

## DYNAMISKT BELASTAD UNG SPRUTBETONG

Anders Ansell

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING  
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

# **DYNAMISKT BELASTAD UNG SPRUTBETONG**

**Dynamically loaded young shotcrete**

Anders Ansell, Kungliga Tekniska Högskolan

SveBeFo Rapport 47

Stockholm 2000  
ISSN 1104-1773  
ISRN SVEBEFO-R--47--SE

## Förord

Vid tunneldrivning vill man ofta utföra betongsprutning nära sprängningsfronten, för att säkra löst berg eller för att det är produktionstekniskt rationellt. Samtidigt har det hävdats att man kan skada den nysprutade betongen genom vibrationer från sprängningen av nästa salva. För att få bättre kunskap om vad den icke härdade betongen tål har försök genomförts i *LKABs* gruva i Kiruna som en del i Anders Ansells doktorsarbete vid *KTH, Institutionen för Byggkonstruktion*. Experimenten genomfördes i samarbete med Ulf Nyberg, *SveBeFo*, och Stig Fjellborg, *LKAB*, och resultaten har jämförts med analytiska beräkningar.

Ansells doktorsavhandling lades fram i december 1999 och innefattar även arbeten med dynamiskt belastade stålbultar för att simulera effekter av bomblastar. De genomförda sprutbetongförsöken redovisas här i svenskspråkig sammanfattad version, baserad på avhandlingen. Försöksserien är relativt begränsad men visar att sprutbetongen i vissa skeden kan vara känslig för vibrationspåverkan. Praktiska erfarenheter tyder emellertid på att man bör kunna spränga utan problem nära sprutad betong. För att bättre klara ut vilka förhållanden som faktiskt råder vid en avancerande tunnelfront planeras i ett nytt projekt vibrationsmätningar i tunnlrar för Södra Länken i Stockholm. Beroende på resultaten av dessa kan ytterligare undersökningar av vibrationskänsligheten bli aktuella.

Projektet är genomfört av en doktorand vid en högskoleinstitution specialiserad på betongkonstruktion i nära samverkan med sprängteknisk kompetens på *SveBeFo*. Försöken har gjorts i *LKABs* gruva och avser en praktisk frågeställning av intresse för såväl beställare och projektörer som entreprenörer. Det genomförda projektet är därmed ett gott exempel på samverkan mellan olika kompetenser på ett sätt som *SveBeFo* strävar efter.

Stockholm i februari 2000

Tomas Franzén

## Sammanfattning

Dynamiska laster på undermarkskonstruktioner i berg, t.ex. tunnlar, kan orsakas av sprängning i samband med närliggande anläggningsarbete. Dessa laster ger upphov till vibrationer som fortplantas genom berget som spänningsvågor vilka kan skada närliggande ung sprutbetong.

Fältförsök och numerisk modellering av ung vibrationsutsatt sprutbetong visar att en tjock sprutbetong är mer vibrationskänslig än en tunn. Det observerades att sprutbetong är mindre känslig för vibrationer i mycket tidigt skede då den utan större motstånd kan följa bergrörelser, så länge vidhäftningen mot berget är intakt. Under härdningsprocessen genomgås sedan en fas med högre känslighet än för motsvarande fullhärdad sprutbetong.

Baserat på utvärdering och jämförelser av resultaten ges ett antal förslag till fortsatt forskning. Fortsatt undersökning av ung sprutbetong måste fokuseras på utvecklingen av vidhäftningshållfastheten för sprutbetong på berg.

Nyckelord: *dynamik, vibration, sprängning, bergförstärkning, spänningsvåg, ung sprutbetong, numerisk modell, fältförsök.*

## Summary

Dynamic loads on underground structures, such as tunnels, may be caused by e.g. blasting during nearby construction work. These loads give rise to vibrations that propagate as stress waves through the rock, possibly causing damage to adjacent young shotcrete linings.

Field tests and numerical modelling of young shotcrete exposed to vibrations indicate that a thicker lining is more vulnerable to vibrations than a thinner. It was observed that shotcrete is less sensitive to vibrations when very young since such a lining is flexible and able to follow motions of the rock mass, as long the adhesive bond is intact. During the curing process, the shotcrete goes through a stage where it is more vulnerable to vibrations than when very young or fully mature.

Based on the results, a number of topics for further research is suggested. For further studies of young shotcrete, the development of the adhesive bond between shotcrete and rock must be set in focus.

Keywords: *dynamics, vibration, blasting, rock reinforcement, stress wave, young shotcrete, numerical model, field test.*

# Innehåll

<b>Symbolförteckning</b>	<b>ix</b>
<b>1 Inledning</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrund . . . . .	1
1.2 Bergförstärkning . . . . .	1
1.3 Sprutbetong . . . . .	3
1.4 Vibrationsutsatt sprutbetong . . . . .	6
<b>2 Materialegenskaper</b>	<b>9</b>
2.1 Materialegenskaper hos berg . . . . .	9
2.2 Tryckhållfasthet hos betong och ung sprutbetong . . . . .	11
2.3 Draghållfasthet hos betong och ung sprutbetong . . . . .	12
2.4 Elasticitetsmodul hos betong och ung sprutbetong . . . . .	13
2.5 Vidhäftning mellan sprutbetong och berg . . . . .	14
2.6 Akustiska egenskaper hos ung sprutbetong . . . . .	16
<b>3 Dynamik</b>	<b>19</b>
3.1 Dynamiska laster . . . . .	19
3.2 Elastiska spänningsvågor . . . . .	20
3.3 Vågreflektion . . . . .	22
3.4 Skallagar inom bergmekaniken . . . . .	25
<b>4 Fältförsök</b>	<b>29</b>
4.1 Försöksprogram . . . . .	29
4.2 Tryckhållfasthet . . . . .	37
4.3 Draghållfasthet . . . . .	43
4.4 Vidhäftningshållfasthet . . . . .	43
4.5 Skador på berg och sprutbetong . . . . .	44
4.6 Accelerationsmätning . . . . .	49
4.7 Partikelhastigheter . . . . .	55
<b>5 Numerisk modellering</b>	<b>63</b>
5.1 Elastisk vågmodell . . . . .	63
5.2 Egenskaper och val av indata . . . . .	65
5.3 Modellering av resultat från fältförsök . . . . .	70

