som korsar borrhålet. Om orienterad kärnborrning inte utförs kan orientering av sprickor och andra geologiska strukturer bestämmas med hjälp av optisk (borrhålsfilmning, OPTV) eller akustisk (ATV) televiwerundersökning av borrhålet efter slutförd kärnborrning. Det är då viktigt att borrhålets diameter anpassas till utrustningen för borrhålsfilmning, ofta krävs en diameter på 56 mm och uppåt.

Kärnborrning utförs generellt vertikalt eller med lutande hål. På senare år har dock också styrd kärnborrning börjat användas. Styrd kärnborrning innebär att borrhålets riktning aktivt kan styras samtidigt som prover tas ur marken. På så sätt kan ett

styrta borrhål ersätta flera vertikala och/eller lutande hål. Metoden bedöms dock fortfarande dyr och endast få aktörer har möjlighet att utföra den.

Kärnborrade borrhål kan också användas för spänningsmätning.

6.3.3 Kärnkartering

Kärnkartering fokuserar i huvudsak på bestämning av bergarter, bergarternas struktur/textur, bergets omvandlingsgrad och vittring, bergkvalitet, sprickförekomst (läge, avstånd, frekvens), sprickvidd, sprickråhet, sprickfyllnad, samt om orienterad borring utförts, sprickornas orientering (strykning och stupning).

Kärnkartering utförs ofta med hjälp av klassificeringssystem såsom Q-systemet, RMR och/eller GSI.

6.3.4 Borrhålsundersökningar

Undersökningsmetoder som kan används i samband med borrhåll är borrhålsfilmning, geofysiska undersökningar i borrhål samt hydrauliska undersökningar såsom vattenförlustmätningar och vattenprovtagning. Även information från själva borrhållarna, såsom borrhållarens egna observationer, borrsjunkning, kaxprovtagning etc., kan användas för att erhålla information om bergmassans egenskaper.

Borrhålsfilmning

Borrhålsfilmning är en effektiv metod för avbildning av borrhållsväggarna och kan utföras i de flesta typer av borrhål, både kärn- och hammarborrhål samt Jb-sonderade hål. I samband med borrhålsfilmning sker optisk filmning med OPTV (Optical Televiewer) eller BIPS (Borehole Image Processing System) av borrhållsväggarna, vilket ger en orienterad, kontinuerlig och högupplöst färgbild av borrhålet i ett plan (360 grader). Bilden kan därefter användas för att orientera sprickor/spricksystem samt utgöra referens gällande sprickors apertur och karaktär. Vid kärnborrade hål ger borrhålsfilmning också värdefull information gällande kärnförluster och krosszoner.

Liknande information kan erhållas genom loggning av borrhållsväggar med akustisk televiewer.

Borrhålsradar

Borrhålsradar utnyttjar samma principer som georadar, se avsnitt 7.3.5, och kan tillämpas i såväl hammar- som kärnborrade hål. Metoden ger information om bergartsgränser, orientering av sprickor/spricksystem samt eventuella hålrum.

Geofysisk borrhållsloggning

Metoden bygger på att elektriska, magnetiska och seismiska parametrar mäts på plats i borrhålet. Mätningarna kan kombineras med optisk eller akustisk televiewer, och kan utföras i såväl hammar- som kärnborrade borrhål. Information som kan erhållas utgörs av bergmassans elastiska egenskaper, identifiering av

svaghetszoner, identifiering av bergartsgränser, sprickfrekvens, sprickvidd samt sprickriktning.

Geofysisk mellanhålsmätning

Metoden bygger på att elektrisk eller seismisk mätning utförs med källor i ett borrhål och mottagare i ett annat hål eller på marken. Mätning kan utföras i såväl hammar- som kärnborrade borrhål och information som kan erhållas utgörs av tredimensionell fördelning av markens elastiska egenskaper samt tredimensionell utbredning av svaghetszoner.

Hydrauliska tester

Hydrauliska tester såsom vattenförlustmätning och provpumpning kan användas i såväl hammarborrade, kärnborrade som Jb-sonderade hål i syfte att bestämma grundvattennivå, läge för vattenförande sprickor och hydraulisk konduktivitet i bergmassan.

6.3.5 Geofysiska undersökningsmetoder

Geofysiska mätmetoder innebär att undersökning sker genom att mäta markens fysikaliska egenskaper från markytan. Metoderna är således icke-förstörande och kräver ej tillträde till tunneln. Geofysiska undersökningar används därför ofta i tidiga skeden för att erhålla översiktlig information om den allmänna geologin i området och identifiera potentiella svaghetszoner vilka skulle kunna påverka tunnelns stabilitet; men kan också användas för att erhålla information gällande de geologiska förhållandena längs med befintliga undermarksanläggningar.

Exempel på geofysiska metoder som utförs från markytan och som kan ge information om de geologiska förhållandena längs med hela eller delar av en tunnels sträckning utgörs av georadar, elektromagnetiska metoder, magnetometri, seismiska metoder och resistivitetsmätning (CVES). Flertalet geofysiska metoder såsom georadar och resistivitetsmätningar kan också användas för mätning i borrhål.

Genom att en mer sammanhängande bild av berg och jord erhålls medelst geofysiska mätmetoder utgör de ofta också ett ekonomisk alternativ för att optimera konventionella borrhålsinsatser till avsnitt där de är mest motiverade. Det rekommenderas dock att geofysiska metoder kombineras med någon form av borrhålsborring, till exempel Jb-sondering, i syfte att verifiera de geofysiska mätningarna och kalibrera mätresultaten.

Ytterligare beskrivningar av geofysiska mätmetoder finns i bland annat Sjödahl et al. (2019) samt i Sparrenbom et al. (2022).

Georadar

Georadar fungerar i princip som ett ekolod; en sändare sänder en signal ned i marken som reflekteras och registreras av en mottagare. Till skillnad från ett ekolod använder sig dock inte ett radarinstrument av akustiska vågor utan av en högfrekvent elektromagnetisk signal. På så sätt kan alla objekt i marken som uppvisar en kontrast i elektriska egenskaper till omgivande media, t.ex. sten, plast och metall, registreras och detekteras. Genom reflektion av de elektromagnetiska vågorna mot

olika geologiska gränser kan djupet till berg, torvdjup och mäktighet av enskilda jordlager bestämmas. Georadar har ett stort antal tillämpningar vilka innefattar undersökning av mäktighet och djup på jordlager, djup till berg, fyll och grundvatten, sprickor/sättningar och hålrum. Georadar är dock inte lämplig för undersökning av bergmassans kvalitet från markytan, men kan vara möjligt genom användning i borrhål.

Elektromagnetiska metoder

Elektromagnetiska metoder (EM) mäter den elektriska konduktiviteten i marken. Olika bergarter, jordlager, grundvatten och objekt i marken uppvisar variation i den elektriska konduktiviteten. Elektromagnetiska metoder används bland annat för indikering av förekomst av berg, hålrum och vattenfyllda sprickor.

Magnetisk mätning

Magnetometrar används för att bestämma lokala variationer i det jordmagnetiska fältet för att identifiera jord- och bergartsenheter, svaghetszoner och potentiella vattenförande zoner.

Seismiska metoder

Den refraktionsseismiska mätmetoden introduceras på 1920-talet och uppstod ur resultaten från försök att med gångtidmätning lokalisera saltomer och spricksystem i jakten på olja (SGF:s Metodblad). Den fortsatta utvecklingen av metoden har styrts av vilken information man önskat få och vilka geologiska förutsättningar som funnits på den aktuella platsen.

Metoden bygger på att en skapad energipuls rör sig med olika hastigheter i olika material. Hastigheten beror av materialets elastiska egenskaper och dess densitet och karakteriserar alltså ett material utifrån dessa parametrar. Som tur är utgör skillnader i dessa egenskaper ofta även skillnader i materialets praktiska egenskaper såsom de definieras i geologiska och geotekniska termer.

I traditionell refraktionsseismik utnyttjas kompressionsvågen, kallad P-våg, som är den snabbaste av de olika vågtyper som alstras vid till exempel en explosion eller stöt i marken. När P-vågsfronten träffar ett underliggande lager kan refraktion inträffa, som är det fysikaliska fenomen som gett metoden dess namn. Den refrakterade vågstrålen skapar nya vågfronter som sänds tillbaka upp mot markytan, där ankomsten kan registreras av geofoner känsliga för rörelser och tryck. Delar av energin kan fortsätta nedåt i lagerserien där ny refraktion kan ske i nästa lagergräns. Genom bestämning av gånghastigheter går det att skilja mellan t.ex. sand, lera, morän och berg.

Refraktionsseismik används för att kartlägga djup till berg, hålrum, jordlagers mäktighet och utbredning; sprickzoner och mineraliseringar.

Metoden har sin fördel när förutsättningarna för konventionell sondering är begränsade på grund av svår terräng och stora block.

Resistivitetsmätning (CVES)

Principen för resistivitetsmätning är känd sedan början av 1900-talet, men metoden genomgick en kraftig utveckling under framför allt 1990-talet där automatisering av datainsamlingen samt utveckling av datormodellering har förbättrat metodens användbarhet (SGF Metodblad).

Metoden bygger på att markens resistivitet mäts genom att sända en elektrisk ström av känd storlek genom två elektroder, samtidigt som den potential som uppstår i marken mäts. Den uppmätta potentialen utgör underlag till geologisk tolkning då olika geologiska material uppvisar olika resistivitet/specifikt elektriskt motstånd.

Mätning med automatiserad resistivitetsmätning kan bland annat användas för att undersöka jordlagerföljder, djup till berg samt sprick- och krosszoner i berg.

7 Möjliga underhållsåtgärder

Åtgärder i tunnlar kan delas in i underhållsåtgärder som utförs för att säkerställa eller förlänga tunnelns kvarvarande livslängd samt reparationsåtgärder som utförs efter att ett ras ägt rum. Innan åtgärder som utförs för att säkra tunnelns stabilitet kan utföras, oavsett om dessa avser underhålls- eller reparationsåtgärder, behöver också en del förberedande arbeten ske, vilka kan innefatta tömning av tunneln på vatten, skrotning, byggande av tillfartsvägar etc.

7.1 FÖRBEREDANDE ARBETEN

För att kunna utföra underhållsåtgärder behöver access till den vattenfyllda tunneln erhållas. Tunneln behöver således tömmas på vatten. För en del tunnlar finns förberett så att luckor/sättar ska kunna användas för att avskärma mot vattendrag, detta är dock inte alltid fallet. I vissa fall kan en fångdamm behöva anläggas.

För att tömma tunneln på vatten behöver också länsumpning utföras. Beroende på tunnelns storlek kan det ta flera dagar, till och med veckor, innan man når en nivå som tillåter att arbeten utförs i torrhet. Inläckage i tunneln, t.ex. genom uppströmsluckor och/eller från berget kan medföra att omfattande länsumpning behöver ske under perioden som underhållsåtgärder pågår.

Beroende på anläggningens utformning och hur tillfart till tunneln sker samt om åtgärder avser hela eller en specifik del av tunneln, kan anslutande tunnlar samt delar av tunneln som kommer att användas för tillfart till aktuellt område inspekteras och säkras genom skrotning. Vid behov kan även ny förstärkning installeras, se avsnitt 8.2.

Baserat på typ av fordon och maskiner som behöver användas kan vägar behöva byggas, t.ex. genom utplacering av massor om tunnelgolvet är för ojämnt för framförande av fordon. Väggar kan också behöva byggas ovan mark för att tillfart till tunneln ska kunna ske.

Det bör noteras att tömning av en vattenfylld tunnel medför en förändrad lastsituation som bör analyseras innan beslut om tömning tas. Detta beskrivs och diskuteras även i Berglund & Lindblom (2019).

7.2 UNDERHÅLLSÅTGÄRDER

Underhållsåtgärder utgörs i huvudsak av ersättning av befintlig förstärkning med hänsyn till dess skick och/eller installation av kompletterande förstärkning med hänsyn till nuvarande kunskapsläge. Vanliga förstärkningsmetoder utgörs i huvudsak av installation av bult samt sprutbetong. Vid mer komplexa förhållanden kan även installation av betonginklädnad vara aktuellt.

I de delar där tunneln är oförstärkt sedan tidigare kan förstärkningsbehovet baseras på en kartering av berget. Det bör dock påtalas att väggar och tak kan vara täckta av alger och smuts varvid tvättning av väggar och tak måste utföras innan kartering.

I de fall förstärkning förekommer bör också en kontroll av installerad förstärkning ske. Detta kan ske genom okulär besiktning, t.ex. kontroll av eventuell sprickbildning i sprutbetong eller betong, skador på bergbultar, utfall av block, kontroll av bultarnas ingjutning och också genom provtagning.

I de fall sprutbetong förekommer kan också bomknackning utföras för att kontrollera om större sprutbetongpartier har släppt från underlaget. Detta moment bör utföras med speciell maskinell utrustning och med stor försiktighet.

Om skadad förstärkning påträffas bör denna ersättas med ny förstärkning till minst tidigare installerad omfattning. Om nuvarande kunskapsläge indikerar på ett större förstärkningsbehov, eller om det framkommer något som medför att utökad förstärkningsmängd krävs för att säkerställa tunnelns operativa skick under önskad kvarvarande livslängd kan också kompletterande förstärkning behöva installeras.

Det bör noteras att i de fall befintlig förstärkning utgörs av betong eller sprutbetong är det svårt att bedöma bakomliggande bergs kvalitet och även installerad mängd förstärkning. I dessa fall kan det vara lämplig att borra ut kärnor för kontroll/verifiering av bergmassans samt betongens/sprutbetongens kvalitet och tjocklek.

7.3 REPARATIONSÅTGÄRDER

Med reparationsåtgärder avses de åtgärder som utförs för att återställa tunneln i operativt skick efter att ett ras påträffats. Reparationsåtgärder kan ofta delas in i temporära och permanent åtgärder. De temporära åtgärderna avser åtgärder som utförs för att säkra arbetsmiljön i tunneln i samband med t.ex. utlastning av rasmassor samt installation av permanent förstärkning som dimensioneras för att säkerställa tunnelns återstående livslängd.

Permanent åtgärder består ofta i installation av en betonginklädnad i och på ömsom sidor av det område där ett ras inträffat, se tex Ålenius et al. (2023) och Hultman et al. (1993). De kan dock också utgöras av mer konventionell bergförstärkning såsom sprutbetong och bult. Val av förstärkningslösning är specifikt för varje fall och beror av bland annat av orsak till raset, t.ex. förekomst av leror med svällande egenskaper, och rasområdets omfattning i längd och höjd.

Temporära åtgärder väljs också efter specifika förhållanden på plats och kan utgöras av bland en förbiledningstunnel, frysning av rasområdet, en skyddande stålsköld samt rörspiling.

En förbiledningstunnel, så kallad by pass-tunnel, kan i ett flertal fall vara ett alternativ för att passera ett komplicerat rasområde. Metoden är ofta dyr och tidskrävande att utföra då den kräver tunneldrivning inom eller i nära anslutning till den svaghetszonen där ras inträffat, men har många gånger visat sig vara den enda applicerbara metoden för att åtminstone i en inledande fas öppna upp en passage förbi ett rasområde. När väl förbiledningstunneln har utförts kan reparation och förstärkning av rasområdet utföras från både upp- och nedströms arbetsfronter. Alternativt används förbiledningstunneln som permanent lösning och access till rasområdet pluggas endast igen.

Frysning, det vill säga inborrning av kylrör som fryser ner ett kritiskt parti med mycket dåligt berg för att sedan kunna underlätta en tunnel igenom det, utförs främst vid utschaktning av nya tunnlar. Rätt applicerad kan metoden vara mycket effektiv, men den är samtidigt mycket dyr att utföra.

Lösning med en temporärt skyddande stålsköld går ut på att en sköld tillverkas i sektioner och monteras i tunneln samt trycks genom rasmassorna samtidigt som dessa lastades ut inifrån skölden. Metoden har använts tidigare för reparation av tunnelras, bland annat efter ras i Bolmentunneln, se t.ex. Ellison et al. (2010), där skölden efter slutförd utlastning användes som gjutform. Det är dock oklart hur den fungerar för större tunnlar, och det finns även oklarheter gällande tid och kostnad.

Rörspiling består i att en skärm av foderrör ("spilingrör") borrar in i en angiven vinkel i tunneltakets längdriktning, med start ett antal meter innan rasmassorna. Spilingen installeras för att uppnå ett stabiliserande och skyddande valv där lasten primärt kan tas av mer kompetent berg efter raset och/eller t.ex. sprutbetongbågar innan raset. De installerade foderrören injekteras för att uppnå bästa skyddande konstruktion, och kan även kompletteras med ytterligare förstärkning för att få en högre böjstyvhet. Delvis överlappande skärmar används vid behov för att täcka en längre sträcka i tunnelns längdriktning om rasets utbredning är för långt för att förstärkas med enbart en skärm. Med en överliggande stabiliserande skärm utförs sedan progressiv urlastning av rasmassorna samt kontinuerlig ytterligare förstärkning.

8 Förslag på ramverk för optimalt tunnelunderhåll

8.1 INLEDNING

Som beskrivs i avsnitt 4.2 bör de beslutsprocesser som beskrivs av Straub & Faber (2005), Barone et al. (2014), Goulet et al. (2015) samt Spross & Johansson (2016) även kunna användas för att optimera underhåll av vattenfyllda tunnar. Gemensamt är att de använder så kallad pre-posterior analys och i förväg analyserar möjliga åtgärder och undersökningar baserad på befintlig information ("prior knowledge").

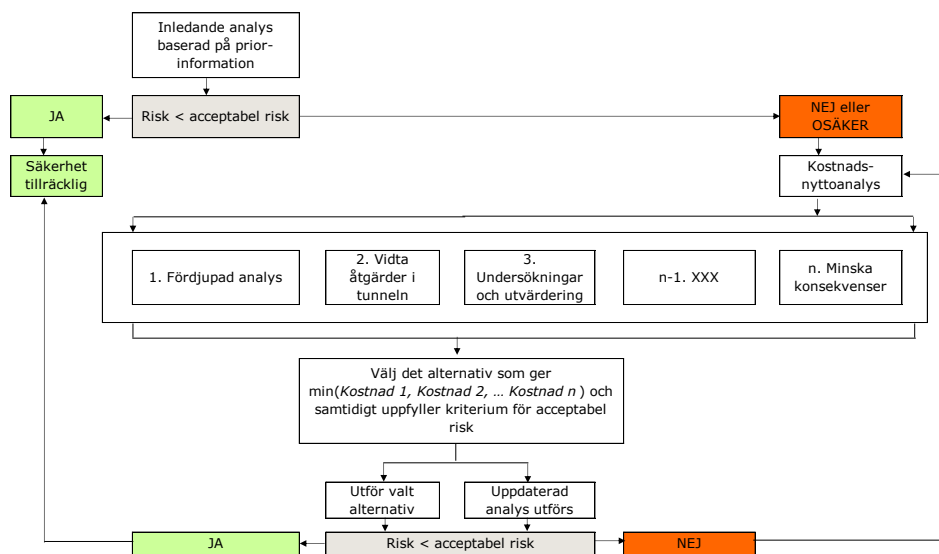
En skillnad är att i de fall då endast ekonomiska konsekvenser kan uppkomma är det inte nödvändigt att optimera mot en acceptabel brottsannolikhet, utan det är möjligt att istället att optimera kostnaderna, d.v.s. göra en riskminimering.

Baserat på litteraturgenomgången och erfarenhet från tidigare Energiforsksprojekt "Sannolikhetsbaserat ramverk för beslutsstöd" (Westberg Wilde et al. 2020) föreslås ett liknande ramverk för beslutsfattande av underhållsåtgärder för vattenfyllda tunnar, se Figur 8-1. Den använda metodiken baseras på tre delar: (i) en inledande analys, (ii) en kostnads-nyttoanalys (pre-posterior analys), och om så behövs (iii) en uppdaterad analys. Nedan följer en redogörelse för de ingående delarna i analysen.

Först görs en *inledande* analys. I denna används information om den aktuella tunneln för att skatta sannolikheten för brott samt brottets konsekvens. Ofta finns flera felmoder och flera möjliga brott med olika sannolikhet och olika konsekvens, och samtliga behöver då beskrivas. Därefter görs en bedömning av om risken är acceptabel. Om risken anses acceptabel är det inte nödvändigt att gå vidare, utan bedömningen är att inget ytterligare behöver göras.

Om risken inte är acceptabel görs en *kostnads-nyttoanalys* där mer detaljer inhämtas och olika möjligheter vägs mot varandra. I kostnads-nyttoanalysen görs vidare analyser av utfall av respektive undersökt möjlighet. Ett beslutsträd upprättas, där samtliga åtgärds- och undersökningsmöjligheter inkluderas. Kostnader skattas för olika åtgärder och undersökningar, och sannolikheten för olika utfall skattas. Utifrån detta är det möjligt att beräkna vilket beslut som är mest fördelaktigt.

Beroende på om enbart ekonomiska konsekvenser kan uppkomma, eller om konsekvenserna även kan innebära förlust av människoliv, kommer detta resultera i två principiellt olika beslutsträd.



Figur 8-1 Övergripande beskrivning av metodik.

Uppdaterad analys kan utföras i de fall där vald åtgärd baserad på kostnads-nyttanalysen är att utföra vidare undersökningar. Syfte med den uppdaterade analysen är att integrera tillkommande information från undersökningarna i beslutsprocessen och kontrollera att ställda krav på säkerhet uppfylls. Om den uppdaterade analysen visar på otillräcklig säkerhet behövs även andra åtgärder. Resultatet från den uppdaterade analysen används då för att uppdatera kostnads-nyttanalysen och fatta det mest fördelaktiga beslutet kring vidare åtgärder.

8.1.1 Inledande analys

Den *inledande analysen* startar med en genomgång av tillgänglig information. Informationen kan bestå av geologiska förutsättningar såsom geologi vid tunneln, erfarenheter från byggtiden, utförda förstärkningsåtgärder, erfarenheter från drift, SGU:s kartor över Sveriges geologi, etc. Utifrån denna information identifieras vilka felmoder som kan vara aktuella.

Den inledande analysen kan därefter genomföras på två olika detaljeringsnivåer baserad på omfattningen av den tillgängliga informationen. Om informationen är begränsad kan en ren frekventistisk analys genomföras, vilken baseras på grova och mycket konservativa skattningar av de aktuella förutsättningarna jämfört med tidigare kända inträffade ras. I en sådan analys kan till exempel förekomst av lerlag eller större svaghetszoner i bergmassan i anslutning till tunneln i kombination med begränsad förstärkning få stor vikt och göra att det anses relativt sannolikt med brott, medan avsaknad av större lerfyllda lag eller svaghetszoner och kompetent berg kan göra att sannolikheten sätts relativt lågt.

Om informationen är mer detaljerad kan den inledande analysen genomföras med mer noggrannare beräkningar av brottsannolikheten för de aktuella brottmoderna.

Konsekvenserna av brott skattas därefter. Brottets storlek kan till en början göras utifrån analys av inträffade fall med konservativa antaganden. Om det finns skäl

att anta att människoliv kan vara i fara sätts ett värde på acceptabelt säkerhetsindex, β_{target} . Där människoliv inte är i fara kan det i den inledande analysen ändå vara bra att utgå ifrån ett acceptabelt säkerhetsindex, men till en lägre nivå (t.ex. 3,8 istället för 4,8).

Riskbedömning görs genom att jämföra beräknat eller bedömt säkerhetsindex mot acceptabelt säkerhetsindex, d.v.s. kontroll av om $\beta \geq \beta_{target}$ (eller motsvarande om beräknad brottsannolikhet är lägre än acceptabel). Se vidare i avsnitt 4.4.

8.1.2 Kostnads-nyttoanalys

Ifall den inledande analysen visat att riskerna inte är acceptabla är det lämpligt att göra en kostnads-nyttoanalys av de undersöknings- och underhållsåtgärder som är möjliga samt deras förväntade utfall.

Övergripande finns då möjligheten att direkt göra åtgärder, att göra undersökningar, eller att, då det visar sig vara mest kostnadseffektivt, välja att inte göra något alls. Det är också möjligt att en noggrannare och mer detaljerad analys kan påvisa att riskerna är acceptabla. En svårighet är att i förväg bedöma utfallet av en undersökning eller åtgärd.

Kostnads-nyttoanalysen syftar till att välja den åtgärd/undersökning som ger lägst förväntad kostnad och uppfyller acceptabel brottsannolikhet. Denna optimering görs utifrån en justering av den metodik som beskrivs i Spross & Johansson (2016) Det optimala beslutet vid risk för människoliv ges då av

$$e_{opt} = arg \min \left\{ \left\{ \sum_{j=1}^n P(z_j|e_i) C(e_i, z_j, a_j) \middle| p_f^{(e_j, z_j, a_j)} \leq p_f^t \right\} \right\}. \quad (8.1)$$

Där $P(z_j|e_i)$ är sannolikheten att få utfall z_j när någon åtgärd/undersökning e_i används. $C(e_i, z_j, a_j)$ beskriver förväntade kostnader för vardera utfall och ges av:

$$C(e_i, z_j, a_j) = \sum_{k=1}^m C(e_i, z_j, a_j, \theta_k) P(\theta_k | e_i, z_j, a_j) \quad (8.2)$$

Där $C(e_i, z_j, a_j, \theta_k)$ är förväntade kostnader för händelse θ_k (inkluderat kostnader för att utföra design, samt åtgärder som är nödvändiga vid denna händelse), och $P(\theta_k | e_i, z_j, a_j)$ är sannolikheten att händelse θ_k inträffar. För analys i denna rapport är θ_k vanligen brott i tunneln eller inte brott i tunneln. Vid analys av olika storlek på utfall kan θ_k till exempel beskriva fullständigt brott, igensättning till x%, igensättning till y%, inget brott. Endast designlösningar för vilka acceptabel brottsannolikhet uppnås inkluderas, vilket säkerställs genom kriteriet $p_f^{(e_j, z_j, a_j)} \leq p_f^t$.

Vid endast ekonomiska konsekvenser behöver det sista kriteriet inte uppfyllas och optimeringen kan då skrivas som

$$e_{opt} = arg \min \left\{ \sum_{j=1}^n P(z_j|e_i) C(e_i, z_j, a_j) \right\} \quad (8.3)$$

d.v.s. det är en minimering av förväntade kostnader (riskminimering).

Exempel på åtgärder som kan genomföras är fördjupad analys, direkta åtgärder, undersökningar, inga åtgärder/undersökningar eller att minska konsekvenserna. Dessa typer av åtgärder beskrivs mer utförligt nedan.

Fördjupad analys

Den inledande analysen är vanligtvis relativt grov. Att fördjupa analyserna av sannolikhet för brott och/eller konsekvenser kan i vissa fall vara tillräckligt för att påvisa att risken är acceptabel.

En första del som kan vara lämplig att utföra är en fördjupad analys av geologiska förutsättningar, utförda förstärkningar mm. Utgångspunkt är informationen från den preliminära analysen, men ytterligare information inhämtas. Exempel på informationsinhämtning är arkivsökning i egna arkiv och riksarkiv, kontroller av berg i området, mm. Från informationen kan bedömningar göras av parametrar som påverkar analyserade felmoder. Omfattningen av fördjupade analyser beror på förutsättningarna och tillgång på information. Där informationstillgången är god kan denna typ av komplettering vara tillräcklig för att möjliggöra en mer detaljerad analys.

Fördjupad analys av konsekvenserna kan i vissa fall påvisa att riskerna är acceptabla. En fördjupad analys avseende detta kan inkludera noggrannare analys av förväntade produktionsförluster, åtgärdsalternativ och liknande, men även djupare analyser av hur ett tunnelras kan påverka omgivningen och tredje man.

Fördelarna med en fördjupad analys är att det är förhållandevis billigt, nackdelarna är att det ibland är svårt att göra djupare analyser och bedömningar utifrån ett begränsat underlag. Den fördjupade analysen utmynnar förhoppningsvis i en noggrannare skattning av sannolikhet för brott. I vissa fall kan den förbättrade bedömningen göra att vidare analys eller åtgärder inte behövs. I andra fall kan ytterligare undersökningar eller åtgärder bli nödvändiga. Om möjligt bör nivån på den inledande analysen vara i nivå med det som beskrivs ovan.

Direkta åtgärder

Direkta åtgärder för en tunnel omfattar vanligen tömning av tunneln, skrotning, geologisk undersökning/inspektion och förstärkning. Det är vanligen en omfattande insats.

Ofta krävs bygge av fångdamm eller placering av sättar samt urpumpning för att bereda åtkomst.

Vidare krävs skrotning av tunneln innan personal kan ges tillträde. Stora tunnlar kan vara svåra att inspektera från sulan och det kan då vara nödvändigt att köra med skylift eller liknande för att komma nära bergytan, vilket kan kräva anläggande av vägar ner till och in i tunneln.

När tunneln är tömd och skrotad är det möjligt att utföra nödvändig bergförstärkning så som bultning, sprutbetong eller nödvändiga betongjutningar.

Fördelar med direkta åtgärder är att det ger möjlighet till detaljkontroll av svaghetszoner och förstärkningar.

Nackdelar är framför allt att det innebär stora kostnader för att säkra åtkomst, utföra skrotning och inspektion samt resulterar i produktionsförluster.

Resultatet av åtgärder är att sannolikheten för brott minskar och även att det är möjligt att få en bra uppfattning om de parametrar som påverkar sannolikheten för brott. I denna rapport antas att de åtgärder som vidtas gör att tunnelns säkerhet höjs till en nivå som skulle accepteras i en ny tunnel.

Undersökningar

Olika typer av undersökningar är möjliga (se kapitel 7). Utfall av undersökningar och skattning av deras sannolikhet innefattar i detta skede stor osäkerhet, och vanligen behöver därför olika möjliga utfall analyseras.

För att i förväg skatta sannolikhet för utfall behövs ofta expertskattningar, d.v.s. att erfarna experter ger sin bästa bedömning utifrån tillgänglig information. Där så är möjligt bör expertskattningar baseras på data från liknande tunnlar. Där stor osäkerhet finns är det ofta lämpligt att titta på olika nivå på skattning, särskilt om skattningen har stor påverkan på slutgiltigt beslut.

Inga undersökningar/åtgärder

Att inte utföra några undersökningar eller åtgärder innebär att riskerna kvarstår i samma nivå som i den inledande analysen.

Om kostnaderna för att genomföra åtgärder är mycket höga, eller då förväntat utfall av undersökningar innebär en begränsad påverkan på bedömd sannolikhet för brott, kan det vara mer fördelaktigt att lämna tunneln utan åtgärd. Detta gäller framförallt om ett ras i tunneln förväntas ge begränsad påverkan, t.ex. om det finns flera utloppstunnlar och produktionskapaciteten kan förväntas vara möjlig att upprätthålla under den tid det tar att åtgärda ett eventuellt brott.

Att inte utföra några undersökningar/åtgärder är dock endast möjligt för tunnlar där människor inte kan komma till skada. Vid fara för människoliv måste vidare åtgärder/undersökningar vidtas för att uppfylla erforderlig säkerhetsnivå.

Minska konsekvenserna

En åtgärd som kan vara möjlig i vissa fall är att minska konsekvenserna. Detta är framförallt möjligt där människor kan komma till skada eller omkomma. Begränsning av åtkomst till känsliga områden kan då troligen vara ett sätt att minska konsekvenserna och säkerställa att endast ekonomiska hänsyn behöver tas.

8.1.3 Uppdaterad analys

Efter fördjupad analys eller undersökningar kan en uppdaterad analys göras. I denna inkluderas den nya information som tillkommit. Om acceptabel risk uppnås betraktas säkerheten som tillräcklig. Om acceptabel risk inte uppnås görs en ny kostnads-nyttoanalys. I detta fall bidrar den nya kunskapen förhoppningsvis till att

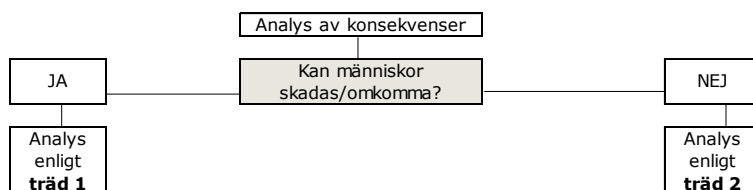
det är lättare att bedöma om ytterligare undersökningar kan vara meningsfulla, alternativt kan åtgärder planeras bättre och bättre anpassas till behov.

Om undersökningar görs som ger ny information om medelvärden, spridning eller statistiska fördelningar så bör uppdatering av information görs med Bayesiansk uppdatering. Uppdateringen tar då hänsyn till priorinformation (vilket medelvärde och spridning som antagits från början) och den tillkommande informationen. Om den tillkommande informationen baseras på ett stort antal prover kommer det få stort genomslag på de uppdaterade parametrarna. Om den tillkommande informationen kommer från ett fåtal prover kommer priorantagandet däremot få större vikt. Bayesiansk analys beskrivs i litteraturen och en sammanfattning finns även i Westberg Wilde et al. (2020).

8.2 BESLUTSTRÄD

Baserat på beskrivningarna ovan har två generella beslutsträd tagits fram. Skälet till att det är två olika träd är att beslutsprocessen skiljer sig åt beroende på om konsekvenserna av ett tunnelras kan innebära förlust av människoliv jämfört med då endast ekonomiska konsekvenser kan uppkomma.

Första fokus i analysen blir därmed konsekvenserna och att definiera om människor kan komma till skada eller omkomma vid ett tunnelras.



Figur 8-2 Övergripande beslutsträd.

8.2.1 Beslutsträd 1 – risk för människor

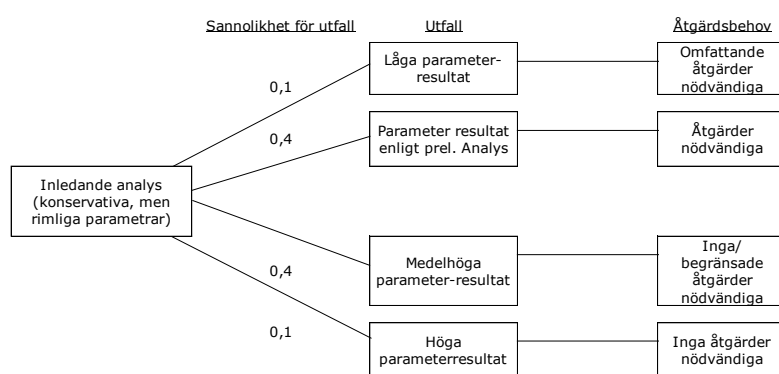
Om människor kan komma till skada eller omkomma görs analys enligt träd 1, se

Figur 8-4. De olika stegen i metodiken beskrivs nedan.

1. *Inledande analys* baserad på priorinformation. Analys av relevanta felmoder görs och bedömning görs om erforderligt säkerhetsindex β_t uppfylls. β_t väljs enligt Eurokoderna och varierar beroende på konsekvens, se vidare avsnitt 4.4.1. I de fall då beräknat säkerhetsindex $\beta > \beta_t$ anses säkerheten tillräcklig. Analysen görs på rimliga men konservativa antaganden av parametrar.
2. Om $\beta < \beta_t$ krävs ytterligare analyser, undersökningar eller åtgärder och därför går analysen vidare med en *kostnads-nyttoanalys*.
 - a. *Fördjupad analys*. I vissa fall är det möjligt att förfina beräkningarna vilket ger en bättre bedömning av faktiskt säkerhetsindex (brottsannolikhet). Minskad osäkerhet kan leda till ett högre säkerhetsindex. En fördjupad analys kan således leda till en förändring av bedömningen jämfört med den inledande analysen. Detta kan

troligen främst förekomma om den inledande analysen varit grov och ytterligare fördelaktig information tillkommit, eller om skillnaden mellan β och β_t var liten. Den fördjupade analysen har vissa kostnader, och den fördjupade analysen kan utmynna i att ytterligare åtgärder/undersökningar behöver vidtas.

- b. *Vidta åtgärder i tunneln.* Åtgärdernas omfattning baseras på kriteriet att tunneln efter åtgärderna uppfyller $\beta \geq \beta_t$.
- c. *Utföra undersökningar och utvärdering.* I många fall kan undersökningar av olika slag bidra till förbättrad information och kunskap. Att i förväg bedöma utfallet av undersökningar (innan de utförts) och hur resultatet påverkar säkerhetsindex är svårt. Den inledande analysen görs utifrån rimliga men konservativa antaganden och det är därför relativt troligt att verkligt utfall ger mer fördelaktigt resultat. Ofta är det lämpligt att titta på olika möjligheter till utfall, t.ex.: (1) sämre resultat än antaget i den inledande analysen, (2) resultat i nivå med de antagna i den inledande analysen, (3) bättre resultat, samt (4) avsevärt bättre resultat. För vardera av dessa parametrar behöver sannolikheten för de olika utfallen skattas. I de flesta fall är det mest troligt att resultatet blir (3), följt av (2), medan det är lägre sannolikhet att hamna i (1) eller (4). Beroende på utfallet kommer resultatet även bli olika behov av åtgärder. Detta illustreras översiktligt nedan och behöver beaktas vid kostnads-nyttoanalysen. Olika omfattning på åtgärder används inte i denna rapport, men finns beskrivet i Westberg Wilde et al. (2020)
- d. *Eventuella andra metoder.* I specifika fall kan andra möjligheter än de som beskrivits ovan användas för att öka kunskapsnivån om tunneln.



Figur 8-3 Illustration av olika utfall från undersökningar.

- e. *Minska konsekvenserna.* I fall där det bedöms att människor kan komma till skada eller omkomma vid ett tunnelras kan en möjlig åtgärd i vissa fall vara att minska konsekvenserna. Begränsning av åtkomst till känsliga områden kan då troligen vara ett sätt att minska konsekvenserna och säkerställa att endast ekonomiska hänsyn behöver tas. Om konsekvenserna kan minskas kan åt-

gärdsbehovet bestämmas helt utifrån en kostnadsoptimering (se avsnitt 8.2.2).

Kostnadsjämförelse görs mellan de alternativ som bedöms leda till tillräcklig säkerhet och alternativet som sannolikt ger lägst förväntad kostnad väljs.

3. Genomför valt alternativ.

Om det görs undersökningar eller fördjupad analys behövs sedan en *uppdaterad analys* genomföras där det kontrolleras om tillräcklig säkerhet nås med beaktande av ny information. Att inkludera tillkommande information om parametrar görs med Bayesiansk uppdatering (se Westberg Wilde et al. (2020)).

Om säkerheten inte uppfylls behöver ytterligare arbete genomföras vilket kan vara i form av nya fördjupade undersökningar eller åtgärder, men omfattningen kan nu anpassas efter utfallet av den utförda analysen i punkt 2 ovan och en uppdatering görs av kostnads-nyttoanalysen.

Om åtgärder vidtas genomförs dessa. Åtgärderna anpassas till de förhållanden som finns på platsen.