<b>6 Resultatjämförelser och slutsatser</b>	<b>75</b>
6.1 Diskussion och jämförelser av resultat . . . . .	75
6.2 Slutsatser och rekommendationer . . . . .	76
6.3 Fortsatt forskning . . . . .	77
<b>Erkännanden</b>	<b>79</b>
<b>Litteraturförteckning</b>	<b>81</b>

# Symbolförteckning

$a$	parameter i linjär regression
$a^*$	uppskattad parameter i linjär regression
$a_1, a_2, \dots, a_i$	konstant
$A$	tvärsnittsarea
$b$	parameter i linjär regression
$b^*$	uppskattad parameter i linjär regression
$b_1, b_2, \dots, b_i$	konstant
$c$	vågutbredningshastighet
$c_d$	vågutbredningshastighet hos distorsionsvågor (skjuvvågor)
$c_l$	vågutbredningshastighet hos longitudinella vågor
$c_r$	vågutbredningshastighet hos Rayleighvågor
$c_{rock}$	vågutbredningshastighet i berg
$c_{shcr}$	vågutbredningshastighet i sprutbetong
$c_A, c_B$	vågutbredningshastighet i material $A$ (eller $B$ )
$E$	elasticitetsmodul
$E_B$	elasticitetsmodul för material $B$
$E_{rock}$	elasticitetsmodul för berg
$E_{shcr}$	elasticitetsmodul för sprutbetong
$E^{28d}$	elasticitetsmodul för betong (sprutbetong) vid ålder $\hat{t}_d = 28$ dagar
$f$	antal statistiska frihetsgrader
$f_{ad}$	vidhäftningshållfasthet för sprutbetong
$f_{cc}$	tryckhållfasthet för betong (sprutbetong)
$f_{cc}^{28d}$	tryckhållfasthet för betong (sprutbetong) vid ålder $\hat{t}_d = 28$ dagar
$f_{cr}$	böjdraghållfasthet för betong
$f_{ct}$	draghållfasthet för betong (sprutbetong)
$f_{cube}$	tryckhållfasthet för betongkuber
$f_{cyl}$	tryckhållfasthet för betongcylindrar
$f_{eh}$	kopplingsgrad
$f_{samp}$	samplens frekvens (i Hz)
$F_l$	longitudinell kraft



$i$	räknare, index
$j$	räknare, index
$l_0$	ursprunglig mätsträcka, längd av provkropp
$\Delta l$	förlängning av provkropp
$L_e$	längd av sprängladdning
$m$	massa
$n$	räknare, nummer
$P$	kraft
$Q, Q_e$	vikt av sprängladdning
$Q_0$	summa av kvadrerade residualer
$r$	kvot mellan avstånd och laddningsvikt
$R$	avstånd
$R_j^+$	reflektionskoefficient i positiv riktning
$R_j^-$	reflektionskoefficient i negativ riktning
$s$	uppskattad standardavvikelse
$s_{ANFO}$	laddningskoncentration relativt ANFO
$S_{xx}, S_{yy}, S_{xy}$	summa av kvadrater
$t$	tid
$t_{p/2}$	t-fördelning
$\hat{t}$	ålder av betong (sprutbetong)
$\hat{t}_d$	ålder i dagar av betong (sprutbetong)
$\hat{t}_h$	ålder i timmar av betong (sprutbetong)
$\Delta t$	ändring i tid, tidssteg
$T_j^+$	transmissionskoefficient i positiv riktning
$T_j^-$	transmissionskoefficient i negativ riktning
$v$	pulshastighet, partikelhastighet
$v_{eh}$	partikelhastighet före korrektion med $f_{eh}$
$v_i$	hastighet vid mätpunkt $i = 1, 2, \dots, 7$
$v_I$	infallande (våg) partikelhastighet
$v_{max}$	maximal partikelhastighet
$v_R$	partikelhastighet hos reflekterad våg
$v_T$	partikelhastighet hos transmitterad våg
$v_1$	hastighet hos pålagd förskjutning
$\dot{v}_I$	infallande partikelacceleration
$V$	volym
$w/c$	vatten/cement halt
$x$	rymdkoordinat, axiell koordinat

$\Delta x$	längd av ett element längs $x$
$X$	variabel i linjär regression
$X_i$	komponent i datapar
$\bar{X}$	medelvärde av $X_i$
$y$	rymdkoordinat
$Y$	variabel i linjär regression
$Y_i$	komponent i datapar
$Z_{\text{rock}}$	impedans för berg
$Z_{\text{shcr}}$	impedans för sprutbetong
$\alpha$	hydratationsgrad
$\varepsilon$	töjning
$\dot{\varepsilon}$	töjningshastighet
$\eta$	kvoten $f_{cc}/f_{cc}^{28d}$
$\theta$	vinkel, reflektionsvinkel, lutningsvinkel
$\nu$	Poissons tal
$\rho$	densitet
$\rho_{\text{rock}}$	densitet för berg
$\rho_{\text{shcr}}$	densitet för sprutbetong
$\rho_A, \rho_B$	densitet för material $A$ (eller $B$ )
$\sigma$	spänning, spänningslast
$\sigma_c$	tryckhållfasthet
$\sigma_j$	spänning inom ett element
$\sigma_j^+$	spänning i positiv riktning
$\sigma_j^-$	spänning i negativ riktning
$\sigma_I$	spänning hos infallande våg
$\sigma_R$	spänning hos reflekterad våg
$\sigma_T$	spänning hos transmitterad våg
$\tau$	skjuvspänning
$\phi$	diameter
$\phi_e$	diameter av sprängladdning
$\phi_h$	diameter av laddningshål



# Kapitel 1

## Inledning

### 1.1 Bakgrund

I de flesta underjordsarbeten i hårt berg används sprängämnen för att möjliggöra borttransport av bergmassor. Detta ger upphov till vibrationer i berget som i sin tur påverkar bl.a. de förstärkningskonstruktioner man använder vid arbetet. Två specifika problem med dynamiskt belastade bergförstärkningar studeras i en avhandling, [2], presenterad under hösten 1999 vid *Institutionen för Byggkonstruktion, KTH*. De två problem som studeras är dels funktionen hos en energiupptagande bergbult och dels hur icke härdad sprutbetong påverkas av vibrationer från sprängning. Problemen har studerats experimentellt och genom analytisk och numerisk modellering. I föreliggande rapport sammanfattas den del som behandlar den unga sprutbetongen. Då innehållet är något förkortat jämfört med [2] hänvisas till den ursprungliga versionen för t.ex. utförlig teoretisk sammanställning över vågutbredning. Samtliga figurer och tabeller i rapporten är hämtade från [2].