8.2.2 Beslutsträd 2 – Endast ekonomiska hänsyn

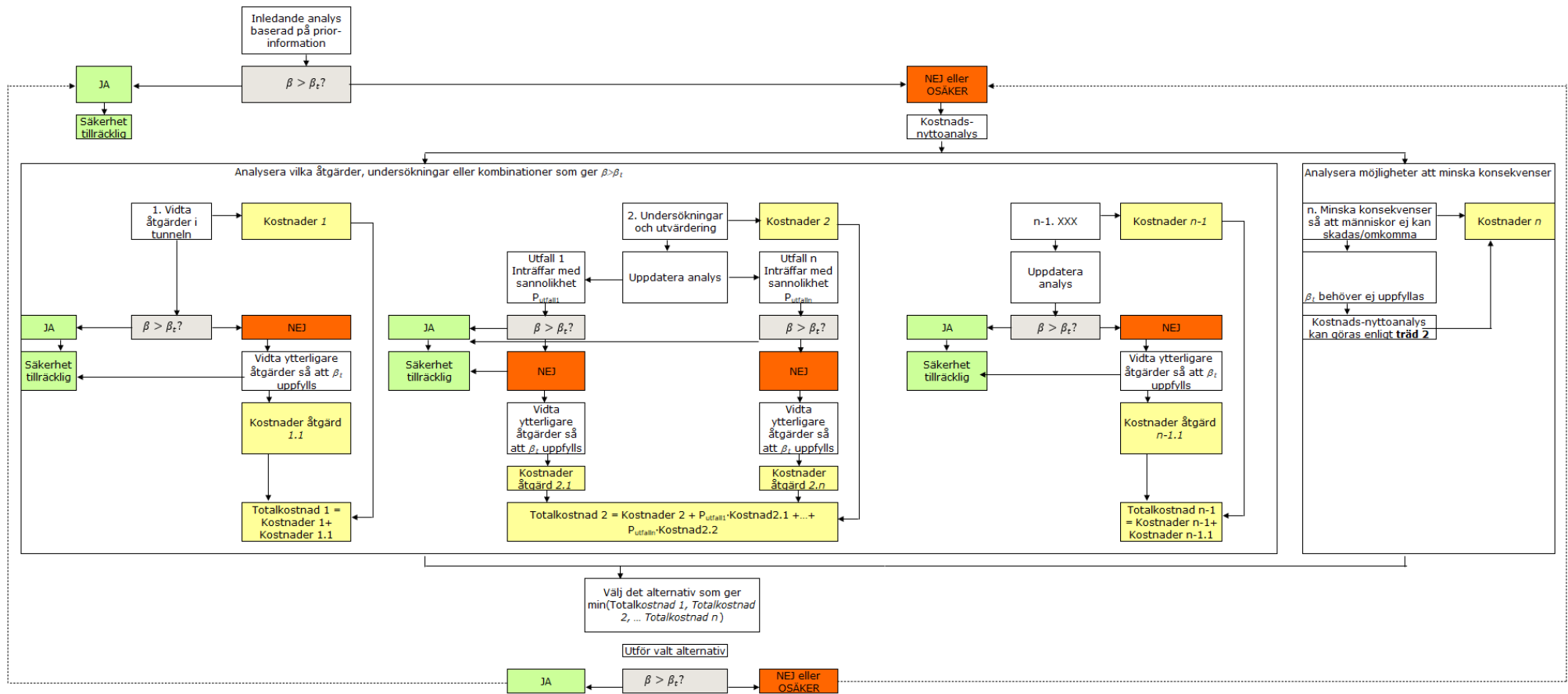
Om endast ekonomiska hänsyn behöver tas görs analys enligt beslutsträd 2, se Figur 8-5. De olika stegen i metodiken beskrivs nedan.

1. *Inledande analys* baserad på priorinformation. Analys av relevanta felmoder görs. Analysen görs på rimliga men konservativa antaganden om parametrar. Bedömning av om tillräcklig säkerhet nås kan göras på två olika sätt:
 - a. Jämförelse mellan beräknat säkerhetsindex β och ett β_t som väljs enligt Eurokoderna. Det β_t som sätts kan väljas baserat på avsnitt 4.4.
 - b. Förväntad riskkostnad beräknas som sannolikhet för brott multiplicerat med kostnaden för ett brott. Bedömning görs sedan av om denna riskkostnad är acceptabel. Vissa företag kan ha definierade riskkostnader, i andra fall får bedömningen göras från fall till fall. Där riskkostnad inte finns definierad görs direkt en kostnads-nyttoanalys.
2. Om säkerheten inte bedöms vara tillräcklig görs en *kostnads-nyttoanalys*. Kostnads-nyttoanalysen ska inkludera olika möjliga beslut och samtliga sannolikheter och kostnader relaterade till dessa beslut, d.v.s. kostnader relaterade till åtgärder och undersökningar samt sannolikhet för ett visst utfall och eventuellt tillkommande åtgärder, men även kostnader för ett brott och den kvarvarande sannolikheten för brott. Kostnadsjämförelse görs mellan de alternativ som bedöms leda till tillräcklig säkerhet och

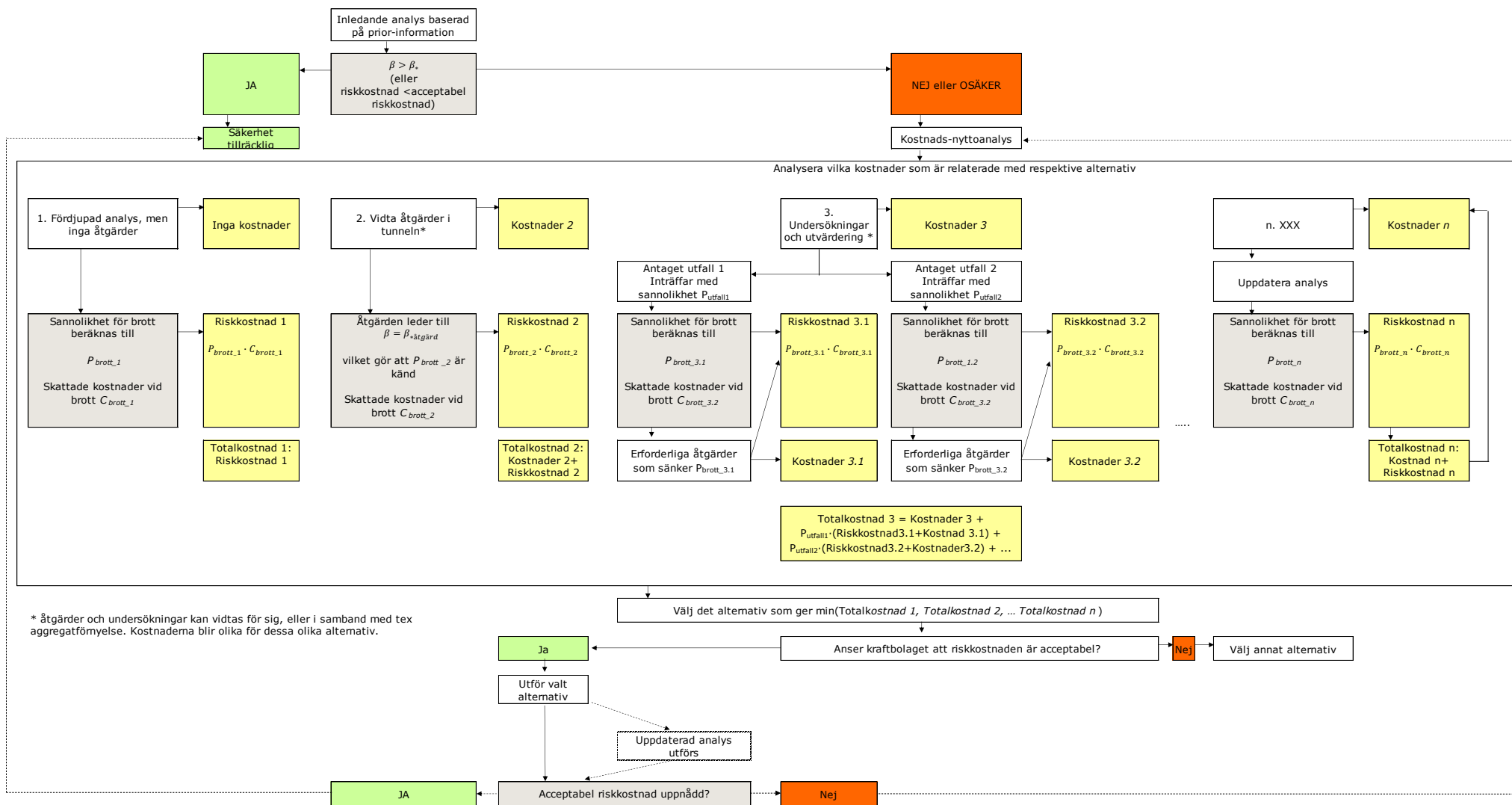
alternativet som sannolikt ger lägst kostnad väljs.

Olika beslut kan fattas:

- a. *Fördjupad analys*, se beskrivning under träd 1 ovan.
 - b. *Vidta åtgärder i tunneln*. Där åtgärder vidtas antas att tunneln töms och att samtliga nödvändiga åtgärder vidtas. Det förutsätts att omfattningen av åtgärderna är sådana att tunneln efteråt uppfyller en rimlig säkerhetsnivå, dvs $\beta > \beta_{t^*}$. β_{t^*} kan baseras på Eurokoderna, men behöver inte vara lika hög som för en tunnel där människor kan komma till skada, men såväl konsekvenser som arbetsmiljö måste beaktas. Det troliga är att β_{t^*} väljs enligt Eurokoderna. Vid bedömningen av åtgärdernas kostnader behöver antaganden om åtgärdernas troliga omfattning göras utifrån tillgänglig information om den specifika tunneln samt tidigare erfarenheter. Även risker relaterade till tömning av tunneln behöver beaktas.
 - c. *Undersökningar och utvärdering*. Precis som i träd 1 kan undersökningar och utvärdering förväntas leda till förbättrad information. I analysen måste olika utfall beaktas (se beskrivningen av alternativ 2c i 8.2.1), med sannolikhet för inträffande, sannolikhet för brott och relaterade kostnader.
 - d. Eventuella andra metoder. I specifika fall kan andra alternativ än de som beskrivits ovan användas för att öka kunskapsnivån om tunneln. Minskning av konsekvenser kan vara möjligt i vissa fall.
3. Genomför valt alternativ.
- a. Om det görs undersökningar eller fördjupad analys behövs sedan en *uppdaterad analys* där det kontrolleras om tillräcklig säkerhet nås med beaktande av ny information. Att inkludera tillkommande information om parametrar görs med Bayesiansk uppdatering (se Westberg Wilde et al. (2020)). Om säkerheten inte uppfylls behöver ytterligare arbete genomföras vilket kan vara i form av nya fördjupade undersökningar eller åtgärder, men omfattningen kan nu anpassas efter utfallet av den utförda analysen i punkt 2 ovan och en uppdatering görs av kostnads-nyttoanalysen.
 - b. Om åtgärder vidtas genomförs dessa. Åtgärderna anpassas till de förhållanden som finns på platsen.
 - c. Processen är iterativ. Vid behov kan vidare åtgärd behövas, även om det vid kostnads-nyttoanalysen bedömts att en åtgärd är tillräcklig. Detta gäller framförallt där undersökningar görs, eftersom utfall av undersökningar är okända till en början.



Figur 8-4 Beslutsträd 1 – analysmetodik då människor kan skadas/omkomma.



Figur 8-5 Beslutsträd 2 – analysmetodik då endast ekonomisk hänsyn behöver tas.

9 Fiktiv fallstudie - analys av tunnel med kända svaghetszoner

9.1 INLEDNING

Följande är ett exempel på en inledande analys och en kostnadsnyttoanalys. Fallet är fiktivt men inspirerat av två verkliga fall. Informationen från de verkliga fallen är sammanslagen för att ge en helhet. Tunnlarna ingår i ett mindre och ett mellanstort kraftverk, vilket reflekteras i kostnads-skattningarna. För en tunnel vid ett stort kraftverk blir analysmetodikerna densamma, men kostnaderna högre.

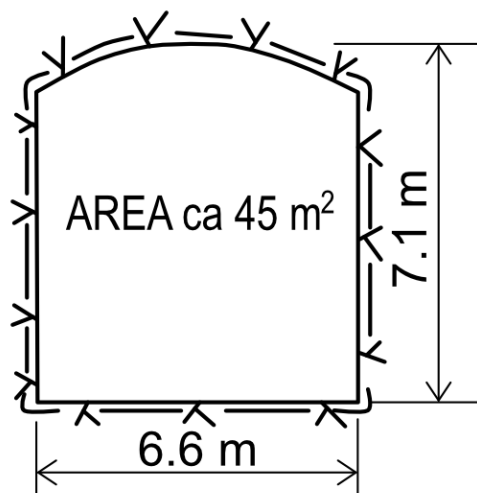
9.2 ÖVERGRIPANDE FÖRUTSÄTTNINGAR

Tunneln är en utloppstunnel från kraftverket. Kraftverket har två aggregat som båda går ihop i tunneln. Tunneln är 6,6 m bred och 7,1 m hög med en pilhöjd för hjässan på cirka 1 m. Längden är 3500 m.

Tunneln uppfördes under första halvan av 70-talet och är nu ca 50 år gammal. Berggrunden i området består av gnejs och amfibolit. Längs tunnelns sträckning finns en känd svaghetszon som sammanfaller med en kontaktzon mellan bergarterna som är uppsprucken. I geologiska undersökningar från byggtiden konstateras att lermineralisering med svällande egenskaper och grundvatteninströmning kan förväntas i denna zon.

Lerzonens storlek är inte tydligt redovisad i befintligt underlag. Området är dock förstärkt med sprutbetong samt bottengjutning över en längd av 100 m. Det antas att kärnan på zonen består av lera med en bredd på cirka 2 m.

Sprutbetongtjockleken är enligt ritning 150 mm. Inga bultar finns. Baserat på erfarenheter från tidigare tunnelras antas det att det är i området där lera förekommer i zonen som störst risk för ras föreligger.



Figur 9-1 Tvärsnitt av tunneln.

Som beskrivs i kapitel 5.2 ökar trycket när leran sväller. Därmed ökar belastningen på förstärkningen, om förstärkning är installerad. Det är också möjligt att en ökad belastning kan uppstå till följd av en reduktion av lerans skjuvhållfasthet som kan uppstå i samband med svällning. Beroende på flera olika faktorer såsom storlek och orientering av den zon som innehåller lera, förkonsolideringstryck, mängden lera, partikelstorlek, och struktur av leran kan svälltrycket, och den last som utvecklas på förstärkningen, förväntas öka med tiden.

9.3 INLEDANDE ANALYS

Med hänsyn till känd förekomst av lerslag görs en första mycket grov bedömning att ras av större omfattning är möjlig.

Tunnelns läge är sådan att det inte bedöms innebära risker för människor i omgivningen. En hastig igensättning bedöms inte heller som att den kommer att vattenfylla stationen. Därmed görs bedömningen att ett ras enbart kommer ha ekonomiska konsekvenser.

För att göra en första ansats antas att $\beta_{\text{target}} = 3,8$ (motsvarande brottsannolikhet $p_t = 10^{-4}$) bör uppfyllas. Vid en kostnads-nyttanalyt är detta inte nödvändigt eftersom endast ekonomiska konsekvenser förväntas, men som en första bedömning i den inledande analysen sätts detta som gräns för att bedöma om ytterligare analys är nödvändigt, se vidare diskussion i avsnitt 4.6.2.

9.3.1 Brottmoder och gränsv funktioner

Bakgrund till gränstillstånden beskrivs i avsnitt 5.5.2. De gränstillstånd som behöver betraktas för brott i sprutbetongen i den förstärkta delen av den aktuella tunneln är följande:

Globalt brott (tryckbrott i sprutbetongvalv)

Gränstillståndet för sinusfördelad last:

$$G_{\text{sinus}} = t_{\text{faktisk}} - t_c = t_{\text{faktisk}} - \frac{2 \cdot B \cdot q}{6.3 f_c} \sqrt{1 + \frac{B^2}{10 \cdot f^2}} \quad 9.1$$

Gränstillstånd för jämnt utbredd last:

$$G_{\text{jämn}} = t_{\text{faktisk}} - t_c = t_{\text{faktisk}} - \frac{q \cdot B^2}{8 \cdot f \cdot f_c} \quad 9.2$$

Initialt lokalt brott

Gränstillstånd för vidhäftningsbrott:

$$G_a = R_a - P = \alpha \cdot \delta \cdot O - P \quad 9.3$$

Om det inte sker vidhäftningsbrott blir sprutbetongens skjuvkapacitet dimensionerande. Gränstillstånd för detta ges av:

$$G_{d,sh} = R_{d,sh} - P = f_{sh} \cdot t \cdot O - P \quad 9.4$$

Om det sker vidhäftningsbrott kan det leda antingen till stansning av bultbricka eller överskridande av sprutbetongens momentupptagande förmåga. I detta fall finns ingen bultförstärkning, så stansning av bultbricka är inte relevant.

Gränstillstånd för betongens bärcapacitet med hänsyn till moment ges av:

$$G_d = M_r - M_s = \frac{f_{ctm,fl} \cdot t_c^2}{6} - M_s \quad 9.5$$

9.3.2 Indata

Materialparametrar

Geometriparametrar baseras på den måttsatta illustration som återfunnits i handlingar från byggtiden. Inga relationshandlingar finns att tillgå.

I studerat område förekommer en bottengjutning i K30 enligt bilagor till förstärkningsrapporten. Inga uppgifter har hittats gällande sprutbetongens kvalitet men det anses motsvara bottengjutningen, varför medelvärden gällande sprutbetongens egenskaper baseras på medelvärden för K30 samt branschpraxis baserat på Lindfors et al. (2019).

Sprutbetongens skjuvhållfasthet har beräknats utifrån tryckhållfastheten som

$$f_{sh} = 0,42\sqrt{f_c} \text{ [MPa]} \quad 9.6$$

Omkretsen på brottytan beror på storleken och formen. I följande analyser har brottytan antagits vara kvadratisk. Som en första ansats i den inledande analysen antas brottbredden för ett lokalt brott vara 2 m, vilket troligen är ett mycket konservativt antagande.

Tabell 9-1 Beskrivning av de stokastiska variabler som använts som indata.

Parameter	Symbol	Medelvärde	Variationskoefficient	Standardavvikelse	Föreslagen fördelning
Tunnelns bredd	B (m)	6,6	0,5%	0,033	Normal
Pilhöjd för trycklinje	F (m)	1			Konstant
Sprutbetongskiktets tjocklek ¹	t_c (mm)	150	31%	46,2	Lognormal
Vidhäftningsförmåga ²	α (MPa)	0,5	40%	0,2	Normal
Böjdraghållfasthet ³	$f_{ctm,fl}$ (MPa)	4,19	12%	0,42	Normal
Tryckhållfasthet	f_c (MPa)	29,5	14%	4,13	Normal
Omkrets lastupptagande yta	O	Antas vara en kvadrat med sidor 2 m			
Sprutbetongens skjuvhållfasthet	f_{sh} (MPa)	Funktion av f_c , se ovan.			
Lastupptagande yta	δ (mm/m)	Funktion av t_c , se 9.3.3.			
¹ Variationskoefficient och medelvärde baserad på Bjureland et al. (2019) som noterade att sprutbetongtjocklek 100 mm hade medelvärde 110 mm (nominell + 10 mm) och standardavvikelse 46,2 mm. ² Karakteristiskt värde enligt Lindfors et al. (2019) ansätts som medelvärde, variationskoefficient 40% enligt Bjureland et al. (2019) ³ Baserat på provresultat av Bjureland et al. (2019) antas 3,5 MPa vara karakteristiskt värde. Med variationskoefficient 12% blir medelvärdet då $3,5 + 1,65 \cdot 0,12 \cdot 3,5 = 4,19$.					

9.3.3 Laster

Den kraft per areaenhet som antas överföras från ett lerslag till sprutbetongen kan uppskattas enligt

$$P = q \cdot A, \quad 9.7$$

där q kan motsvara antingen

- svälltryck från lera, eller
- egentygnd från en löskärna eller block (d.v.s. där berget inte har någon skjuvhållfasthet).

A är arean på det lokala brottets storlek (bredd x längd), vilken i detta fall antas till 2x2 m. Zonen utbredning och storleken på brottet är osäkert. För en smal zon på några decimeter tvärs över hela tunneln skulle lasten i huvudsak bäras av valvverkan tvärs zonen i tunnelns längsled och det är mindre troligt att en sådan zon resulterar i ett lokalt brott och definitivt inte i ett globalt brott. För en större, mer utbredd zon med en bredd på flera meter eller mer kan belastningen både resultera i ett lokalt brott (om t.ex. svälltrycket lokalt är högt p.g.a. en hög koncentration av lerinnehall) alternativt ett globalt (tryck) brott om lasten verkar över hela tunnelbredden. Eftersom zonen i detta fall förväntas ha en bredd på minst ett par meter, studeras både ett lokalt och ett globalt brott i ett systemperspektiv enligt principerna illustrerade i Figur 5-4.

Svälltrycket är svårt att uppskatta. Baserat på försök av Nihayat (2022), utfört på lera från en av tunnarna som använts som inspiration till exemplet, antas att maximalt svälltryck är 250 kPa. I den inledande analysen sätts svälltrycket till detta värde som en deterministisk (icke-variabel) parameter. I kostnads-nyttoanalysen har den antagits vara en stokastisk variabel, se avsnitt 9.4.1.

Ett svälltryck på 0,250 MPa motsvarar 9,26 m löskärna. Gravitativt inducerade spänningar ger en höjd på en potentiell löskärna på 4 m och med isotropiskt antagna in-situ spänningar ger detta en höjd på en potentiell löskärna på 2,3 m. Lasten från svälltrycket blir därför dimensionerande i detta fall och i vidare analyser kontrolleras endast last från svälltryck.

Beräkning av böjande moment baseras på elementarfallet för en fyrsidig upplagd inspänd platta. Det antas att en inspänd platta ger den mest realistiska spänningsfördelningen i och med att det antas att sprutbetongen har vidhäftning mot berget runt brottet.

Böjmomentet kan då uppskattas enligt

$$M = 0,029 \cdot q \cdot b^2 \quad 9.8$$

där q är last per areaenhet och b är teoretisk spännvidd.

9.3.4 Resultat

Beräkningar för den inledande analysen har utförts i COMREL (beräkningsprogram för sannolikhetsbaserade beräkningar) med First-Order Reliability Method (FORM).

Varje gränstillstånd i sprutbetongen har analyserats var för sig och betraktas sedan ur ett systemperspektiv enligt Figur 5-4. Det globala brottet kan betraktas som ett seriesystem, brott kan inträffa antingen för sinusformad last eller jämnt utbredd last. Brottansannolikhet för det globala brottet beräknas därför som

$$p_{f\text{global}} = p_{f\text{sinus}} + p_{f\text{jämn}} \quad 9.9$$

Det lokala brottet kan inträffa som skjuvbrott eller som böjbrott. Skjuvbrott kan inträffa om vidhäftningen är tillräcklig och böjbrott kan inträffa om vidhäftningen är otillräcklig. Först beräknas därför sannolikhet för vidhäftningsbrott, därefter sannolikhet för skjuvbrott (givet att vidhäftningsbrott ej inträffat) och böjbrott (givet att vidhäftningsbrott inträffat). Brottansannolikhet för ett lokalt brott beräknas därför som

$$p_{f\text{lokalt}} = (1 - p_{\text{vidhäftningsbrott}}) \cdot p_{\text{skjuv}} + p_{\text{vidhäftningsbrott}} \cdot p_{\text{böjbrott}} \quad 9.10$$

Den totala brottansannolikheten kan betraktas som ett seriesystem av lokalt brott och globalt brott och beräknas som

$$p_{f\text{total}} = p_{f\text{global}} + p_{f\text{lokalt}} \quad 9.11$$

För en helt korrekt systemanalys ska även korrelation mellan olika gränstillstånd beaktas, för ett seriesystem ser summeringen då ut så här: $P_{\text{sys}} = P(G_1) + P(G_2) - P(G_1 \cap G_2)$. I beräkningen ovan tas ingen hänsyn till korrelation mellan de olika gränstillstånden (sista termen), vilket leder till att brottsannolikheten ovan kommer att överskatta faktiskt brottsannolikhet något. Korrelationen kommer ha störst inverkan då brottsannolikheten för flera gränstillstånd är av liknande storleksordning, men bedöms som en acceptabel förenkling i detta fall.

Beräkningsresultaten visar att med en brottarea motsvarande 2x2 m för ett potentiellt lokalt brott i kombination med ett potentiellt globalt brott för en antagen utbredd last över tunnelns bredd samt ett svälltryck på 250 kPa är brottsannolikheten mycket hög, se Tabell 9-2.

Tabell 9-2 Resultat av inledande analys för brottbredd motsvarande 2 m och svälltryck 250 kPa.

	β	p_f	$p_{f_delsystem}$	p_{f_totalt}
Globalt brott				
G_{sinus}	3,654	$1,29 \cdot 10^{-4}$	$5,67 \cdot 10^{-4}$	0,88
$G_{\text{jämn}}$	3,328	$4,38 \cdot 10^{-4}$		
Initialt lokalt brott				
$G_{\text{vidhäftning}}$	-3,553	1,0	0,88	
G_{skjuv}	3,102	$9,61 \cdot 10^{-4}$		
$G_{\text{böjbrott}}$	-1,161	0,880		

För 2 m brottbredd är det i princip helt säkert att adhesionen är otillräcklig (p_f nära 1,0) och det är även mycket sannolikt att böjbrott inträffar ($p_{f_böjbrott} = 0,88$). Den totala brottsannolikheten kommer därmed styras helt av böjbrottet.

Slutsatsen är att säkerhetsindex är betydligt lägre än erforderligt och att någon form av åtgärd är nödvändig. Vilken typ av åtgärd som är mest lämplig att genomföra analyseras i kostnads-nyttoanalysen.

9.4 KOSTNADS-NYTTOANALYS

Med hänsyn till resultaten från den inledande analysen görs en kostnads-nyttoanalys för att bestämma vilken åtgärd som är mest lämplig.

I kostnads-nyttoanalysen analyseras följande möjligheter:

- Inte göra något. Kvarstående risker. Den inledande analysen förfinas något avseende beräknat svälltryck och kostnadsskattning vid ett eventuellt ras görs.
- Göra åtgärder. Kostnader skattas för utförande av åtgärder så snart som möjligt samt vid ett planerat stopp.
- Göra undersökningar utifrån. Kostnader för geofysiska undersökningar och borring för att kontrollera lerslagets utbredning tas fram. Olika möjliga utfall av resultat ansätts.
- Göra undersökningar invändigt. Kostnader för att utföra ROV-inspektion med scanning och kombinerad provning av sprutbetongens tjocklek tas

fram och olika möjliga utfall ansätts. Scanningen kan användas för att skatta tunnelns form.

9.4.1 Indata sannolikhetsberäkning

Stokastiska variabler redovisade i Tabell 9-1 används.

Utförda provningar av lermineral tagna från krosszonen i en av tunnarna visade på maximalt svälltryck på 245 kPa (Nihayat 2022). Baserat på en genomgång av befintlig litteratur samt utförda provningar antas svälltrycket i lerslaget vara lognormalfördelat med medelvärde 0,16 MPa och variationskoefficient 0,5, vilket ger en standardavvikelse på 0,08 MPa. I beräkningarna har svälltrycket trunkerats vilket innebär att maximalt svälltryck i det studerade fallet är 0,25 MPa.

Ett svälltryck på 0,16 MPa motsvarar 5,92 m löskärna. Ett antagande om gravitativt inducerade in-situ spänningar ger en potentiell löskärna på 4 m och med ett antagande om isotropiska in-situ spänningar ger det en potentiell löskärna på 2,3 m. Svälltrycket blir därför dimensionerande i detta fall och i vidare analyser kontrolleras endast last från svälltryck.

9.4.2 Kostnadsskattningar

Till analysen behöver följande tas fram

- Kostnadsskattning vid ett eventuellt ras.
- Kostnader skattas för utförande av åtgärder så snart som möjligt samt vid ett planerat stopp.
- Kostnader för geofysiska undersökningar och borrhning för att kontrollera lerslagets utbredning.
- Kostnader för att utföra ROV-inspektion med kombinerad provning av sprutbetongens tjocklek och scanning.

Siffrorna i utförda kostnadsuppskattningar har i viss mån erhållits från referensgruppen, medan vissa siffror är skattningar från tidigare genomförda projekt.

Antagna förutsättningar

I denna fiktiva fallstudie antas att vi har en mindre anläggning med en årsproduktion på 32 GWh.

Ett stillestånd under 1 års tid bedöms då kosta 6,6–17,0 MSEK i produktionsbortfall, beroende på vilket elpris som antas. Med antagande om spotpris i medelspannet av de priser som varit sedan avregleringen (med undantag av 2022) antas priset vara 340 kr/MWh, vilket ger en total produktionsförlust om 10,9 MSEK för ett års stillestånd, detta har använts i vidare diskussion. Med de senaste årens höga elpriser är produktionsbortfallen troligen underskattade.

Kostnadsskattning för förstärkning

I Tabell 9-3 presenteras kostnadsskattning för bergförstärkning. Det antas vidare att arbetet med bergförstärkningen kan genomföras på ca 2 mån.

Om förstärkning medför en avställning som innebär produktionsförluster ger skattningen en totalkostnad på ca 4,7 MSEK. Om förstärkningen görs i samband med annan avställning som innebär att produktionsförluster uteblir blir kostnaden $4,7 - 1,8 = 2,9$ MSEK.

Tabell 9-3 Kostnadsskattning för förstärkning med produktionsförluster. Antagande om 2 mån tid för tömning, skrotning, förstärkning med bult plus tid för att bygga fångdamm nedströms.

Aktivitet	[kSEK]	Kommentar
Etablering	120	Baserat på underlag
Fångdamm eller placering sättar/avstängning	500	Antaget
Tömning tunnel		
-urpumpning	2,1	Baserat på underlag, 3 dagar á 0,7 tkr/dag
- pumpning under hela tiden	39,9	Baserat på underlag, 57 dagar á 0,7 tkr/dag
Skrotning tunnel	623	Baserat på underlag (maskinskrotning, maskinförare, borrtrustning, hydraulhammare, bomlift)
Urtag av massor	125	Baserat på underlag (hjullastare, hjullastare, container)
Undersökningskostnader	-	
Andra kringkostnader	305	Kompressorer, ventilation, stegväg, boende, landgång mm
Förstärkning	138	Bultar
Arbetskostnader entreprenör	805	Arbetsledare m.f.
Totala arbetskostnader	2658	
Interna kostnader beställare	240	Antaget 33% tid under 3 mån, a 1000 kr/h
Produktionsförluster	1 813	Baserat på medelpris
Totalkostnad	4 711	

Kostnadsskattning för ett större ras

Vid ett större ras behöver ytterligare åtgärder jämfört med Tabell 9-3 utföras (förstärkning av tunneln i övrigt, skrotning etc.), men det tillkommer även ytterligare kostnader för undersökningar, urtag av rasmassor, större förstärkningar vid rasområdet, betydligt längre tid med produktionsförluster mm. Tabellen nedan visar en kostnadsskattning för ett större ras. Totalt beräknas kostnaderna för detta till ca 12,3 MSEK enligt Tabell 9-4.

Tabell 9-4 Kostnadsskattning för åtgärd av ett större ras. Tillkommande kostnader, utöver kostnader i Tabell 9-3. Notera att vid åtgärder efter ett brott kan ofta ej konventionella metoder användas och åtgärderna blir högre p.g.a. att de behöver vidtas skyndsamt. Kostnaderna nedan kan vara underskattade.

Aktivitet	[kSEK]	Kommentar
Undersökning för att identifiera rasområde med ROV	200	-
Ökat urtag av massor	300	Antas att mängden massor ändå är begränsad
Ökad förstärkning	412,5	Antas att extra förstärkning blir nödvändig med armerad lining på en sträcka om 10 m, betongvolym $7 \cdot \pi / 2 \cdot 10 \cdot 0,25 \text{ m} = 27,5 \text{ m}^3$. Kostnad 15 kSEK/m ³ inkl. arbete och form
Undersökningskostnad och projektering	400	-
Extra kostnader pga akut åtgärd	400	-
Produktionsförluster	5440	Antas att stilleståndstiden utökas med 6 mån (utöver de två som var med ovan)
Beställarens kringkostnader (arbetstid mm i 8 mån)	408	-
Tillkommande kostnad (utöver kostnader i Tabell 9-3)	7 560	-
Totalkostnad	12 271	(kostnader för förstärkning samt tillkommande kostnader p.g.a. ras)

Kostnader för geofysiska undersökningar och borrhning

Kostnader för geofysiska undersökningar och borrhning för att kontrollera lerslagets utbredning skattas till ca 0,7 MSEK enligt Tabell 9-5.

Tabell 9-5 Kostnadsskattning för geofysiska undersökningar.

Aktivitet	[kSEK]	Kommentar
Planering	50	Genomgång underlag för att välja placering av hål mm
Genomförande geofysisk mätning, inkl. utvärdering	300	Geofysisk mätning och utvärdering av dessa. Identifiering av ev. zoner och deras utbredning
Genomförande borrhning, inkl. utvärdering och labbresultat	300	Borrhning ner i identifierade zoner för att kontrollera materialinnehåll.
Kringkostnader	50	
Totalkostnad	700	

Kostnader för att utföra ROV-inspektion med kombinerad provning av sprutbetongens tjocklek och scanning

Det har inom projektet inte kontrollerats om borrhning kan utföras med ROV, men det antas vara möjligt (med en ROV med rätt utrustning kan olika typer av arbeten genomföras). Scanning av tunnlar genomförs regelbundet. I detta exempel skattas kostnaden till 1 MSEK.

9.4.3 Skattning av sannolikhet för möjliga utfall vid undersökning

I kostnads-nyttoanalysen innebär vissa åtgärder att undersökningar utförs med olika möjliga utfall. Sannolikheten för olika utfall vid dessa undersökningar behöver skattas för att möjliggöra kostnads-nyttoanalysen.

Utfall från borring kan vara att sprutbetongtjockleken skiljer sig mot originalantagande. Därför kontrolleras även ett medelvärde för sprutbetongens tjocklek på 200 mm (istället för 150 mm). Sannolikhet för utfallen skattas till 0,2 respektive 0,8 (200 mm respektive 150 mm).

Scanningen av tunneln kan visa på en annan form än det som visas på ritning. En pilhöjd för tunneln på 2 m (istället för 1 m) testas därför. Sannolikhet för utfallen pilhöjd 1 m respektive pilhöjd 2 m skattas till 0,5 respektive 0,5.

De geofysiska undersökningarna kan påvisa en annan bredd på lerzonen än 2 m. Det antas här att 2 m bredd på lerzonen är konservativt och att det är troligt att lerzonen har en mindre bredd. Två andra möjliga bredder på lerzonen antas därför: 1 m och 0,5 m. Sannolikheten för fallen 2 m, 1,1 m samt 0,5 skattas som 0,2; 0,3; 0,5, d.v.s. det bedöms som mest sannolikt att utfallet av en undersökning är att lerzonens utbredning är relativt liten. Dessa bredder på lerzonen innebär två andra möjliga areor på det lokala brottet som därför analyseras; 1,1x1,1 m² (som motsvarar standardavstånd mellan bultar vid systembultning) samt 0,5x0,5 m². Givet ett visst utfall finns sedan en förväntad kostnad. Detta illustreras bäst med ett händelsetråd, vilket illustreras i följande avsnitt i Figur 9-2.

9.4.4 Resultat från beräkningar

Beräkningar för 150 mm sprutbetong, pilhöjd 1 m

Resultaten för beräknad brottsannolikhet för fallet med 150 mm sprutbetongtjocklek och en pilhöjd på 1 m presenteras i Tabell 9-6. I tabellen presenteras även beräknad brottsannolikhet för olika brottbredder. Brottsannolikheten för en brottbredd på 2 m är fortsatt mycket hög (0,49), även om detta är betydligt lägre än de 0,88 som skattades i den inledande analysen, vilket beror på noggrannare bedömning av svälltrycket. För en brottbredd på 1,1 m är brottsannolikheten 0,04 och för en brottbredd på 0,5 m är den mycket låg ($6 \cdot 10^{-5}$).

Tabell 9-6 Summering av beräknade brottsannolikheter för de olika brottmoderna och systemets brottsanolikhet för brottbredderna 2 m, 1,1 m och 0,5 m.

		β	p_f	$p_{f_delsystem}$	p_{f_totalt}
Brottbredd 2 m	Globalt brott				
	G_{sinus}	4,243	$1,1 \cdot 10^{-5}$	$5,02 \cdot 10^{-5}$	0,49
	$G_{jämn}$	3,949	$3,92 \cdot 10^{-5}$		
	Initialt lokalt brott				
	$G_{vidhäftningsbrott}$	-1,321	0,91	0,49	
	G_{skjuv}	3,777	$7,93 \cdot 10^{-5}$		
	$G_{böjbrott}$	-0,108	0,54		

		β	p_f	$p_{f_delsystem}$	p_{f_totalt}
Brottbredd 1,1 m	Globalt brott				
	G_{sinus}	4,243	$1,10 \cdot 10^{-5}$	$5,02 \cdot 10^{-5}$	0,040
	$G_{jämn}$	3,949	$3,92 \cdot 10^{-5}$		
	Initialt lokalt brott				
	$G_{vidhäftningsbrott}$	-0,38	0,65	0,0040	
	G_{skjuv}	5,532	$1,59 \cdot 10^{-8}$		
	$G_{böjbrott}$	1,542	0,062		

		β	p_f	$p_{f_delsystem}$	p_{f_totalt}
Brottbredd 0,5 m	Globalt brott				
	G_{sinus}	4,243	$1,10 \cdot 10^{-5}$	$5,02 \cdot 10^{-5}$	$6 \cdot 10^{-5}$
	$G_{jämn}$	3,949	$3,92 \cdot 10^{-5}$		
	Initialt lokalt brott				
	$G_{vidhäftningsbrott}$	0,8	0,21	$1,12 \cdot 10^{-5}$	
	G_{skjuv}	7,908	$1,33 \cdot 10^{-15}$		
	$G_{böjbrott}$	3,876	$5,32 \cdot 10^{-5}$		

Omräkning med hänsyn till livslängd

I det aktuella fallet är det önskvärt att göra kostnadsminimering för hela tunnelns kvarvarande livslängd. Med antagandet om 120 års livslängd är kvarvarande livslängd därmed 70 år. Brottsannolikhet och β_{target} kopplas vanligtvis till en referensperiod, vanligen 1 år. Omräkning mellan olika referensperioder görs enligt följande (Eurokod 1990):

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta)]^n \quad 9.12$$

där β_n är värde för en referensperiod på n år och β är för referensperioden 1 år. Enligt Roubos et al. (2018) bör ekvation 9.12 användas med försiktighet i de fall då

designproblemet domineras av tids-oberoende stokastiska variabler. Ekvation 9.12 kan omformuleras till brottsannolikhet enligt följande (Roubos, et al., 2018):

$$p_{f,t_{ref}} = 1 - (1 - p_{f,t_1})^{n_{ref}} \quad 9.13$$

Ekvationen är således korrekt om problemet är tidsberoende, vilket i praktiken oftast innebär att lasterna är tidsberoende. Exempel på detta är laster som är okorrelerade mellan olika år som till exempel snölast; den varierar slumpvis mellan olika år. För geotekniska konstruktioner är lasten däremot oftare tidsberoende/korrelerade; en hög belastning kan byggas upp över tid och vara kvar även nästkommande år. Om de stokastiska variablerna är helt korrelerade innebär det att beräknad brottsannolikhet inte kopplas till en referensperiod.