Ett problem som ofta uppstår vid tunnelbygge är säkerheten och skyddet för närliggande konstruktioner och installationer som t.ex. datorer och annan vibrationskänslig utrustning. Ett särskilt viktigt problem är vibrationståligheten hos ung betong och sprutbetong som utsätts för yttre vibrationer under härdningstiden. Betong, gjuten eller sprutad, som tidigt utsätts för vibrationer kan få betydligt försämrade egenskaper efter härdning än motsvarande ostörd betong. Problemen kan t.ex. uppstå när parallella tunnlar drivs nära varandra eller när sprutbetong används nära tunnelfronten. Erfarenheterna av sprutbetongens känslighet kommer att undersökas vidare inom projekt initierade av *Sve-BeFo* med syftet att förkorta drivningscykeln vid tunnelarbeten, där restriktioner hittills gällt för sprängning nära nysprutad betongförstärkning.

### 1.2 Bergförstärkning

Här beskrivs kortfattat huvuddragen i bergförstärkning för att ge en bakgrund till de försök och beräkningar som presenteras i senare kapitel. Den beskrivning som ges är långt ifrån komplett och därför rekommenderas för fördjupning de mer utförliga beskrivningarna i kurslitteraturen av Stille och Nord, [51]–[52], den Svenska bergförstärknings och sprutbetonghandboken av Holmgren, [22], Kanadensiska *Canadian Rockburst Support Handbook* av Kaiser m.fl., [31], och sammanställningen av Hoek och Brown, [19]. Avsnittet baseras på dessa referenser om inte annat anges.

**Tabell 1.1:** Egenskaper hos vanliga förstärkningselement (från [31]).  
*Characteristics of typical support elements (from [31]).*

Förstärknings- egenskap	Funktion:		
	förstärkande	kvarhållande	hållande
styv	ingjutet kamstål	sprutbetong	ingjutet kamstål
mjuk	—	nät	lång mekanisk bult
stark	kabelbult	förstärkt sprutbetong	kabelbult
svag	klent kamstål	#9 standard nät	Split Set bult
spröd	ingjutet kamstål	oarmerad sprutbetong	ingjutet kamstål
töjbar	Konbult	kedje-nät	töjbar Swellex

Bergförstärkning definieras som de åtgärder som vidtas för att skapa stabila underjordiska rum i berg. Huvudfaktorn vid design av bergförstärkningssystem är säkerheten för de människor som nyttjar eller vistas i bergrummet, vilket t.ex. kan vara en tunnel, en gruva eller ett skyddsrum. Ett stödjande eller förstärkande system måste väljas så att skada av nedfallande block och sten på material och människor som vistas i bergrummet minimeras. Bergförstärkning kan ofta indelas i tillfälliga och permanenta system. Tillfälliga system används för att skapa stabilitet under byggprocessen medan permanenta system anpassas för att kunna stödja under byggnadens hela livstid. En tillfällig förstärkning måste vara flexibel och lätt att placera eftersom den ofta bär last omedelbart efter monteringen. En permanent förstärkning uppförs ofta så tidigt som möjligt efter borttransport av bergmassor. Vid tunnelbygge följer ofta uppförandet av permanenta system takten vid tunneldrivningen med syfte att lämna minsta möjliga tunnellängd som måste förstärkas tillfälligt. I vissa fall kan tillfälliga system komma att ingå i de permanenta systemen.

De förstärkningskomponenter som används inom bergförstärkning är ofta bergbultar, sprutbetong, stålbågar, gjuten eller prefabricerad betong vilka används enskilt eller i kombinationer. I Sverige rekommenderas att bergförstärkningssystem väljs från fyra huvudtyper av kombinationer, beroende på bergetkvalitet. Den första typen består av enbart ett 50 mm tjockt oarmerat skikt sprutbetong. Den andra och den tredje typen består även de av sprutbetong men förankrade i bergbultar, med eller utan ändförankring. För dessa två typer måste sprutbetongen armeras med stänger eller fibrer. Den fjärde typen består av betongbågar som byggs upp av betong, oarmerad eller armerad med stänger eller fibrer.

Förstärkningskomponenterna kan klassificeras med avseende på förstärkningsfunktion. I Tabell 1.1 listas några vanliga typer av komponenter efter respektive förstärkningsfunktion, dvs. förstärkande, kvarhållande eller hållande. Ett förstärkande element strävar till att stärka berget så att det kan stödja sig självt. Den kvarhållande funktionen är viktig i säkerhetshänseende eftersom den förhindrar nedfall av block och sten och därigenom även fortskridande ras. Den hållande funktionen förankrar förstärkningssystemen till stabil grund. Listat är bl.a. kabelbultar som ofta består av en stålwire eller lång stålstång som används till att förankra stora bergvolymmer och används i längder av 10–30 m. Ett nät är ofta ett svetsat armeringsnät av den typ som även används vid armering av t.ex.

betongplattor. Ett kedje-nät är ett mjukare, mer formbart nät av den typ som används i stängsel. Tabell 1.1 avser funktionerna i samband med risk för skador i berg på grund av seismisk aktivitet i form av t.ex. utstötningar av berg i hög hastighet. Tabellen torde dock i stort vara allmängiltig.