För det aktuella fallet innebär det att brottsannolikheten som redovisas i Tabell 9-6 antingen kan betraktas som gällande för livslängden 70 år, eller behöver beräknas om till denna referensperiod. Ytterligare kunskap kring svälltryck och nedbrytning av sprutbetong behövs för att göra denna bedömning och båda betraktelsesätten (fullt korrelerade och okorrelerade laster) kontrolleras därför och redovisas i Tabell 9-7.

En av de möjliga åtgärderna som analyseras är att göra åtgärder vid ett planerat stopp. Även där påverkas resultatet av antagande kring denna korrelation. I exemplet antas att åtgärd görs 10 år framåt i tiden, vilket gör att aktuell brottsannolikhet kvarstår under 10 år. Omräkning från 1 års referensperiod till 10 respektive 70 år görs genom ekvation 9.13.

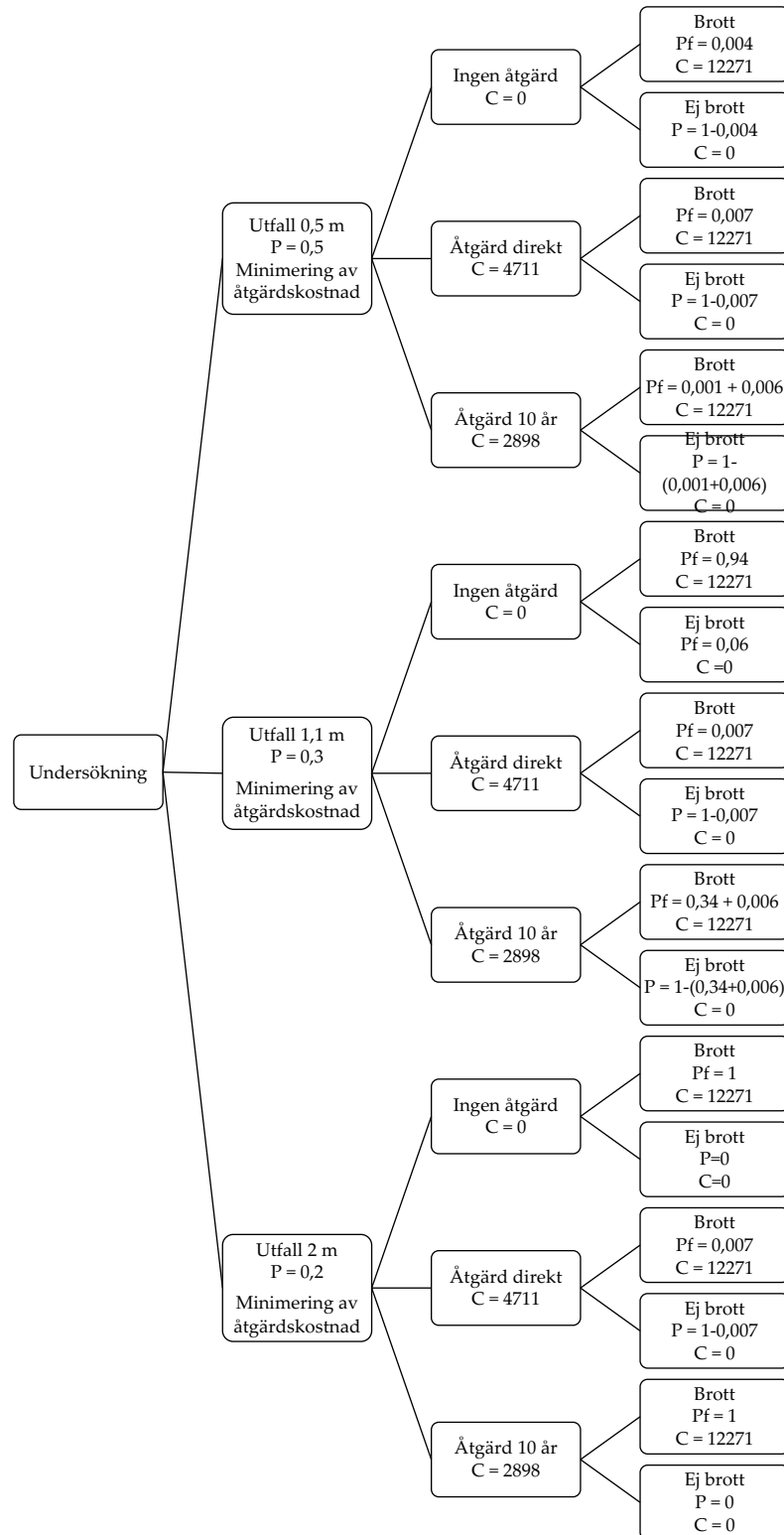
Tabell 9-7 Brottsannolikhet p_f för olika antal år med antagande om okorrelerad last. För korrelerad last gäller raden för 1 år.

Antal år	Brottbredd 0,5 m p_f	Brottbredd 1,1 m p_f	Brottbredd 2 m p_f
1	$6,14 \cdot 10^{-5}$	0,040	0,491
10	$6,14 \cdot 10^{-4}$	0,336	0,999
70	$4,29 \cdot 10^{-3}$	0,943	1,000

Acceptabelt säkerhetsindex 3,8 motsvarar årlig acceptabel brottsannolikhet $p_{f,target_1} = 10^{-4}$ (gäller för korrelerad last). Summerat för 70 års tid är acceptabel brottsannolikhet $p_{f,target_{70}} = 6 \cdot 10^{-3}$.

Förväntad riskkostnad vid undersökningar

Som tidigare beskrivet så illustreras utfallet av undersökningar bäst med hjälp av ett utfallsträd. Ett sådant utfallsträd redovisa i Figur 9-2 och illustrerar olika utfall för undersökningar av lerslagets storlek.



Figur 9-2 Utfallsträd för riskkostnader om undersökning vidtas av storlek på lerslag. Brotts sannolikhet antas vara okorrelerad.

Resultaten från analyserna av förväntad kostnad visas i Tabell 9-8 och Tabell 9-9. I

Tabell 9-8 redovisas förväntade riskkostnader för fallet med okorrelerad last (Figur 9-2) och den förväntade riskkostnaden för undersökningar är då 3 123 kSEK. I Tabell 9-9 redovisas förväntade riskkostnader för fallet med korrelerad last och är då 1 790 kSEK.

Tabell 9-8 Analys av förväntade riskkostnader (kSEK) om undersökningar vidtas. Brotts sannolikhet antas vara okorrelerad (last som varierar slumpmässigt mellan olika år). Tabellen läses från höger till vänster. Pf = brotts sannolikhet, C_brott = kostnad vid ett brott, C_åtgärd = kostnad för åtgärd. Fk_åtgärd = förväntad kostnad om den åtgärden väljs. Fk_utfall = förväntad kostnad givet det aktuella utfallet, P_utfall = antagen sannolikhet att få ett visst utfall. C_undersök = kostnad för undersökning. Fk_undersökning = förväntad kostnad för undersökning. Vid utfall 0,5 m brottbredd kommer ingen åtgärd behövas. Vid utfall 1,1 m eller 2 m brottbredd krävs åtgärd och det är bäst att utföra denna direkt.

Fk_undersökning = C_undersök + sum (P_utfall*Fk_utfall)	C_undersök	Utfall	P_utfall	Fk_utfall = Min(Fk_åtgärd)	Åtgärd	Fk_åtgärd = (C_åtgärd+ Pf*C_brott)	C_åtgärd	Pf	C_brott
3123,0	700	0,5 m	0,5	49,1	Ingen	49,1	0	0,004	12271
					Direkt	4796,9	4711	7·10 ⁻³	12271
					10 år	2983,9	2898	0,007	12271
		1,1 m	0,3	4796,9	Ingen	11534,7	0	0,94	12271
					Direkt	4796,9	4711	7·10 ⁻³	12271
					10 år	7143,8	2898	0,346	12271
		2 m	0,2	4796,9	Ingen	12271,0	0	1	12271
					Direkt	4796,9	4711	7·10 ⁻³	12271
					10 år	12271,0	2898	1	12271

Tabell 9-9 Analys av förväntade riskkostnader (kSEK) om undersökningar vidtas. Brotts sannolikhet antas vara korrelerad (last som är tidsberoende). Tabellen läses från höger till vänster. Pf = brotts sannolikhet, C_brott = kostnad vid ett brott, C_åtgärd = kostnad för åtgärd. Fk_åtgärd = förväntad kostnad om den åtgärden väljs. Fk_utfall = förväntad kostnad givet det aktuella utfallet, P_utfall = antagen sannolikhet att få ett visst utfall. C_undersök = kostnad för undersökning. Fk_undersökning = förväntad kostnad för undersökning. Vid utfall 0,5 m brottbredd kommer ingen åtgärd behövas. Vid utfall 1,1 m är det mest kostnadseffektivt att inte göra en åtgärd, eftersom brotts sannolikheten gör att förväntad kostnad är låg. Vid 2 m brottbredd är det mest fördelaktigt att direkt åtgärda.

Fk_undersökning = C_utfall + sum (P_utfall*Fk_utfall)	C_utfall	Utfall	P_utfall	Fk_utfall = Min(Fk_åtgärd)	Åtgärd	Fk_åtgärd = (C_åtgärd+ Pf*C_brott)	C_åtgärd	Pf	C_brott
1790,4	700	0,5 m	0,5	0,8	Ingen	0,8	0	6,14·10 ⁻⁵	12271
					Direkt	4712,2	4711	1·10 ⁻⁴	12271
					10 år	2899,2	2898	1·10 ⁻⁴	12271
		1,1 m	0,3	491,9	Ingen	491,9	0	0,04	12271
					Direkt	4712,2	4711	1·10 ⁻⁴	12271

					10 år	3391,2	2898	$4 \cdot 10^{-2}$	12271
					Ingen	6030,7	0	0,491	12271
		2 m	0,2	4712,2	Direkt	4712,2	4711	$1 \cdot 10^{-4}$	12271
					10 år	8929,9	2898	$4,92 \cdot 10^{-1}$	12271

Undersökningar inifrån tunneln kan ge information om tunnelns pilhöjd (tunnelform) samt sprutbetongtjocklek. Analys av pilhöjd visar att detta endast påverkar bedömning av det globala brottet, men eftersom det initialt lokala brottet styr slutresultatet är det inte meningsfullt att analysera pilhöjden ytterligare. Sprutbetongtjockleken har viss påverkan på resultatet. Förväntad riskkostnad vid undersökning av sprutbetongtjocklek är 5 797 kSEK (givet antagande om okorrelerad tidsberoende last) respektive 5 147 kSEK (givet antagande om korrelerad tidsberoende last).

Kostnads-nyttanalyt

Summerat resultat från beräkningarna redovisas i Tabell 9-10 (antagande om okorrelerad last, d.v.s. varierar slumpmässigt mellan olika år) och Tabell 9-11 (antagande om korrelerad last, d.v.s. tidsberoende last).

Tabell 9-10 Summering av resultat med antagande om okorrelerad last som varierar slumpmässigt mellan olika år, 2 m brottbredd. Beräkning enligt beslutsträd i Figur 9.2. Den åtgärd som ger lägst förväntad riskkostnad har markerats.

	Kostnad för att utföra undersökning / åtgärd [kSEK]	Skattad sannolikhet för brott (efter eventuell undersökning / åtgärd)	Kostnad om brott inträffar [kSEK]	Förväntad risk-kostnad [kSEK]	Kommentar
A. Inte göra något. Kvarstående risker. Den inledande analysen förfinas något avseende beräknat svälltryck och kostnadsskattning vid ett eventuellt ras görs.	0	1,00	12 271	12 271	Räknad för 2 m men med noggrannare skattning av svälltryck. Brottssannolikhet hämtad från Tabell 9-7. Kostnad för ras från Tabell 9-4.
B1. Göra åtgärder. Kostnader skattas för utförande av åtgärder så snart som möjligt.	4 711	$5,98 \cdot 10^{-3}$	12 271	4 784	Antas att brottssannolikheten efter åtgärd blir 10^{-4} (åtgärder görs för att nå denna nivå), summerat över 70 år. Kostnad för åtgärd från Tabell 9-3.
B2. Göra åtgärder. Kostnader skattas för utförande av åtgärder vid ett planerat stopp.	2 898	0,99	12 271	12 271	Brottssannolikhet under 10 år (från Tabell 9-7) sammanräknad med kvarvarande brottssannolikhet efter åtgärd (10^{-4} över 60 år).
C. Göra undersökningar utifrån. Kostnader för geofysiska undersökningar och borrhning för att kontrollera lerslagets utbredning tas fram. Olika möjliga utfall av resultat ansätts.				3 123	Se Tabell 9-10.
D. Göra undersökningar invändigt. Kostnader för att utföra ROV-inspektion med scanning och kombinerad provning av sprutbetongens tjocklek tas fram och olika möjliga utfall ansätts. Scanningen kan användas för att skatta tunnelns form.				5 797	Se förklaring i texten ovan

**Tabell 9-11 Summering av resultat med antagande om korrelerad last som är tidsberoende, 2 m brottbredd.
Den åtgärd som ger lägst förväntad riskkostnad har markerats.**

	Kostnad för att utföra undersökning/åtgärd [kSEK]	Skattad sannolikhet för brott efter undersökning/åtgärd	Kostnad om brott inträffar [kSEK]	Förväntad riskkostnad [kSEK]	Kommentar
A. Inte göra något. Kvarstående risker. Den inledande analysen förfinas något avseende beräknat svälltryck och kostnadsskattning vid ett eventuellt ras görs.	0	0,491	12 271	6 031	Räknad för 2 m men med noggrannare skattning av svälltryck. Brottssannolikhet hämtad från Tabell 9-7. Kostnad för ras från Tabell 9-4.
B1. Göra åtgärder. Kostnader skattas för utförande av åtgärder så snart som möjligt.	4 711	1,00E-04	12 271	4 712	Antas att brottssannolikheten efter åtgärd blir 10 ⁻⁴ . Kostnad för åtgärd från Tabell 9-3.
B2. Göra åtgärder. Kostnader skattas för utförande av åtgärder vid ett planerat stopp.	2 898	1,00E-04	12 271	2 899	Antas att brottssannolikheten efter åtgärd blir 10 ⁻⁴ .
C. Göra undersökningar utifrån. Kostnader för geofysiska undersökningar och borring för att kontrollera lerslagets utbredning tas fram. Olika möjliga utfall av resultat ansätts.				1 790	Se Tabell 9-11
D. Göra undersökningar invändigt. Kostnader för att utföra ROV-inspektion med scanning och kombinerad provning av sprutbetongens tjocklek tas fram och olika möjliga utfall ansätts. Scanningen kan användas för att skatta tunnelns form.				5 147	Se förklaring i texten ovan

Resultaten visar att den lägsta förväntade riskkostnaden erhålls vid undersökning av brottets storlek. Orsak till detta är att förstärkningen har låg brottssannolikhet om ett lerslag endast har en begränsad utbredning, vilket bedömes relativt sannolikt i skattningen av undersökningarnas utfall.

Det är tydligt att antagande om korrelerad eller okorrelerad last har stor betydelse. Om lasten är okorrelerad är det alternativ som ger näst lägst förväntad kostnad att genomföra åtgärder så snart som möjligt. Vid antagande om korrelerad last är det mer fördelaktigt att vänta till en planerad avställning (inom 10 år) i jämförelse med antagande om okorrelerad last för samma alternativ. För geotekniska konstruktioner är lasten sannolikt korrelerad, vilket indikerar att för detta specifika fall är det troligt att det är mer fördelaktigt att vänta tills en planerad avställning med att utföra eventuella åtgärder jämfört med att utföra dem direkt.

Nyttan av undersökningar beror tydligt också av vilken typ av undersökning det gäller. I det analyserade fallet med en undersökning som ger information om lerzonens utbredning erhålls en mycket god effekt, medan undersökningar av sprutbetongtjocklek och pilhöjd har begränsad effekt. Förbättrade bedömningar av

pillhöjden påverkar endast bedömningen av det globala brottet. Det är emellertid främst det lokala brottet som påverkar systemets brottsannolikhet och pillhöjdens inverkan är därför liten på resultatet.

Samma kostnads-nyttanalyt med antagande om en mindre brottbredd (1,1 m), och med en brottsannolikhet på 0,04/år, visar att förväntad kostnad vid antagande om okorrelerad last fortsatt ges av att göra undersökningar. Med antagande om korrelerad last blir förväntad kostnad för att inte göra något endast 492 kSEK, vilket gör det till det mest fördelaktiga.

9.5 UPPDATERAD ANALYS

I föreliggande exempel är det inte möjligt att göra någon uppdaterad analys eftersom det inte finns resultat från undersökningar.

10 Diskussion

10.1 PROBLEMBILD OCH FÖRESLAGET RAMVERK

I många av våra vattenkraftverk och kärnkraftverk är vattenfyllda tunnlar viktiga anläggningsdelar. Anläggandet av dessa tunnlar tog fart i början av 1900-talet, där många av våra vattenfyllda tunnlar byggdes under den stora utbyggnadsepoken på 50-, 60- och 70-talet. Under de senaste decennierna har samtidigt ett flertal ras skett i dessa tunnlar, både nationellt och internationellt. För att erhålla information varför, och under vilka förhållanden, dessa ras har inträffat har en litteraturstudie av kända ras genomförts. Totalt identifierades 45 tunnelras nationellt och internationellt i vattenfyllda tunnlar. Av studien framgår att majoriteten av rasen sker tidigt i tunnelns livslängd, men att ras också inträffat flera år eller decennier efter att tunneln tagits i drift. Att tiden för ras varierar beror troligtvis på att i nästan samtliga fall har förekomst av lera med svällande egenskaper beskrivas som en bidragande orsak till raset, men nedbrytning av förstärkningens bärförmåga kan också ha varit en bidragande orsak. Dessa orsaker försvårar valet av lämplig teknisk lösning och dimensioneringen av förstärkningen, speciellt med hänsyn till att lasten från den svällande leran är svår att bestämma. Vidare framgår det av studien att de flesta rasen utgörs av ras där tunneln i sin helhet blockerats. Det är troligt att mindre blockutfall också förekommer men att dessa sällan upptäcks, eller ansågs mindre värda att rapportera. Nedbrytning av förstärkning för andra svaghetszoner, utan förekomst av svällande lera, kan möjligen också leda till större utfall, även om sådana fall inte påträffats i litteraturgenomgången.

Under utbyggnadsepoken skedde även en snabb teknikutveckling inom bergförstärkningsområdet, vilket innebär att våra tunnlar i många fall är förstärkta med andra typer av förstärkningselement än de som normalt används idag. Beständigheten för dessa förstärkningselement är i många fall oklar, och det är svårt att inspektera tunnlar när de är vattenfyllda. Samtidigt är det mycket kostsamt att tömma tunnlar på vatten och genomföra inspektion i torrhet. I de flesta fall förses dessa tunnlar turbinerna med vatten från magasinet och ett ras i dessa tunnlar blir mycket kostsamt för dammägaren eftersom produktionen stoppas – vid större ras upp till ett par år. Detta innebär att dammägaren står inför ett klassiskt beslutsproblem där de förväntade kostnaderna för underhållet av tunnlar ska minimeras. Syftet med denna rapport var att utveckla en metod för optimalt beslutsfattande vid underhåll av vattenfyllda tunnlar samt att minska bristen på kunskap avseende underhållsaspekterna.

För att åstadkomma detta har ett ramverk utvecklats bestående av tre delar: (i) en inledande analys, (ii) en kostnads-nyttoanalys (pre-posterior analys), och om så behövs (iii) en uppdaterad analys. Utgångspunkten har varit att titta på kvarvarande livslängd för tunneln och ge ett underlag för att kunna fatta bästa möjliga beslut. I den inledande analysen används tillgänglig information om den aktuella tunneln för att skatta sannolikheten för brott samt brottets konsekvens. Därefter görs en bedömning av om risken är acceptabel. Om risken för ett brott i tunneln bedöms oacceptabel görs en kostnads-nyttoanalys för att bedöma om eller när åtgärder ska vidtas. Beroende på om enbart ekonomiska konsekvenser kan

uppkomma, eller om konsekvenserna även kan innebära förlust av människoliv, används två principiellt olika acceptanskriterier. Vid fara för människoliv måste en acceptabel brottsannolikhet uppfyllas, men om ett ras enbart resulterar i ekonomiska konsekvenser görs en ren kostandsminimering. Resultaten från kostnads-nyttoanalysen kan visa att undersökningar är det mest kostnadseffektiva åtgärden. I ett sådant fall genomförs undersökningarna och den nya informationen används sedan för att uppdatera analysen och se om acceptanskriterierna uppfylls.

För att genomföra ovanstående analyser är det nödvändigt att ansätta indata på de parametrar som ingår i de gränstillstånd som beskriver potentiella brottmoder. För en vattenfylld tunnel kan detta i många fall vara svårt, och grova uppskattningar får i de flesta fall göras. Exempel på svårigheter är att uppskatta det möjliga brottets utbredning, att bedöma om svällande lera kan förväntas förekomma och uppskatta dess svälltryck samt utformningen av förstärkningsåtgärder, etc. Att det är svårt att göra dessa skattningar är naturligt och tanken med analysen är i första hand att utifrån tillgänglig information fatta bästa beslut huruvida förstärkningen i tunneln behöver åtgärdas eller inte – om vi har all information hade detta inte varit ett problem. Trots detta finns det emellertid flera faktorer som påverkar analysen där kunskapen bedöms så bristfällig att det bedöms nödvändigt med ytterligare forskning på området. Exempel är i vilken utsträckning lasten, från till exempel svällande lera, är korrelerad över tid, hur svälltrycket för svällande lera ska bestämmas samt modeller som beskriver nedbrytningen hos bergförstärkningen. Dessa och andra praktiska aspekter vid tillämpning av ramverket diskuteras mer utförligt i avsnitt 10.4.

Den analysmetodik som presenteras i föreliggande rapport innebär i många fall en relativt stor arbetsinsats. För att identifiera tunnlar där behov finns av mer detaljerad analys kan den översiktliga riskbedömning som beskrivs i Nordström (2021) användas.

10.2 FIKTIV FALLSTUDIE

I syfte att visa på användningen av ramverket har en fiktiv fallstudie utförts. Fallstudien har inspirerats av två verkliga fall där informationen slagits samman till en helhet. Resultatet är beroende av de antaganden kring tunneln och de kostnader som gjorts, men illustrerar hur ramverket kan appliceras. Den analyserade fiktiva tunneln har en känd svaghetszon där lermineralisering och grundvatteninströmning kan förväntas. Brottmoder och gränsfunktioner definierades baserat på tidigare genomgång av tekniska lösningar och dimensionering av bergförstärkning (kapitel 5). Den belastning som antas är svälltryck från lera i den kända krosszonen. I den *inledande analysen* antogs svälltrycket och zonens utbredning konservativt, medan hållfasthetsparametrar och geometriska parametrar i övrigt skattats utifrån litteratur. Resultatet visade på en mycket hög brottsannolikhet som dominerades av ett initialt lokalt brott. En *kostnads-nyttoanalys* utfördes där olika möjligheter analyserades. Indata förfinades något avseende svälltryck och olika möjliga utbredningar av zonen beaktades. Kostnader för olika möjliga utfall togs fram (kostnader för förstärkning, kostnader vid ett större ras, kostnader för geofysiska undersökningar). Antaganden gjordes

gällande möjliga utfall av geofysiska undersökningar (t.ex. att en viss utbredning på svaghetszonen eller en viss tunnelform skulle konstateras).

Resultatet från kostnads-nyttoanalysen visade att det för det analyserade fallet är mest fördelaktigt att göra undersökningar utifrån. Näst bäst vore att göra åtgärder vid ett planerat stopp, följt av att göra åtgärder på en gång, göra invändiga undersökningar och sist att leva med risken. Dock beror ordningen på resultatet och även kostnadsskattningen på om lasten antas korrelerad eller okorrelerad (se vidare diskussion nedan). Att göra undersökningar utifrån skulle ge värdefull information om zonens utbredning och det är därför det är fördelaktigt.

Undersökningar inifrån kan ge information om tunnelns form och sprutbetongtjockleken, men detta har begränsad påverkan på slutresultatet. Om brottbredden från början antas vara liten blir det betydligt mer fördelaktigt att inte göra något. Det innebär även att tillförlitlig information från byggtiden är viktigt.

Det bedöms att ramverket ger ett bra stöd i den komplicerade beslutsprocess som tunnelunderhåll innebär. Även om exemplet är fiktivt visar det på ramverkets användbarhet i att bedöma vilka åtgärder som i förväg kan förväntas vara mest fördelaktiga och att kvantifiera detta i termer av förväntade kostnader. I exemplet var det mest fördelaktigt att vidta undersökningar för att bättre beskriva svaghetszonens läge och utbredning. Det är troligt att detta stämmer i många fall eftersom undersökningar, även om utfallet är i förväg okänt, innebär förhållandevis låga kostnader jämfört med förstärkningsåtgärder. Undersökningar inifrån visade sig i exemplet ge mindre påverkan på slutresultatet, vilket beror på att det framför allt är brottets storlek som är mycket osäkert.

10.3 ÅTGÄRDSBEHOV VID BRA BERGFÖRHÅLLANDEN

För en tunnel utan kända svaghetszoner, och för oförstärkta tunnlar, kan det förutsättas att det inte finns några svaghetszoner eller lerslag. Om det vid tunneldrivningen hade påträffat svaghetszoner så som uppkrossade zoner eller lerslag förutsätts att förstärkning hade installerats.

Då tunnlar byggs idag vid acceptabel bergkvalité görs oftast förstärkning med systematisk bultning och sprutbetong i syfte att förhindra blockutfall. För en oförstärkt tunnel kan följande brottmoder förväntas i denna typ av berg:

- Utfall av enstaka block.
- Utfall av större områden, så kallade "kyrkor".

Det finns idag vattenfyllda, speciellt äldre, tunnlar som är helt oförstärkta. Troligt är att dessa tunnlar är byggda i bra berg där förstärkning helt enkelt inte ansetts vara nödvändigt. Det noteras att många sådana tunnlar med dagens byggmetoder troligen skulle ha varit försedda med någon typ av förstärkning (bultning och/eller sprutbetong).

För en oförstärkt tunnel kan enstaka blockutfall inte uteslutas. Det är inte möjligt att beräkna sannolikheten för detta eftersom den beror av hur bergförhållandena ser ut. Det är därför mer lämpligt att basera en sådan skattning på erfarenheter av utfall av block i liknande tunnlar. I dagsläget finns ingen sådan sammanställning, förutom det som beskrivs i kapitel 3 (där 330 km tunnlar för 29 vattenkraftverk i

Norge kontrollerats och 45 ras > 50 dm³ samt 7 blockerade tunnlar noterats). Det har inom ramen för föreliggande projekt inte gjorts någon noggrann genomgång av ras och tunnelförstärkning för den norska redovisningen, eller någon genomgång av blockutfall för svenska förhållanden. Det bedöms därför i dagsläget inte vara möjligt att göra en skattning av sannolikheten för blockutfall i en oförstärkt tunnel.

Utfall av enstaka block förväntas inte leda till igensättning av en tunnel, men kan däremot ge produktionsförluster. Produktionsförlusterna kräver i de flesta fall inte någon omedelbar åtgärd. För att illustrera behovet av åtgärder har siffror från det fiktiva fallet använts. Kostnadsskattning för åtgärder vid ett mindre ras (som ger 10% igensättning) redovisas i Tabell 10-1.

Tabell 10-1 Kostnadsskattning för åtgärd av ett mindre ras. Tillkommande kostnader, utöver kostnader för förstärkning i Tabell 9-3. Vid ett mindre ras bedöms att det kommer vara möjligt att göra åtgärder liknande det som görs vid förstärkning. Vid ett mindre ras antas att man har produktionsförluster som är 10% av produktionen, men att det inte vidtas akuta åtgärder (utom undersökning för att identifiera rasområde), utan att ett stopp för förstärkning planeras. Om åtgärder vidtas i samband med ett planerat stopp sjunker kostnaderna ytterligare.

Aktivitet	[kSEK]	Kommentar
Följande poster bedöms tillkomma jämfört med "vanlig förstärkning"		
Undersökning för att identifiera rasområde med ROV	200	
Ökat urtag av massor	150	(antas hälften så stort som vid stort ras)
Ökad förstärkning	206,25	(antas hälften så stort som vid stort ras)
Summa tillkommande kostnad (jämfört med förstärkning)	556,25	kSEK
Kostnad vid ras enligt Tabell 9.3	4711	kSEK
Totalkostnad	5 267	kSEK

I Tabell 10-2 redovisas kostnader för produktionsförluster på 1%, 5% samt 10% applicerat på det fiktiva exemplet. Det redovisas dels som kostnad/år, dels som kostnad över tid. Åtgärdskostnaden för 10% igensättning antas enligt Tabell 10-1, men åtgärdskostnader för 1% samt 5% produktionsförlust är något lägre. Det visas även åtgärdskostnader om åtgärder görs vid avställning (B).

Tabell 10-2 Kostnader för produktionsförluster samt åtgärdskostnader för produktionsförluster på 1%, 5% samt 10%. Mörkgrå rutor innebär att produktionsförlusterna överstiger kostnaderna för att direkt göra åtgärd. Ljusgrå rutor innebär att kostnaderna överstiger kostnaderna för att göra åtgärd i samband med avställning.

				Antal år med produktionsförlust						
Produktionsförlust	Kostnad/år	A. Åtgärds-kostnad om åtgärd utan avställning	B. Åtgärds-kostnad om kostnad vid avställning	1	5	10	20	30	40	50
1%	109	4895	3082	109	544	1088	2176	3264	4352	5440
5%	544	5078	3265	544	2720	5440	10879	16319	21759	27198
10%	1088	5267	3454	1088	5440	10879	21759	32638	43517	54397

Att åtgärda 1% produktionsförlust genom en separat avställning är inte meningsfullt. Produktionsförluster motsvarande åtgärdskostnaderna uppkommer

först efter ca 45 år. Vid åtgärd i samband med annan avställning tar det troligen ca 30 år innan det är intjänat (med förutsättningar och siffror enligt detta exempel).

Att åtgärda 5% produktionsförlust genom separat avställning är inte heller meningsfullt om det inte är lång tid till planerad avställning.

Produktionsförlusterna på 10 år är i samma storleksordning som åtgärdskostnaderna. Åtgärd vid avställning är däremot mer meningsfullt. Det kan förväntas ta ca 6 år att tjäna igen en sådan åtgärd.

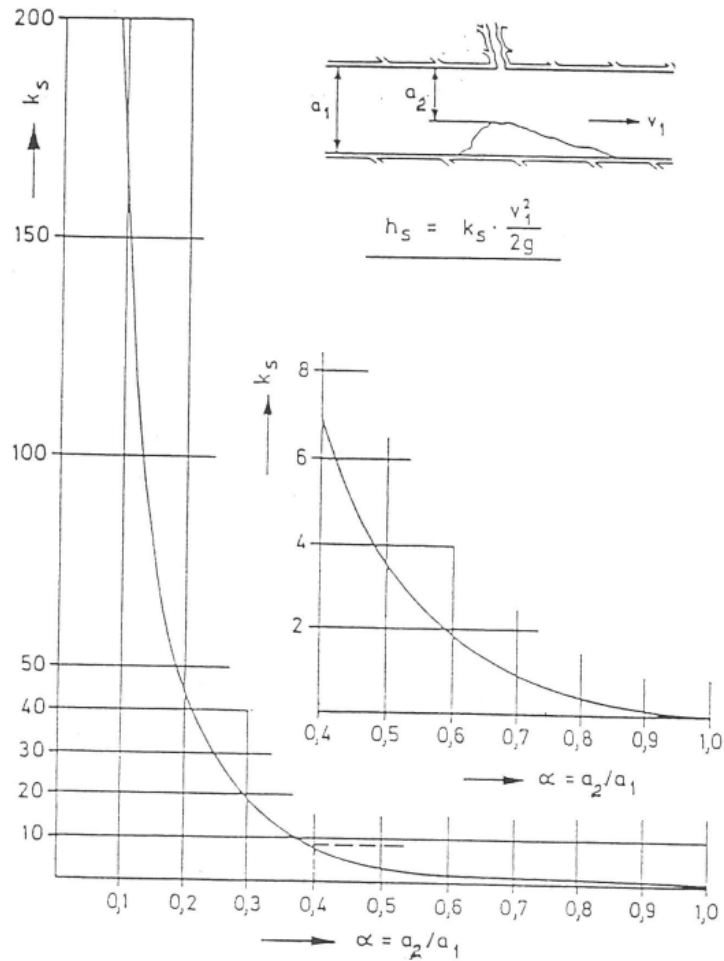
Att åtgärda 10% produktionsförlust genom separat avställning kan vara meningsfullt om det är mer än ca 5 år till planerat stopp.

I Bruland & Thidemann (1991) finns beräkningar av fallförluster för olika grad av igensättning. Figur 10-1 visar "falltappskoefficienten" k_s som funktion av igensättningsgraden definierad som ursprunglig area jämfört med area efter ras. Fallförlusten i meter beror av vattenhastigheten samt k_s enligt

$$h_s = \frac{k_s v_1^2}{2g} \quad 10.1$$

Om vattenhastigheten är densamma före och efter raset kan därmed 10% fallförlust antas göra att kvarvarande area efter raset blir ca 30% av hela tunnelarean (hastigheterna blir troligen högre i rasområdet efteråt, så detta är troligen inte riktigt korrekt). 10% produktionsförlust innebär således att en mycket stor del av tunnelns tvärsnittsarea blivit igensatt. En fallförlust på 5% skulle i så fall innebära ca 45 % kvarvarande area och en fallförlust på 1% ca 70% kvarvarande area. Några mer detaljerade analyser har inte utförts inom ramen för detta projekt.

Beräkningsexemplet ovan tyder på att tunnlar av bra berg inte är värda att åtgärda i förväg. Blockutfall leder troligen oftast till små produktionsförluster (ibland kanske inte ens mätbara) och är då inte värda att åtgärda. Även om stora produktionsförluster uppstår är det troligen värt att vänta med åtgärder till en planerad avställning, så som framgår av Tabell 10-2.



FIGUR 8.1 Falltapskoeffisient k_s ved ras i vanntunnel. (NHL, 1972)

Figur 10-1 Fallförlustkoefficient k_s som funktion av kvarvarande tunnelarea efter ett ras. Från Bruland & Thidemann (1991).

10.4 PRAKTISKA SVÅRIGHETER VID IMPLEMENTERING

Som visats i rapporten är det främst i tunnlar med svällande leror som större utfall kan förväntas. Det finns mycket stora osäkerheter kring svälltrycket. I rapporten har väldigt grova antaganden gjorts eftersom beskrivningar av svällande lerors egenskaper ligger utanför projektets syfte. Det kan dock konstateras att osäkerheten kring möjligt svälltryck är stor och att ytterligare information skulle behövas för att bättre kunna uppskatta denna last. Ett flertal faktorer så som lerhalt, mineralsammansättning, lerans svällegenskaper och vattentillförsel påverkar lerans svällande egenskaper. Med hänsyn till de stora kunskapsluckor som idag existerar rörande den dimensionerande lasten som uppkommer på förstärkningen från svällande lera där sådan förekommer rekommenderas forskning på området.

Även om det inte påträffats fall i litteraturen så kan det inte uteslutas att större utfall skulle kunna ske i tunnlar med svaghetszoner utan förekomst av svällande

leror. Detta skulle kunna vara ett resultat av nedbrytningsprocesser som påverkar förstärkningen. Även sådana svaghetszoner bör därför beaktas i analysen.

Som framgår i kapitel 8 kan en inledande analys baseras på grova konservativa skattningar av brottsannolikhet baserat på tidigare kända ras i relation till totala antalet tunnlar. För att möjliggöra detta behövs då frekvens för tunnelras för olika bergförhållanden. Detta har inte varit möjligt att ta fram inom ramen för detta projekt, och det är även tveksamt om tillräcklig information existerar för att genomföra detta. Genom att istället jämföra förväntade kostnader för ett tunnelras med förväntade kostnader för att i förväg göra åtgärder går det att få en grov uppfattning om vid vilken brottsannolikhet det är mer fördelaktigt att genomföra åtgärder än att ta kostnaderna vid ett eventuellt ras. Nedan exemplifieras detta med kostnadsskattningar från det fiktiva exemplet:

Antag att det för tunneln finns en viss sannolikhet, $p_{f,ras}$, för ett större brott som leder till stort utfall och igensättning kräver omedelbar åtgärd. Om åtgärder vidtas för tunneln för att undvika att ett ras inträffar antas att sannolikheten för ett brott med större konsekvenser efter genomförd åtgärd blir maximalt $p_{f,ras,efter} = 10^{-4}$. Detta antagande utgår ifrån att detta är en rimlig säkerhetsnivå för konstruktioner där människoliv inte är i fara. Även efter åtgärd finns därmed en sannolikhet för ras, men liten. Vidare antas att det för att vara kostnadsmässigt lönsamt att vidta åtgärder så måste det gälla att

$$p_{f,ras} \cdot K_{ras} > K_{\text{åtgärder+undersökningar}} + p_{f,ras,efter} \cdot K_{ras} \quad 10.2$$

Med andra ord så måste risken för ett ras (produkten av sannolikhet och kostnader) överskrida de förväntade kostnaderna för åtgärder/undersökningar samt kvarvarande sannolikhet för ras och kopplade kostnader. Från detta kan ett uttryck tas fram för storleken på hur stor sannolikheten för ras behöver vara för att det ska vara lönsamt att utföra åtgärder:

$$p_{f,ras} > \frac{K_{\text{åtgärder+undersökningar}} + p_{f,ras,efter} \cdot K_{ras}}{K_{ras}} \quad 10.3$$

$$= \frac{K_{\text{åtgärder+undersökningar}}}{K_{ras}} + p_{f,ras,efter}$$

I detta resonemang förutsätts att kostnaderna för ett ras är likartade före och efter åtgärd. Eftersom $p_{f,ras,efter} = 10^{-4}$ är liten blir den i de flesta fall oviktig i sammanhanget. Det är nu möjligt att skatta för vilken sannolikhet för ras som det är kostnadseffektivt att utföra åtgärder. Detta beskrivs som:

$$p_{f,ras} > \frac{K_{\text{åtgärder+undersökningar}}}{K_{ras}} \quad 10.4$$

I det fiktiva exemplet visas skattningar för kostnader enligt följande för åtgärder respektive ett större ras: $K_{\text{åtgärder}} = 4,7$ MSEK (antas att undersökningar ingår), $K_{ras} = 12,7$ MSEK

$$p_{f,ras} > \frac{K_{\text{åtgärder}}}{K_{ras}} = \frac{4,7}{12,7} = 0,38 \quad 10.5$$

Detta innebär att sannolikheten för ett stort ras behöver vara större än 0,38 för att det i ovanstående exempel ska vara lönsamt att vidta åtgärder. Detta motsvarar då brottsannolikhet 0,38 (antagande om korrelerad last), alternativt brottsannolikhet $6,8 \cdot 10^{-3}$ /år (antagande om okorrelerad last). Om det istället antas att åtgärder vidtas i samband med en planerad avställning skulle kostnader för åtgärder sjunka till 2,9 MSEK varvid det skulle vara lönsamt om

$$p_{f,ras} > \frac{K_{\text{åtgärder}}}{K_{\text{ras}}} = \frac{2,9}{12,3} = 0,24 \quad 10.6$$

(vid antagande om korrelerad last, $3,8 \cdot 10^{-3}$ /år vid antagande om okorrelerad last). Resultatet från det fiktiva exemplet indikerar att relationen mellan kostnader för åtgärder och kostnader för ras är i storleksordningen 0,1–0,5.