### 1.3 Sprutbetong

Sprutbetong definieras som murbruk eller betong som projekteras pneumatiskt på en yta, se t.ex. [12], [52], [59] och [67]. Sprutbetong skiljer sig från konventionell, gjuten betong genom att vid gjutning krävs normalt vibrering medan sprutbetong kompakteras med hög hastighet omedelbart när underlaget nås. Det finns två grundläggande metoder för betongsprutning vilka definieras genom den typ av utrustning som används. Den första metoden är torrsprutning vilket innebär att en torr blandning av cement, ballast och tillsatser blandas med vatten först i utrustningens sprutmunstycke. Den andra metoden är våtsprutning vilket innebär att färdigblandad betong pumpas genom munstycket. Karakteristiskt för torrsprutning är att låga vattencementhalter ger gott resultat även då inga acceleratörer används. Den största fördelen med våtsprutning är att större mängder sprutbetong kan produceras än vad som är möjligt med torrsprutning. Det är också möjligt att spruta tjockare lager i en sprutomgång. Våtsprutning kan ge lägre vidhäftningshållfastheter än torrsprutning. Bägge typer kan användas vid sprutning av nät och fiberarmerad betong. Sprutbetong klassas dessutom ofta efter cementkvalitet, fiberkvalitet, tillsatser och typ av ballast. De två huvudmetodernas egenskaper sammanfattas och jämförs i Tabell 1.2 från [59]. En kompletterande sammanställning ges i [19].

På grund av den höga anslagshastigheten mot underlaget är det möjligt att fylla även fina sprickor med cement och även till viss del med de finare ballastfraktionerna. På detta sätt blir en bergyta helt förseglad av sprutbetong vilket förhindrar att lösa block och stenar lossnar från ytan. Denna effekt, som ibland kallas murbrukseffekten (se t.ex. [22] och [52]) är verksam även i mycket tunna sprutbetongskikt. Den främsta egenskapen hos sprutbetong är dess förmåga att häfta vid bergunderlaget vilket är särskilt viktigt för sprutbetong utan bergbultar. En oarmerad sprutbetong är känslig för deformationer vilka kan orsaka vidhäftningsbrott redan vid storleksordningen några millimeter. En armerad sprutbetong kan däremot vara fortsatt verksam även efter vidhäftningsbrott över delar av ytgränsskiktet mellan sprutbetong-berg, [1] och [24]. Den vidhäftningshållfasthet som kan uppnås bestäms av bergtyp, bergytans konfiguration och sprutmetod, dvs. torr eller våtsprutning. Även yrkeskunskapen och noggrannheten hos personalen som hanterar sprututrustningen är en viktig faktor. Vidhäftningshållfastheten bestäms vanligtvis genom utdragsförsök vinkelrätt bergväggen. När våtsprutningsmetoden används med acceleratörer måste hänsyn tas till att dessa kan påverka betongens krympning varvid vidhäftningen märkbart kan försämrats, [24]. En sprutbetong som utsätts för en stanslast, t.ex. från en bergbult, kan vara fortsatt verksam genom tre olika stadier, [21]. Under det första stadiet dominerar vidhäftningen längs gränsskiktet mellan sprutbetong-berg. Efter det huvudsakliga vidhäftningsbrottet följs detta av böjmotstånd i sprutbetongen under kontinuerlig spricktillväxt. Under det tredje stadiet fungerar sprutbetongen som ett membran innan den förstärkande effekten helt upphör. Sprutbetong kan vara verksam från 20–30 mm tjocklek men det är vanligt med tjocklekar om 50 mm eller mer för att ge full täckning av samtliga bergytor, [52]. Om torrsprutning används måste därför oftast flera lager sprutas medan våtsprutningsmetoden klarar upp till 200 mm i en omgång.

**Tabell 1.2:** Egenskaper för torrsprutnings och våtsprutningsmetoden (från [59]).  
*Characteristics of dry-mix and wet-mix shotcreting methods (from [59]).*

<b>Torrsprutning</b>	<b>Våtsprutning</b>
<b>Utrustning</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Lägre totalinvestering</li><li>• Underhåll är relativt enkelt och ovanligt</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Mindre utrustning vid arbetsplatsen</li><li>• Lägre slitage i pump, slang och munstycke</li><li>• Upp till 60% mindre luftåtgång</li></ul>
<b>Blandning</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Vid arbetsplatsen eller vid betongstation</li><li>• Färdigblandat, torra beståndsdelar kan användas men ej lämnas oskyddade i fuktig miljö</li><li>• Funktionen försämras av våt sand</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Noggrann blandning vid betongstation</li><li>• Kan använda färdigförpackad mix</li><li>• Våt sand accepteras</li></ul>
<b>Produktion</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Överskrider sällan 5 m<sup>3</sup>/tim.</li><li>• Kan transporteras längre sträckor än vid våtsprutning</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Högre än motsvarande torrsprutningsutrustning</li><li>- 2–10 m<sup>3</sup>/tim. (handhållet)</li><li>- upp till 20 m<sup>3</sup>/tim.</li></ul>
<b>Återstuds</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Kan vara 15–40% från vägg och 20–50% uppifrån</li><li>• Ger återstuds-fickor</li><li>• Förlust av ballast ger svårigheter att exakt uppfylla blandningsföreskrifter och cement tillsätts vanligtvis</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Låg återstuds med rätt blandning, kan vara lägre än 10%</li><li>• Återstuds-fickor förekommer ej</li><li>• Låg förlust av ballast</li></ul>

Tabell 1.2: (fortsatt)