Även om brottsannolikheten för existerande tunnlar baserat på kända tunnelras är okänd så är det tveksamt att den är så hög som siffrorna ovan (0,24–0,38). Detta indikerar att det i de flesta fall sannolikt är lönsamt att inte genomföra direkta förstärkningsåtgärder. Detta måste emellertid studeras mer noggrant och kan variera från fall till fall och gäller under antagandet att människor inte kan komma till skada. Om människor kan komma till skada kan en ren kostnadsoptimering inte utföras så som genomförts ovan, utan acceptabel brottsannolikhet sätts då istället utifrån Eurokoderna och blir ca 10^{-4} – 10^{-6} vilket ska jämföras mot $p_{f,ras}$.

En praktisk fråga som kan ha stor betydelse för praktisk användning av ramverket är tillgången på information. I vissa fall finns begränsad information om hur förstärkning utförts och varför. En utgångspunkt i rapporten har varit att de tunnlar som finns oftast är förstärkta i de områden där det varit relevant. Vidare antas att ägaren har information om i vilka områden tunneln är förstärkt, samt ungefär vet vilka svagheter som finns och hur dessa är förstärkta. Även i de fall då information finns om förstärkningens utformning så finns oklarheter kring hur dess bärförmåga ska beskrivas statistiskt (t.ex. avseende sprutbetongens tjocklek och hållfasthet). Om denna typ av kunskap inte finns är det troligen nödvändigt att utföra noggrann genomgång av geologiska förutsättningar samt inspektion (t.ex. med ROV) för att identifiera förstärkta områden. Om förstärkta områden finns kan dessa behöva undersökas från markytan för att bestämma utbredning och innehåll i eventuell svaghetszon. Undersökning kan innefatta såväl bergmekaniska och geologiska undersökningar som användning av geofysiska metoder och undersökningsborrning. Utifrån resultaten kan det bedömas om utförd förstärkning är tillräcklig och om övervakning med visst intervall för att kontrollera dess skick är nödvändig. För anläggningar med stor kraftproduktion bör det för tunnarna finnas en ingenjörs-geologisk modell och beskrivning av vidtagna förstärkningsåtgärder. Där så inte är fallet bör sådant underlag tas fram.

Kostnadsminimering bör göras för hela tunnelns kvarvarande livslängd och det är då nödvändigt att beakta tidsberoende parametrar. I dagsläget finns det många osäkerheter kring hur tidsberoendet ser ut. Det mest uppenbara är att nedbrytningsmekanismer kan ge försämrade bärförmåga över tid för bultar, injektering och betong, men det har inte i detta projekt varit möjligt att gå in mer i detalj på detta. Gällande svällande lera så kan det finnas en korrelation mellan nedbrytning (sprickor) i förstärkning och utveckling av svälltryck, men troligtvis

skulle det även utan nedbrytning bli en gradvis utveckling av svälltryck orsakad av naturlig grundvattentillförsel. I något läge bör då svälltrycket uppnå ett tidsberoende maxvärde. I beräkningarna har analyser gjorts med okorrelerad last (tidsberoende) samt korrelerad last (tidsberoende) för att illustrera skillnader i dessa antaganden. Denna visade på mycket stora skillnader i resultat. Troligen är helt tidsberoende last det som ger bäst skattning mot det verkliga fallet, men ytterligare forskning behövs. Genom en bättre förståelse av de mekanismer som styr svälltrycket och dess utveckling så kan troligtvis en bättre skattning göras av till vilken grad lasten är tidsberoende.

11 Slutsatser

Många av våra vattenkraftverk och kärnkraftverk har tunnlar av olika längd och utbyggnaden av vattenkraftstunnlarna tog fart i början av 1900-talet, där många av våra vattenfyllda tunnlar byggdes under den stora utbyggnadsepoken på 50-, 60- och 70-talet. Bärförmågan på installerad förstärkning från denna tidsepok är i många fall oklar och det är svårt att inspektera tunnlar när de är vattenfyllda. Samtidigt är det mycket kostsamt att tömma tunnlar på vatten och genomföra inspektion i torrhet. Detta innebär att dammägaren står inför ett klassiskt beslutsproblem där de förväntade kostnaderna för underhållet av tunnlar ska minimeras. Syftet med denna rapport var att utveckla en metod för optimalt beslutsfattande vid underhåll av vattenfyllda tunnlar samt att minska bristen på kunskap avseende underhållsaspekterna. En litteraturgenomgång genomfördes för att identifiera de främsta orsakerna till de tunnelras som inträffat i vattenfyllda tunnlar. Därefter presenterades ett förslag på ramverk för beslutsfattande för vattenfyllda tunnlar. Ramverket appliceras sedan på ett fiktivt fall med en tunnel med kända svagheter i dåligt berg och resultaten diskuterades även för tunnlar i bra berg. Från resultaten av fallstudien och efterföljande diskussion kan följande slutsatser dras:

- Ramverket bedöms kunna ge ett bra stöd i den komplicerade beslutsprocess som tunnelunderhåll innebär. Beräkningsexemplet visar på ramverkets användbarhet i att bedöma vilka åtgärder som i förväg kan förväntas vara mest fördelaktiga, samt att kvantifiera detta i termer av förväntade kostnader.
- För att kunna genomföra en analys enligt ramverkets principer krävs en ingenjörsgelogisk modell och beskrivningar av vidtagna förstärkningsåtgärder. Detta bör upprättas i de fall sådana inte existerar.
- Resultaten från det fiktiva exemplet med en större svaghetszon visade att även om bergkvaliteten längs med vissa sträckor är dålig var det inte lönsamt att genomföra direkta förstärkningsåtgärder. Istället var det mer fördelaktigt att vidta ytterligare undersökningar för att få en förbättrad bedömning av rådande förhållanden. Detta kan emellertid variera mellan olika anläggningar och gäller under antagandet att människor inte kan komma till skada.
- Erfarenheter från tidigare ras visar att större utfall främst kan förväntas i tunnlar med svällande leror i anslutning till zoner med dålig bergkvalitet. Det finns emellertid mycket stora osäkerheter kring svälltrycket och hur lasten varierar över tid. Ytterligare information skulle behövas för att bättre kunna uppskatta denna viktiga, tidsberoende last. Med hänsyn till de stora kunskapsluckor som idag existerar rörande den dimensionerande lasten som uppkommer på förstärkningen från svällande lera rekommenderas forskning på området.
- Även om inga fall beskrivits i litteraturen kan nedbrytning av förstärkning troligtvis orsaka utfall även i tunnlar med andra typer av svaghetszoner. Vidare beskrivningar och metoder för analys av nedbrytning av bergförstärkning behövs.

- Analys av mindre blockutfall indikerar att tunnlar i bra berg inte behöver åtgärdas då blockutfall troligen endast leder till mindre produktionsförluster. Även där större produktionsförluster kan förväntas är det sannolikt värt att vänta med åtgärder till en planerad avställning.

12 Referenser

- Aagaard B. (2005) *Blokkeringsras: Vanntunneler - eksempel fra overføringstunnel Svlegen, Blåfalli Vik*. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk.
- Baji H., Li C-Q., Scicluna S., & Dauth J. (2017) Risk-cost optimized maintenance strategy for tunnel structures.. *Tunneling and Underground Space Technology*, Volym 69, pp. 72-84.
- Barone G., Frangopol D., & Soliman M. (2014) Optimization of life cycle maintenance of deteriorating bridges with respect to expected annual system failure rate and expected cumulative cost. *Journal of structural engineering*, 140(2).
- Barrett S. & McCreath D. (1995) Shotcrete support design in blocky ground: towards a deterministic approach. *Tunneling and Underground Space Technology*, Volym 10, pp. 79-89.
- Barton N., Lien R., & Lunde J. (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, Volym 6, pp. 189-236.
- Berglund J. & Lindblom U. (2019) *Åldrande vattenförande bergtunnlar*. *Energiforskrappport 2019:626*, Stockholm: Energiforsk.
- Bieniawski Z. (1976) *Rock Mass Classification in rock engineering*. Proceedings of the symposium on exploration for rock engineering.
- Bjureland W., Johansson F., Sjölander A., Spross J., & Larsson S. (2019) Probability distributions of shotcrete parameters reliability-based analyses of rock tunnel support. *Tunneling and Underground Space Technology*, Volym 87, pp. 15-26.
- Bjureland W., Johansson F., Spross J., & Larsson S. (2020) Influence of spatially varying thickness on load-bearing capacity of shotcrete. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volym 98, 103336.
- Bogdanoff I. (2013) *Degradering av berg, förstärkning och injektering i tunnlar*. *Rapport 2013:26*, Stockholm: Strålsäkerhetsmyndigheten.
- Broms B. & Heiner, A., 1970. *Förstärkning av lerzoner i berganläggningar*. *Rapport R130*, Stockholm: SveBeFo.
- Bruland A. & Thidemann A. (1991) *Sikring av vanntunneler*. Vassdragsregulantenens forening (VR).
- Bråtveit K., Bruland A., & Brevik O. (2016) Rock falls in selected Norwegian hydropower tunnels subjected to hydropeaking. *Tunnelling and Underground space technology*, Volym 52, pp. 202-207.
- Brännfors S. & Hagerman Y. (1964) *Bergsprängningsteknik*. Stockholm: Svenska Bokförlaget.
- CEN (2001) *Eurocode 1990*.

- Draganovic A. & Johansson F. (2010) *Solällande leror i bergtunnlar - förstudie*. Stockholm: BeFo.
- Einstein H. (1994) Comments and recommendations on design and analysis procedures for structures in argillaceous swelling rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 31(5), pp. 535-546.
- Ellingwood B. & Galambos T. (1982) Probability-based criteria for structural design. *Structural Safety*, 1(1).
- Ellison T., Lundqvist C., & Bogdanoff I. (2010) *Åtgärder efter ras i Bolmentunneln*. Bergmekanikdagen.
- Goulet J.-A., Der Kiureghian A., & Li B. (2015) Pre-posterior optimization of sequence of measurement and intervention actions under structural reliability constraint. *Structural Safety*, pp. 1-9.
- Hansson M. (2020) *Inspektion av vattenfyllda bergtunnlar*. Energiforskrapport 2020:660. Energiforsk, Stockholm.
- Holmgren J. (1979) *Punch loaded shotcrete linings on hard rock*, Stockholm: Fortifikationsförvaltningen.
- Holmgren J. (1992) *Bergförstärkning med sprutbetong*. Vattenfall.
- Hultman R., Stille H., & Söder P. (1993) *Ras i kraftverkstunnel, Gidböle*. BeFo.
- Håkansson W. (2013) *Kraftverkstunnlars beständighet - En studie om åldringsfenomen och nedbrytningsprocesser*. LTH, Master Thesis, Lund.
- ISO 2394 (2015) *General principles on reliability for structures*.
- JCSS (2001) *Joint Committée of Structural Safety: Probabilistic model code*.
- Kovári K. (2003) History of the sprayed concrete lining method - part I: milestones up to the 1960s. *Tunneling and Underground Space Technology*, pp. 57-69.
- Kovári K. (2003) History of the sprayed concrete lining method - part II: milestones up to 1960s. *Tunneling and Underground Space Technology*, pp. 71-83.
- Lindfors U., Swindell R., Rosengren L., Holmberg M., Sjöberg J., Edelbro C., JOhansson F., Evins P. (2019) *Projektering av bergkonstruktioner*. Stockholm: Trafikverket.
- Nihayat T. (2022) *Design of tunnel support for single zones with swelling clay (Master Thesis)*, Stockholm: KTH.
- Nordström E. (2016) *Utvärdering efter 17 års fältexponering av sprucken stålfiberarmerad sprutbetong*. BeFo Rapport 153, Stockholm: BeFo.
- Nordström E. (2021) *Strategi för förvaltning av inre vattenvägar*. Energiforsk.
- Nordström E. & Holmgren J. (2009) *Sprutbetonghandboken - Reparation*.
- Palmström A. (2003) *Ras i vanntunneler – Et vedlikeholdsproblem?* Oslo: Vassdragsteknisk forum.

- Palmström A. (2018) *Ras i tunneler. Hva kan vi laere?* Oslo, Fjellsprenningsdagen.
- Phoon K., Kulhawy F., & Grigoriu M. (2003) Development of a reliability-based design framework for transmission line structure foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(9), pp. 798-806.
- Rios Bayona F., Skrobic K., & Johansson F. (2015) *Förslag till typförstärkning i systemhandlingskede - Dimensionering av typförstärkningsklasser för utbyggnad av tunnelbanan*. Stockholm: FUT.
- Roubos A., Steenbergen R., Schweckendiek T., & Jonkman S. (2018) Risk-based target reliability indices for quay walls. *Structural safety*, Volym 75, pp. 89-109.
- Saleh I. (2016) *Sprutbetong och dess egenskaper - Erfarenheter från sprutbetonganvändning vid anläggningsbyggande*, Stockholm: BeFo Rapport 154.
- Sjödahl, P., Johansson, S., Dahlin, T. (2019) *Geofysiska metoder inom dammsäkerhetsområdet*. Energiforskrapport 2019:571.
- Sparrenbom, C & Jeppsson, H. (red.) (2022) *Grundvattenboken*. Studentlitteratur.
- Spross J., & Johansson F. (2016) When is the observationla method in geotechnical engineering favourable. *Structural Safety*, pp. 17-26.
- Stille H., & Nord G. (1990) *Kompendium i Bergmekanik, Del 2*. Stockholm: KTH.
- Stille H. (1980) *Valv bildning i sprickigt hårt berg - Del 1: Teori*. Institutionen för jord - och bergmekanik. Stockholm: KTH.
- Stille H., & Palmström A. (2008) Ground behaviour and rock mass composition in underground excavations. *Tunneling and Underground SPace technology*, pp. 23:46-64.
- Straub D., & Faber M. (2005) Risk based inspection planning for structural systems. *Structural Safety*, 27(4), pp. 335-355.
- Sundquist K.-J. (1972) *Raset i tilloppstunneln för Stensjöfallets kraftverk*, Stockholm: BeFo.
- Thoft-Christensen P. (2012) Infrastructures and life-cycle cost-benefit analysis. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(5), pp. 507-516.
- Thorsell P., & Nordström E. (2009) *Erfarenheter från 10 års fältexponering av sprucken stålfiberarmerad sprutbetong*. BeFo rapport 88. Stockholm: BeFo.
- Westberg Wilde M., & Johansson F. (2016) *Probabilistic model code for concrete dams*. Energiforskrapport 2016:292, Energiforsk, Stockholm.
- Westberg Wilde M., Krounis A., & Johansson F. (2020) *Sannolikhetsbaserat ramverk för beslutsstöd*. Energiforskrapport 2020:642. Energiforsk, Stockholm.
- Windelhed K., Lagerblad B., & Sandberg B. (2002) *Cementgjutna bultars beständighet*. Rapport 58. Stockholm: SveBeFo.
- Ålenius A., Wellerhaus S., Holmberg J., Hansson P. (2023) *Dokumentation av tunnelras i utloppstunnel*, Energiforskrapport 2023:950. Energiforsk, Stockholm.

Bilaga 1

Tabell B1-1 Sammanställning av ras beskrivna i litteraturen.

Anläggning	Togs i drift	Tid för ras	Storlek på ras	Tunnel-area	Bef förstärkning	Trolig orsak till ras	Åtgärd	Referenser
Tillopstunnel, Vemork kraftverk (Norge)	1911	75 år efter vattenfyllnad				Raset berodde på att berggrunden var starkt vittrad samtidigt som den innehöll lera. Låg bergtäckning. Det tog 75 år för raset att utvecklas.		Palmström (2003)
Herlandsfoss kraftverk (Norge)	1919				50 cm tjock betong	Vattentryck i tunneln ökades.		Håkansson (2013) Selmer-Olsen (1969)
Tilloppstunnel Tåsan kraftverk (Sverige)	1953	4 år efter tunnel-drivning	> 1 800 m ³	17 m ²	Oförstärkt	Undertryck som bildades vid tömning av tunneln. Undertrycket skapade en dragkraft vilket gjorde att en svaghetszon med vittrat berg och lera kollapsade.	Bockort genom raset och förstärkning med betong	Håkansson (2013) Sundell (1994) Kuhlin (2013)
Kemano-tunneln (Kanada)	1954	2 år efter tunnel-drivning upptäcktes fallförluster, rasplatsen hittades 1961	25 000 m ³	42 m ²	Oförstärkt	Spricka med ogynnsam orientering i förhållande till tunnel-sträckningen. Sprickan hade en bredd på 1-5 cm och innehöll mylonit. Orsaken till raset bedömdes vara urspolning och erosion av sprickmaterial vilket berodde på variationer i det hydrostatiska trycket i tunneln.		Håkansson (2013) Jacobs (1975) Brox (2020)

Tilloppstunnel Vinstra kraftverk (Norge)	1959	34 år efter tunnel- drivning	4000 m ³	32 m ²		Svaghetszon med klorit och talk (?)		Palmström (2003)
Överförings- tunnel i Fortun kraftverk (Norge)	1960	35 år efter tunnel- drivning				Otillräcklig förstärkning av lerzoner.		Palmström (2003)
Tilloppstunnel Hemsil I (Norge)	1960/1 957	8 månader/år efter tunnel- drivning	200 m ³ , ca 9 m högt mätt från tunneltaket	12 m ²	Horseshoe concrete lining, smaller zones were shotcreted – where failure occured	Montmorillonit i sprick- och förkastningsfyllningar. Tjockleken av fyllningarna varierade från 1 cm till zoner på upp till 8 m. En 2,5 m lång och mycket krossad sektion, med kloritisk sprickor mellan två montmorillonitiska förkastningar		Draganovic & Johansson (2010); Brekke & Selmer-Olsen (1965) Selmer-Olsen & Palmström (1989) Palmström (2003) Selmer Olsen 1964
Vattenledande tunnel i Vrenga (Norge)	1960	startade 10 månader efter tunnel- drivning och pågick i 7 månader	5 m ² ?	5 m ² ?		Montmorillonit i kombination med förekomsten av klorit i sprickor samt ogynnsam orientering av sprickorna		Draganovic & Johansson (2010); Brekke & Selmer-Olsen (1965)
Tokke 4 kraftverk (Norge)	1961	Under tunnel- drivning	150-200 m ³	35 m ²		Montmorinolitisk breccia		Brekke och Selmer-Olsen

Utloppstunnel Tunnsjödalen (Norge)	1963	Under tunnel- drivning		35 m ²		Montmorinollitera i förkastningar längs tunneln. Under tunneldrivningen var leran torr och gav ett intryck av god stabilitet men kontakt med vatten från bergmassan gjorde att montmorillonitleran började svälla, bara 1-2 veckor efter tunnelsprängningen		Draganovic & Johansson (2010); Selmer-Olsen & Palmström (1989)
Utloppstunnel Norrängen (Sverige)	1963	26 år efter tunnel- drivning		180 m ²	Dubbelarmerad sprutbetong (nät Ø = 6 mm, c/c 200), 20 till 50 cm, samt systematisk bultning ca 1 bult per 2-4 m ² , fi25 mm, Ks40	Ras av en svaghetszon mellan två lerslag, Lerans svälltryck uppskattades till 0,2 Mpa Ojämn kvalitet på sprutbetongen, tryckhållf varierade mellan 24 MPa och 61 MPa, troligtvis pga av varierande grad av tillstyvnadsaccelerator vid påsprutningen		Draganovic & Johansson (2010); Heiner & Stille (1990) Håkansson
Tilloppstunnel, Brokke kraftverk (Norge)	1964					Lokala blockutfall orsakade av höga bergspänningar		
Eucumbene- snowy tunnel (Australien)	1969	4 år efter tunnel- drivning	3000 m ³	24 m ²	Bultförstärkning	Erosion och urspolning av sprickfyllnadsmaterial. Oklart vilken typ av fyllnadsmaterial		Håkasson (2013) Jacobs (1975)
Tilloppstunnel n till Lemonthyme (Australien)	1969	5 månader efter tunnel- drivning	1500 m ³	26 m ²	Två lager sprutbetong	Ett ras mellan två sprickor. Sprickornas orientering var ogynnsam i förhållande till tunnelorienteringen. De innehöll även fyllit. Fyllit är en metamorfoserad bergart av lerskiffer som består av	Tunneln förstärktes med stålbalkar och betong	Håkasson (2013) Jacobs (1975)

						fyllosilikater, exempelvis lermineralet klorit		
Tilloppstunnel Byrte kraftverk (Tokke 5) Norge	1968?					Vattentryck i tunneln ökades.		Håkansson (2013) Selmer-Olsen (1969)
Tilloppstunnel n Stensjöfallet (Sverige)	1968	2 år efter tunnel- drivning	2500 m ³	25 m ²	Sprutbetong, storlek okänd	Vid rasplatsen fanns en förskiffrad zon som var fem meter bred. Vid tunneldrivningen påträffades lera med svällande egenskaper men ansågs vara en liten mängd. Orsaken till raset bedömdes vara att leran svällt och orsakat en uppskrickning och avspjälkning av sprutbetongen. Tryckvariationerna i tunneln har därför eroderat eller spolat ut material ur sprickorna.		Håkansson (2013) Sundquist (1972)
Utloppstunnel Duge kraftverk (Norge)	1970	11 år efter tunnel- drivning	7000 m ³			Raset inträffade mellan två svaghetszoner		Palmström (2003)
Överföringstunnel till Follsjö, Trollheim kraftverk (Norge)	1970	30 eller 35 år efter tunnel- drivning			ingen förstärkning?? ?	40-50 cm bred leirsleep på skrå över tunnelen. Ras upp till dagen.		Palmström (2003) Palmström (2018) Aagaard (2000)
Bitdalstunneln (överföringstunnel)	1970	5 år efter tunnel- drivning				Smektit med svelletryck på 45 t/m ²	Omloppstunnel med	Lien 1977 Palmström (2018)

nel), Songa kraftverk (Norge)							betongutstöpning	
Bitdalstunneln (överföringstunnel), Songa kraftverk (Norge)	1970	28 år efter tunnel-drivning						
Tillopstunnel Sundsbarm kraftverk (Norge)	1970	12 år efter tunnel-drivning				Orsaken okänd med raset skedde i anslutning till en svaghetszon		Palmström (2003) Håkansson (2013)
Överföringstunnel Sundsbarm kraftverk (Norge)	1970	24 år efter tunnel-drivning		10 m ²		Leirrik knusningssone (som ble utstopt, men denna var för kort)		Palmström (2003)
Jørundland kraftverk (Norge)	1970	13 år efter tunnel-drivning		35 m ²		I förbindelse med svaghetszoner		Palmström (2003)
Tilloppstunnel, Rendalen kraftverk (Norge)	1971	14 år efter tunnel-drivning				Otillräckligt förstärkning i en svaghetszon med lera. Två ras och flera blockutfall		Palmström (2003)
Tilloppstunnel, Savalen kraftverk (Norge)	1971	Under tunnel-drivning	Upp till dagen (60 m)				Tunneln blev avstängd med en betongplugg + by-pass-tunnel	Kjölberg (1993) Palmström (2003)
Tilloppstunnel, Savalen kraftverk (Norge)	1971	18 år efter tunnel-drivning			betonginklädnad	Ras i by-pass-tunneln till tillopstunneln		Palmström (2003)

Overföringstunnel Mysevatn, Mauranger kraftverk (Norge)	1974	3 år efter tunnel-drivning			betonginklädnad	Raset inträffade i en svaghetszon med svällande lera. Tunneln var på rasplatsen förstärkt med en betonginklädnad vilket gav god stabilitet. Betongförstärkningen var dock för kort, vilket innebar att en del av svaghetszonen var oförstärkt.		Palmström (2018) Aagaard (2005) Palmström (2003) Håkansson (2013)
Overföringstunnel Mysevatn, Mauranger kraftverk (Norge)	1974	26 år efter tunnel-drivning				Raset inträffade i by-pass-tunneln i område med lera där betongförstärkningen var dock för kort, vilket innebar att en del av svaghetszonen var oförstärkt. (samma som förra gången....)		Palmström (2018) Aagaard (2005) Palmström (2003) Håkansson (2013)
Tunnel for vannförsyning, Rafnes petrokjemianlegg (Norge)	1976	10 dagar efter vattenfyllning		16 m ²	20-30 cm nätarmerad sprutbetong	Ras på många ställen i tunneln. Meget aktive svelleleire Svällande lera, delvis i kombination med omvandlat berg och att sprutbetong blivit applicerat direkt efter schakt. På så sätt tilläts inte leran att svälla och höga tryck byggdes upp.		Palmström (2018) Selmer-Olsen & Palmström (1989)
Färskvattentunnel Braviken pappersbruk (Norge)	1976	11 år efter drifttagande		13 m ²		Otillräcklig förstärkning i svaghetszoner med svällande lermineral i sprickorna		Granlund och Lundström (1990)
Bolmentunneln (Sverige)	1985	Innan tunneln tagits i drift		8 m ²	Bult och sprutbetong	Leromvandlat breccierat berg i svaghetszonerna. Svällande lera (smektit) och erosion bakom bergförstärkningen		Bogdanoff (2013) Ellison m fl (2010)

Bolmentunneln (Sverige)	1985	8 år efter tunnel- drivning		8 m ²	Bult och delvis armerad sprutbetong	Huvudrasat lokaliserat till en någon meter bred lersköl omgiven av krossat berg med en total bredd av ca 3 m. Eftersom tunneln skär zonen med mycket liten vinkel blev rasområdet ca 15-20 m långt. Svällande lermineral (smektit) konstaterad i samband med tunnel drivning	Burbultar och fiberarmerad betong ca 10 cm i tak och 5 cm i väggar. Därefter har nät- och lösjärns- armering i två lager sprutats in med oarmerad betong. Slutlig tjocklek 25-30 cm i takdelen och 15-20 cm i väggarna. Förtätad bultning i väggarna med cc 1m samverkan med sprutbetongen. Bottengjutning på en sträcka av 6 m har utförts och anslutits till väggkonstruktio- nen.	Didriksson & Isander (1997) Bogdanoff (2013) Ellison m fl (2010)
----------------------------	------	-----------------------------------	--	------------------	--	--	---	---

Bolmentunneln (Sverige)	1985	21 år efter tunnel- drivning	400-500 m ³	8 m ²	Två ras som täckte hela tunneln; - Nätarmerad sprutbetong - 75 mm sprutbetong, nätarmering, lösa slaka armeringsjärn, förbultning	Orsak till raset bedöms övervägande vara svällande lera - smektit. Svälltrycket i leror från Bolmentunneln hade vid raset 1995 bestämts kunna uppgå till 0,5 Mpa men var generellt lägre	Sköld av kraftigt stål för utlastning av rasmassor. När alla rasmassor var utlastade och skölden täcker in hela rasområdet ttas båda ändrarna med formsättning och sprutbetong.	Bogdanoff (2013) Ellison m fl (2010) Didriksson och Isander (1995)
Tilloppstunnel Nye Vinstra kraftverk (Norge)	1989	2 år efter tunnel- drivning	7000-10000 m ³	35 m ²	Sprutbetong och bult		Ny omloppstunnel förstärkt med sprutbetong och bult samt armerade sprutbetongbågar i avstånd 2,5 m och 50 cm sålestopp	Palmström (2018)
Tilloppstunnel Nye Vinstra kraftverk (Norge)	1989	25 år efter tunnel- drivning (annan del av tunneln)	1500-2000 m ³	35 m ²	Tunn sprutbetong, bult och fjällband	Svaghetszon	Ny omloppstunnel förstärkt med 12 cm fiberarmerad sprutbetong och bult 2x2 m på stuff. Permanent	Palmström (2018)

							förstärkning armerade sprutbetongbågar.	
Utloppstunnel Gidböle kraftverk (Sverige)	1991	6 år efter tunnel-drivning	Upp till dagen (ca 20 m)	40 m ²	10-20 cm nätarmerad sprutbetong Inga bergbultar hittades	Zon med breccierat och leromvandlat berg i kontaktzonen eller bergartsgränsen mellan diabas och gnejs. Zonens bredd på rasplatsen var ca 0,4-0,5 m. Svällningstryck någonstans mellan 0,16 och 0,39 Mpa		Draganovic & Johansson (2010); Hultman m fl. (1993)
Nye Skjerka kraftverk (Norge)	1998	1 år efter tunnel-drivning				Lite ras. Otillräcklig förstärkning av sleppete berg		
Tillopstunneln , Rio Esti vattenkraftverk (Panama)	2003	7 år efter tunnel-drivning			sprutbetong och bult	Kombination av "slaking"/svelling plus otillräcklig förstärkning	Drivning genom rasmassorna, betonginkldnad	Brox (2020)
Overføringstunnel Svelgen, Sunnhordland Kraftlag (Norge)	2003	Inom ett år efter tunnel-drivning	500 m ³	15 m ²	fiberarmerad sprutbetong med min tjocklek 15 cm, bult in i bra berg, samt bruk av fjellbånd för etablering av buer.	Smektit med svelletryck 0,54 Mpa - dvs meget aktiv		Palmström (2018) Aagaard (2005)
Tillopstunnel Ralco kraftverk (Chile)	2006	Under tunnel-drivning		78 m ²		Ras i stuff pga "mud flow" vid ingången till en "dekomponert" svaghetszon. De installerade förbultarna hade för litet s-avstånd		Palmström (2018) Palmström (2006)

						(0,3-0,5 m) i förhållande till massornas storlek (silt till grus)		
Tillopstunnel Glendoe kraftverk (Skottland)	2008	0 år efter tunnel- drivning	10 000 m ³ (71 m)				Bypass + betongplugg	Hencher (2019)
Tillopstunnelen La Higuera vannkraftverk (Chile)	2009	1 år efter tunnel- drivning	12 000 m ³		10-12 cm sprutbetong, några bultar	Zeolitter och svällande mineraler som inte uppvisade svällande egenskaper under vanliga svälltester.	Bypass	Brox (2020)
Tilloppstunnel Gilgel Gibe II (Etiopien)	2009	3 månader efter tunnel- drivning	8 500 m ³					Wallis (2010)
Shuakhevi (Georgien)	2017	3 månader efter tunnel- drivning						Brox (2020)
Diversion tunnel Ituango (Colombia)	2017	9 månader efter tunnel- drivning	120 000 m ³	190 m ²				Brox (2020a); Brox (2020b)

Bilaga 2

Resultat av beräkningar i kostnads-nyttoanalysen.

Tabell B2-1 Tjocklek 110 mm, pilhöjd 1 m

		β	p^f	$p^f_{\text{delsystem}}$	p^f_{totalt}
Brottbredd b/2	Globalt brott				
	G _{sinus}	2,807	$2,5 \cdot 10^{-3}$	0,00752	0,9687
	G _{jämn}	2,574	$5,02 \cdot 10^{-3}$		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	-2,462	0,99	0,961228	
	G _{skjuv}	1,324	$9,28 \cdot 10^{-2}$		
	G _{böjbrott}	-1,921	0,97		

		β	p^f	$p^f_{\text{delsystem}}$	p^f_{totalt}
Brottbredd 1,1 m	Globalt brott				
	G _{sinus}	2,807	$2,5 \cdot 10^{-3}$	0,00752	0,2636
	G _{jämn}	2,574	$5,02 \cdot 10^{-3}$		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	-0,849	0,8	0,256034	
	G _{skjuv}	3,584	$1,69 \cdot 10^{-4}$		
	G _{böjbrott}	0,464	0,32		

		β	p^f	$p^f_{\text{delsystem}}$	p^f_{totalt}
Brottbredd 0,5 m	Globalt brott				
	G _{sinus}	2,807	$2,5 \cdot 10^{-3}$	0,00752	0,0126
	G _{jämn}	2,574	$5,02 \cdot 10^{-3}$		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	0,276	0,39	0,00507	
	G _{skjuv}	5,361	$4,15 \cdot 10^{-8}$		
	G _{böjbrott}	2,228	$1,3 \cdot 10^{-2}$		

Tabell B2-2 Tjocklek 150 mm, pilhöjd 1 m

		β	p_f	$p_{f_delsystem}$	p_{f_totalt}
Brottbredd b/2	Globalt brott				
	G _{sinus}	4,243	1,10E-05	5,02E-05	0,91161
	G _{jämn}	3,949	3,92E-05		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	-2,124	0,98	9,12E-01	
	G _{skjuv}	2,401	8,18E-03		
	G _{böjbrott}	-1,44	9,30E-01		

		β	p_f	$p_{f_delsystem}$	p_{f_totalt}
Brottbredd 1,1 m	Globalt brott				
	G _{sinus}	4,243	1,10E-05	5,02E-05	0,04009
	G _{jämn}	3,949	3,92E-05		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	-0,38	0,65	4,00E-02	
	G _{skjuv}	5,532	1,59E-08		
	G _{böjbrott}	1,542	6,16E-02		

		β	p_f	$p_{f_delsystem}$	p_{f_totalt}
Brottbredd 0,5 m	Globalt brott				
	G _{sinus}	4,243	1,10E-05	5,02E-05	6,1E-05
	G _{jämn}	3,949	3,92E-05		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	0,8	0,21	1,12E-05	
	G _{skjuv}	7,908	1,33E-15		
	G _{böjbrott}	3,876	5,32E-05		

Tabell B2-3 Tjocklek 110 mm, pilhöjd 2 m

		β	p_f	$p_{f_delsystem}$	p_{f_totalt}
Brottbredd b/2	Globalt brott				
	G _{sinus}	3,774	8,04E-05	1,13E-04	0,96134
	G _{jämn}	3,995	3,23E-05		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	-2,462	0,99	9,61E-01	
	G _{skjuv}	1,324	9,28·10 ⁻²		
	G _{böjbrott}	-1,921	0,97		
Brottbredd 1,1 m	Globalt brott				
	G _{sinus}	3,774	0,0000804	1,13E-04	0,25615
	G _{jämn}	3,995	0,0000323		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	-0,849	0,8	2,56E-01	
	G _{skjuv}	3,584	1,69·10 ⁻⁴		
	G _{böjbrott}	0,464	0,32		
Brottbredd 0,5 m	Globalt brott				
	G _{sinus}	3,774	0,0000804	1,13E-04	0,00518
	G _{jämn}	3,995	0,0000323		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	0,276	0,39	5,07E-03	
	G _{skjuv}	5,361	4,15·10 ⁻⁸		
	G _{böjbrott}	2,228	1,3·10 ⁻²		

Tabell B2-4 Tjocklek 150 mm, pilhöjd 2 m.

		β	p_f	$p_{f_delsystem}$	p_{f_totalt}
Brottbredd b/2	Globalt brott				
	G _{sinus}	5,405	3,25E-08	4,06E-08	0,91156
	G _{jämn}	5,649	8,07E-09		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	-2,124	0,98	9,12E-01	
	G _{skjuv}	2,401	0,00818		
	G _{böjbrott}	-1,44	0,93		

		β	p_f	$p_{f_delsystem}$	p_{f_totalt}
Brottbredd 1,1 m	Globalt brott				
	G _{sinus}	5,405	3,25E-08	4,06E-08	0,04004
	G _{jämn}	5,649	8,07E-09		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	-0,38	0,65	4,00E-02	
	G _{skjuv}	5,532	1,59E-08		
	G _{böjbrott}	1,542	0,0616		

		β	p_f	$p_{f_delsystem}$	p_{f_totalt}
Brottbredd 0,5 m	Globalt brott				
	G _{sinus}	5,405	3,25E-08	4,06E-08	1,1E-05
	G _{jämn}	5,649	8,07E-09		
	Initialt lokalt brott				
	G _{vidhäftning}	0,8	0,21	1,12E-05	
	G _{skjuv}	7,908	1,33E-15		
	G _{böjbrott}	3,876	0,0000532		

Tabell B2-5 Möjliga utfall av undersökning C.

Bottenbredd	p_f	putfall	Pkomb
0,5	0,013	0,5	0,006
1,1	0,264	0,3	0,079
3,3	0,969	0,2	0,194
Summerat			0,279

Tabell B2-6 Möjliga utfall av undersökning D.

	x	utfall	
pilhöjd 1 m, tjocklek 110 mm	0,969	0,4	0,387
pilhöjd 1 m, tjocklek 150 mm	0,912	0,1	0,091
pilhöjd 2 m, tjocklek 110 mm	0,961	0,4	0,385
pilhöjd 2 m, tjocklek 150 mm	0,912	0,1	0,091
Summerat			0,954

Tabell B2-7 Möjliga utfall av undersökning C och D.

Bottenbredd	P(bottenbredd)	tjocklek	P(tjocklek)	pilhöjd	P(pilhöjd)	P(utfall)	Pf	Pf*utfall
0,5	0,5	110	0,8	1	0,5	0,2	1,26E-02	2,52E-03
0,5	0,5	150	0,2	1	0,5	0,05	6,14E-05	3,07E-06
0,5	0,5	110	0,8	2	0,5	0,2	5,18E-03	1,04E-03
0,5	0,5	150	0,2	2	0,5	0,05	1,12E-05	5,61E-07
1,1	0,3	110	0,8	1	0,5	0,12	2,64E-01	3,16E-02
1,1	0,3	150	0,2	1	0,5	0,03	4,01E-02	1,20E-03
1,1	0,3	110	0,8	2	0,5	0,12	2,56E-01	3,07E-02
1,1	0,3	150	0,2	2	0,5	0,03	4,00E-02	1,20E-03
3,3	0,2	110	0,8	1	0,5	0,08	9,69E-01	7,75E-02
3,3	0,2	150	0,2	1	0,5	0,02	9,12E-01	1,82E-02
3,3	0,2	110	0,8	2	0,5	0,08	9,61E-01	7,69E-02
3,3	0,2	150	0,2	2	0,5	0,02	9,12E-01	1,82E-02
Summerat								2,59E-01

OPTIMERING AV UNDERHÅLL FÖR VATTENFYLLDA TUNNLAR I BERG

Vattenfyllda tunnlar är en viktig del av infrastrukturen för energiproduktion, både för kärnkraft och vattenkraft. Beslut avseende hur de ska underhållas är förknippade med stora osäkerheter och kostnader. I denna rapport har ett ramverk utvecklats för optimalt beslutsfattande vid underhåll av vattenfyllda tunnlar. Ramverket bedöms ge kunna ge ägarna ett bra stöd i den komplicerade beslutsprocess som tunnelunderhåll innebär där avställning kan medföra stora produktionsförluster.

SVC - Svenskt centrum för hållbar vattenkraft, arbetar med forskning och utveckling av teknik, system och metoder för att stärka vattenkraftens roll i omställningen till ett hållbart energisystem. SVC drivs av Energiforsk i samarbete med Luleå tekniska universitet. Centret finansieras av Energimyndigheten, Svenska kraftnät, svensk vattenkraftindustri och flera av Sveriges främsta lärosäten. SVC omsätter cirka 280 miljoner kronor under programperioden 2022–2027.