Torrspjutning	Vätsprutning
<b>Kvalitet</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Högre styrka, på grund av lägre <math>w/c</math> halt</li><li>• Mindre homogen kvalitet då vattentillsatsen styrs av operatören och på grund av ojämn materialmatning</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Svårt att få hög styrka, på grund av högre <math>w/c</math> halt</li><li>• Homogenare kvalitet</li></ul>
<b>Anslagshastighet</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Högre – bättre vidhäftning, enklare att använda i tak</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Vanligtvis tillräckligt för tunnlar och gruvor</li></ul>
<b>Tillsatser</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Pulver tillsätts i mixer före cirkulationscyklern</li><li>• Vätskor vid munstycket</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Vanligtvis som vätskor</li></ul>
<b>Damm</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Hög dammbildning som kan reduceras genom förfuktning med 5–15% fukthalt (halvvåt metod) eller genom att flytta vattenringen bakåt från munstycket</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Mycket låg dammbildning</li><li>• Bättre sikt</li><li>• Ingen risk för laminering pga. damm</li></ul>
<b>Användbarhet</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Kan användas för: sandblästring, "guniting" och ytförbättring</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Kan användas som betongpump för platsgjutning</li></ul>



## 1.4 Vibrationsutsatt sprutbetong

Som tidigare har nämnts är sprutbetong betong som projekteras på underlaget med pneumatik. Det är därför intressant att även studera gjuten betong som vid tidig ålder utsätts för vibrationer. Det finns ingen konsekvent definition på ung sprutbetong men "fresh shotcrete" definieras i Österrikiska *Guideline shotcrete*, [70], som sprutbetong ej äldre än 24 timmar. I [26] används begreppet "green concrete" för att beskriva gjuten betong som är yngre än 24 timmar. Byfors, [10], definierar "fresh concrete" som betong före bindning, "early age concrete" som betong mellan bindning och ca 1–3 dagars ålder. Vidare definieras "almost hardened concrete" som betong äldre än 1–3 dagar men yngre än 28 dagar vilket i allmänhet definierar fullhärdad betong ("hardened concrete").

Ett antal intressanta undersökningar av ung vibrationsutsatt gjuten betong har publicerats, varav några kort sammanfattas i det följande. Howes, [25], har använt ett skakbord för att på betongcylindrar åstadkomma laster som liknar de som uppstår i samband med sprängningar vid bygg och anläggningsarbeten. Uppsättningar av betongcylindrar utsattes för vibrationer med varaktighet på en timme och med partikelvibrationshastigheter på 30,5 ; 81,3 och 127,0 mm/s. Försöken genomfördes för betongåldrar från en timme och upp till sju dagar. Vid de avslutande provtryckningarna observerades ingen hållfasthetsskillnad mellan de vibrationsutsatta betongcylindrarna och de referencylindrar som ej vibrerats.

En uppföljning till försöken av Howes, [25], presenteras av Oriard and Coulson, [44], som har utfört ytterligare fältförsök med målsättning att fastställa ett vibrationskriterium för gjuten betong av grövre dimensioner, t.ex. plattor på mark. Resultaten presenteras i tabeller med tillåtna partikelhastigheter som funktion av en avståndsfaktor som beror av avståndet. Tabellen, som här återges som Tabell 1.3, inkluderar också maximala tillåtna vibrationshastigheter i mm/s. Litteratursammanställningar presenteras av Silfwerbrand, [50], och Dowding, [14], där den sistnämnde även drar slutsatsen att ung betong är känsligast för vibrationer vid en ålder mellan 10 och 20 timmar. Gränsen för vibrationsskador skulle under det tidsintervallet ligga på ca 150 mm/s. Hulshizer och Desai, [26], presenterar resultat från fältförsök där betongcylindrar, balkar och väggar har utsatts för spränginducerade vibrationer med varierande magnitud. Som komplement har även laborieförsök utförts. Med hjälp av ett skakbord har betongcylindrar utsatts för vibrationer med konstanta frekvenser. Resultaten från över 800 provkroppar har sammanfattats i ett kriterium för ung gjuten betong vilket här sammanfattas i Tabell 1.4.

Hulshizer, [27], konstaterar att en ofta använd gräns för tillåtna vibrationer har varit 50 mm/s. Detta kombineras vidare med resultaten presenterade av Howes, [25], och slutsatsen är att konstanta vibrationer om ca 25–50 mm/s kan accepteras och troligen även vibrationer i storleksordningen 100–130 mm/s, vilket dock kräver särskild utredning beroende av aktuellt lastfall.

Vidare konstateras att betong klarar impulslaster, från t.ex. sprängning, med nivåer upp till ca 130 mm/s samt att ung betong klarar impulslaster upp till ca 250 mm/s under de första 24 timmarna efter gjutning, utan att allvarliga skador uppstår på den härdade betongen. Det har däremot inte hittats några publicerade resultat från vibrationsförsök med ung sprutbetong. Det finns däremot ett antal intressanta fältförsök som genomförts i tunnlar och gruvor där fullhärdad sprutbetong har utsatts för vibrationer från sprängning. Kendorski m.fl., [32], har undersökt hur sprutbetong påverkas av en normalstor sprängsalva i samband med gruvsdrift vid *Climax Mine* i Colorado, USA.

**Tabell 1.3:** Sprängskadekriterium för gjuten betong (från [44]).  
*Blast damage criteria for mass concrete (from [44]).*

Betongålder	Tillåten partikelhastighet vid vibrationskälla [mm/s] ([in/s])
0 – 4 tim.	101,6 × DF (4 × DF)
4 tim. – 1 dag	152,4 × DF (6 × DF)
1 – 3 dagar	228,6 × DF (9 × DF)
3 – 7 dagar	304,8 × DF (4 × DF)
7 – 10 dagar	381,0 × DF (12 × DF)
≥ 10 dagar	508,0 × DF (20 × DF)

där

Avståndsfaktor (DF)	Avstånd från sprängning till betong [m]
1,0	0 – 15
0,8	15 – 46
0,7	46 – 76
0,6	> 76

**Tabell 1.4:** Sprängskadekriterium för nygjuten betong (från [26]).  
*Blast damage criteria for freshly-placed concrete (from [26]).*

Betongålder [tim.]	Maximal partikelhastighet [mm/s]
0 – 3	100
3 – 11	38
11 – 24	50
24 – 48	100
> 48	175

Försök utfördes med varierande avstånd mellan sprutbetong och laddning. Skador detekterades som funktion av avstånd men det utfördes inga vibrationsmätningar.

Wood och Tannant, [61], Tannant och McDowell, [57], samt McCreath m.fl., [41], redovisar försök som utförts i en Kanadensisk guldgruva. Sprutbetong, armerad med stål-fiber och alternativt armeringsnät, har utsatts för vibrationer från närliggande sprängning. Försöken visade att stålfiberarmerad sprutbetong kan vara fortsatt verksam trots att den har utsatts för vibrationsnivåer av 1500–2000 mm/s. Dynamiska dragspänningar i storleksordningen 15 MPa uppmättes i sprutbetongen. Det observerades att nätarmerad sprutbetong är tåligare än fiberarmerad under kraftig dynamisk påverkan. Detta beror i huvudsak på att nätarmeringen ger sprutbetongen en förmåga att kvarhålla uppspräckt berg. Det föreslås vidare att nätarmerad sprutbetong kan förväntas vara delvis funktionell även efter att ha utsatts för så höga partikelvibrationer som 2000–6000 mm/s, [41]. Slutsatserna baseras på observationer av personalen vid ett antal gruvor i Sudbury, ett gruvcentrum i Ontario, Kanada. Det observerades att i samband med sprängning uppstod sprickor i närliggande sprutbetong. Dock fann man inga större utstötta partier eller någon kraftig ökning i vidhåftningsbrott, vilket kontrollerades genom så kallad "bomknackning" med hammare. Sprutbetongs funktion som förstärkning i svagt berg har undersökts statistiskt och dynamiskt genom försök med sprutbetongpaneler. En försöksserie med fallförsök redovisas av Beauchamp, [4], och Tannant m.fl., [55] och [56]. Försöksuppställningen simulerade utstötning av bergblock och utfördes med olika fallhöjder och paneltyper. Försöksresultaten presenteras som samband mellan skada, energiupptagning och förskjutningar.

## Kapitel 2

# Materiallegenskaper

I detta kapitel presenteras ett urval av materialparametrar för berg, betong och sprutbetong. Det första avsnittet innehåller materialdata för ett urval av bergtyper och i de följande avsnitten diskuteras materialegenskaper hos betong och sprutbetong. Betongavsnitten har vidare uppdelats så att materialegenskaper hos ung sprutbetong diskuteras ingående, kompletterat med uppgifter om konventionell, gjuten betong där så erfordras. Några av de parametrar som ges är relaterade till spänningsvågor vilka diskuteras i Kapitel 3. Målsättningen är inte att ge en heltäckande sammanställning utan att ge en grund för utvärdering av de fältförsök som presenteras i Kapitel 4 och det numeriska modelleringsarbete som presenteras i Kapitel 5. Avsnitten fokuserar på tidsberoendet av tryckhållfasthet, draghållfasthet och elasticitetsmodul samt vidhäftning och akustiska egenskaper hos ung sprutbetong.

### 2.1 Materialegenskaper hos berg

Bergs egenskaper som konstruktionsmaterial beror på de mekaniska egenskaperna för det intakta bergmaterialet och på de geologiska diskontinuiteter som förekommer, [13]. De sistnämnda har ofta tillkommit i historisk geologisk ålder och kan t.ex. vara sprickor eller områden som fyllts med material med betydligt sämre egenskaper än det omgivande berget. Den styrande faktorn är skalan av den bergbyggnad som ska uppföras, t.ex. en tunnel, i relation till avståndet mellan frekvent förekommande diskontinuiteter i berget. På grund av detta kan ett laboratorieförsök av ett bergmaterialprov ge materialstorheter som vida skiljer sig från de egenskaper som återfinns i fältet där provet har tagits. Områden med diskontinuiteter är ofta zoner med begränsad draghållfasthet och kan ge upphov till en mängd problem vid bergbyggnad. En sammanställning av olika problemtyper är utanför föreliggande rapports omfattning, men sammanställningar presenteras i t.ex. [51]. Av särskilt intresse är däremot utstöttningsfenomenet som innebär att bergskivor kastas ut vid dynamiska händelser i berget. Detta ger ofta upphov till smällande ljud i berget varför fenomenet ofta kallas smällberg. Problemet uppträder ofta i underjordiska hålrum i osprucket berg med låg draghållfasthet som utsätts för stort yttre tryck.

Några viktiga materialparametrar för ett urval av bergtyper visas i Tabell 2.1. I de fall de angivna storheterna kan variera beroende på läge och skala har dessa givits i form av typiska intervall för bergtypen i fråga. Som ett komplement ges även akustiska egenskaper för några av bergtyperna i Tabell 2.2.

**Tabell 2.1:** Egenskaper för ett urval av bergtyper. Elasticitetsmodul,  $E$ , Poissons tal,  $\nu$ , densitet,  $\rho$ , och tryckhållfasthet,  $\sigma_c$ .  
*Properties of a selection of rock types. Elastic modulus,  $E$ , Poissons ratio,  $\nu$ , density,  $\rho$ , and compressive strength,  $\sigma_c$ .*

Bergtyp	$E$ [GPa] <sup>b</sup>	$\nu$ <sup>b</sup>	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\sigma_c$ [MPa]
granit	40–80	0,15–0,30	2500–2800 <sup>d</sup>	160–240 <sup>f</sup>
gnejs	30–100	0,15–0,30	2700 <sup>e</sup>	160–280 <sup>f</sup>
kvartsit	30–120	0,10–0,30	2100 <sup>e</sup>	150–300 <sup>f</sup>
kalksten	10–80	0,15–0,30	2700 <sup>e</sup>	20–90 <sup>f</sup>
sandsten	3–60	0,15–0,30	2100–2700 <sup>e</sup>	30–180 <sup>f</sup>
järnmalm <sup>a</sup>	okänt	okänt	4800 <sup>c</sup>	115 <sup>c</sup>

<sup>a</sup>järnmalm från *Kiirunavaaragruvan*

<sup>b</sup>enligt Stille and Nord, [51]

<sup>c</sup>enligt Jinnerot and Nilsson, [29]

<sup>d</sup>enligt Bygg 1B, [66]

<sup>e</sup>enligt Handboken bygg T, [71]

<sup>f</sup>enligt Bygg 1A, [65]

**Tabell 2.2:** Akustiska egenskaper för ett urval av bergtyper. Hastigheter för longitudinella och distorsionsvågor.  
*Acoustic properties of a selection of rock materials. Longitudinal and distortional wave velocities.*

Bergtyp	Longitudinella vågor	Distorsionsvågor
	$c_l$ [m/s]	$c_d$ [m/s]
granit	3500–7000 <sup>b</sup>	1700–3500 <sup>b</sup>
gnejs	3500–7000 <sup>b</sup>	1700–3500 <sup>b</sup>
sandsten	2500–3500 <sup>b</sup>	1200–1800 <sup>b</sup>
järnmalm <sup>a</sup>	6318 <sup>c</sup>	okänt

<sup>a</sup>järnmalm från *Kiirunavaaragruvan*

<sup>b</sup>enligt Bodare, [8]

<sup>c</sup>enligt Jinnerot and Nilsson, [29]

## 2.2 Tryckhållfasthet hos betong och ung sprutbetong

Den åldersberoende utvecklingen av tryckhållfastheten hos härdande sprutbetong har summerats av Chang, [11] och [12], och sammanfattas här i det följande. Från en stor mängd försök funna i litteraturen har ett generellt uttryck för den åldersberoende tryckhållfastheten för härdande sprutbetong härletts. Uttrycket baseras på försök gjorda med såväl torr som våtsprutad betong, sprutbetong med och utan accelerator såväl som med oförstärkt och fiberförstärkt sprutbetong. Det demonstreras grafiskt i [12] att spridningen i resultaten ökar med sprutbetongens ålder tills tryckhållfastheten vid 28 dygn ligger mellan 30 och 55 MPa. En kurva har anpassats till den insamlade datamängden, vilken har följande form:

$$f_{cc} = a_1 f_{cc}^{28d} e^{b_1/\hat{t}_d^{0,70}} \quad (2.1)$$

där  $\hat{t}_d$  är sprutbetongens ålder i dagar,  $a_1$  och  $b_1$  är konstanter,  $f_{cc}$  och  $f_{cc}^{28d}$  är tryckhållfastheter (i MPa) vid åldrarna  $\hat{t}_d$  och  $\hat{t}_d = 28$  dagar. I [12] används  $f_{cc}^{28d} = 40$  MPa,  $a_1 = 1,105$  och  $b_1 = -0,743$ . En metod för att i fält undersöka tryckhållfasthetens utveckling har använts i samband med fältförsöken och beskrivs här i Kapitel 4.

Den matematiska beskrivningen av tryckhållfasthetens utveckling för gjuten betong diskuteras av Byfors, [10]. Teorin uttrycker hur kvoten  $\eta = f_{cc}/f_{cc}^{28d}$  beror av betongens ålder,  $\hat{t}_h$ , här i timmar. Sambandet mellan  $\eta$  och  $\hat{t}_h$  kan beskrivas med två asymptotiska räta linjer i ett log-log diagram där linjerna även sammanbinds av en krökt kurva. De räta linjerna kan beskrivas som:

$$\eta = a_i \hat{t}_h^{b_i} \quad (2.2)$$

där  $a_i$  och  $b_i$  är konstanter, unika för vardera linjen  $i = 1, 2$ . För den övre räta linjen,  $i = 2$ , är  $\eta = 1$  vid  $\hat{t}_h = 672$  tim. = 28 dagar, vilket ger:

$$1 = a_2 672^{b_2} \implies a_2 = 672^{-b_2}$$

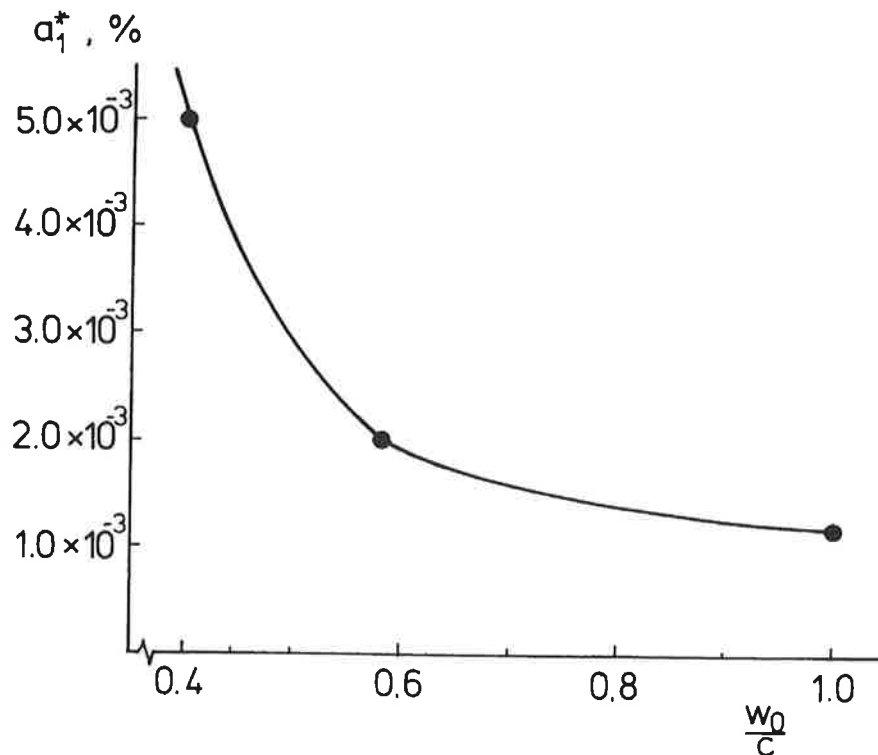
Ett generellt uttryck som närmar sig linjen  $i = 1$  för låga  $\hat{t}_h$  och linjen  $i = 2$  för höga  $\hat{t}_h$  kan skrivas:

$$\eta = \frac{a_1 \hat{t}_h^{b_1}}{1 + \frac{a_1}{a_2} \hat{t}_h^{(b_1-b_2)}} \quad (2.3)$$

Två förenklingar kan göras:

1. Den del av kurvan som motsvarar  $i = 2$  beror ej på vatten-cementhalten,  $w/c$ .
2. Lutningen hos den del av kurvan som motsvarar  $i = 1$  är oberoende av  $w/c$ .

En ökning i  $w/c$  kommer således endast att resultera i en parallellförflyttning av linjen  $i = 1$  inom log-log diagrammet. Alltså är det endast  $a_1$  av konstanterna  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $b_1$  and  $b_2$  som beror av  $w/c$ . Figur 2.1 visar den experimentellt härledda relationen mellan  $a_1$  och  $w/c$  som rekommenderas av Byfors, [10].



**Figur 2.1:** Konstanten  $a_1$  (här  $a_1^*$ ) som funktion av vatten-cementhalten  $w/c$  (här  $w_0/c$ ) (återgiven från [10]).

*The constant  $a_1$  (here  $a_1^*$ ) as function of the water-cement ratio  $w/c$  (here  $w_0/c$ ) (reproduced from [10]).*

### 2.3 Draghållfasthet hos betong och ung sprutbetong

I motsats till tryckhållfasthet som diskuterades ovan finns det avsevärt mindre publicerat om utvecklingen av draghållfastheten,  $f_{ct}$ , för härdande betong och sprutbetong. I [63] ges viss grafisk information som visar relationen mellan draghållfasthet och tryckhållfasthet mot ålder,  $\hat{t}$ , för gjuten betong. Graferna visar variationen för olika  $w/c$  och cementtyp. Som ett exempel kan ges att för Portland cement och  $w/c = 0,4$  kan följande approximationer antas gälla:

för 2 tim.  $\leq \hat{t} \leq 10$  tim.  $0 \leq f_{ct} \leq 0,3f_{cc}$ , nära linjärt ökande

för 10 tim.  $\leq \hat{t} \leq 10$  dagar  $0,3f_{cc} \leq f_{ct} \leq 0,1f_{cc}$ , nära exponentiellt avtagande

för 10 dagar  $\leq \hat{t}$   $f_{ct} \approx 0,1f_{cc}$

Byfors, [10], framlägger liknande resultat men med något lägre värden för draghållfastheten.

Tidsberoende samband mellan draghållfasthet och tryckhållfasthet kan också härledas från kända samband mellan tryckhållfasthet och böjdraghållfasthet,  $f_{cr}$ . I [63] ges följande samband:

$$f_{ct} = 0,67 f_{cr} \quad (2.4)$$

vilket gäller för försök utförda med 100 mm höga böjbalkar. Khan m.fl., [33], redovisar resultat från försök på betongcylindrar och 100 mm höga böjballkar. Resultaten ges som samband mellan  $f_{cr}(\hat{t})$  och  $f_{cc}(\hat{t})$ . Tre olika typer av härdning undersöktes vilket resulterade i följande samband, giltiga för 0–8 dagar gammal betong:

för temperatur- anpassad härdning	$f_{cr}(\hat{t}) = 0,085 f_{cc}(\hat{t})$	$f_{ct}(\hat{t}) = 0,057 f_{cc}(\hat{t})$
för förseglad härdning	$f_{cr}(\hat{t}) = 0,40 f_{cc}^{2/3}(\hat{t})$	$f_{ct}(\hat{t}) = 0,27 f_{cc}^{2/3}(\hat{t})$
för lufttorkad härdning	$f_{cr}(\hat{t}) = 0,38 f_{cc}^{2/3}(\hat{t})$	$f_{ct}(\hat{t}) = 0,26 f_{cc}^{2/3}(\hat{t})$

Sambanden mellan  $f_{ct}(\hat{t})$  och  $f_{cc}(\hat{t})$  har härletts från resultaten givna i [33] med Ekv. (2.4).

## 2.4 Elasticitetsmodul hos betong och ung sprutbetong

Tillväxten av elasticitetsmodulen för ung härdande sprutbetong diskuteras av Chang, [12]. Ett uttryck av liknande typ som i Ekv. (2.1) rekommenderas. Den presenterade kurvan har anpassats till en märkbart mindre datamängd än Ekv. (2.1) och ges som:

$$E = a_2 E^{28d} e^{b_2 / \hat{t}_h^{0,70}} \quad (2.5)$$

där  $a_2$  och  $b_2$  är konstanter,  $E$  och  $E^{28d}$  är elasticitetsmodulerna (i GPa) för sprutbetong vid åldrarna  $\hat{t}_d$  och  $\hat{t}_d = 28$  dagar. De parametrar som valts i [12] är  $E^{28d} = 27$  GPa,  $a_2 = 1,062$  och  $b_2 = -0,446$ . Genom att vidare jämföra Ekv. (2.1) med Ekv. (2.5) fås ett samband mellan elasticitetsmodulen och tryckhållfastheten. Sambandet som är giltigt för upp till 7 dagar gammal sprutbetong är:

$$E = 3,86 f_{cc}^{0,60} \quad \text{eller} \quad f_{cc} = 0,105 E^{1,667} \quad (2.6)$$

Här ges  $E$  i GPa och  $f_{cc}$  i MPa. En detaljerad undersökning av gjuten betong vid tidig ålder presenteras av Byfors, [10], som påvisar att vid tidig ålder utvecklas elasticitetsmodulen snabbare än tryckhållfastheten. Chang, [12], visar grafiskt genom att plotta Ekv. (2.1) och (2.5) att även sprutbetong visar liknande uppförande.

Relationer mellan elasticitetsmodul och tryckhållfasthet för ung gjuten betong presenteras av Boumiz m.fl., [9], giltiga för en cementpasta med  $w/c = 0,524$  och densitet  $\rho = 2253$  kg/m<sup>3</sup>. De ekvationer som ges beror av hydratationsgraden,  $\alpha$ , och skrivs:

$$f_{cc} = 0,120 E^{1,64} \quad \text{för } \alpha < 0,4 \text{ och } \hat{t}_h < 16 \text{ tim.} \quad (2.7)$$

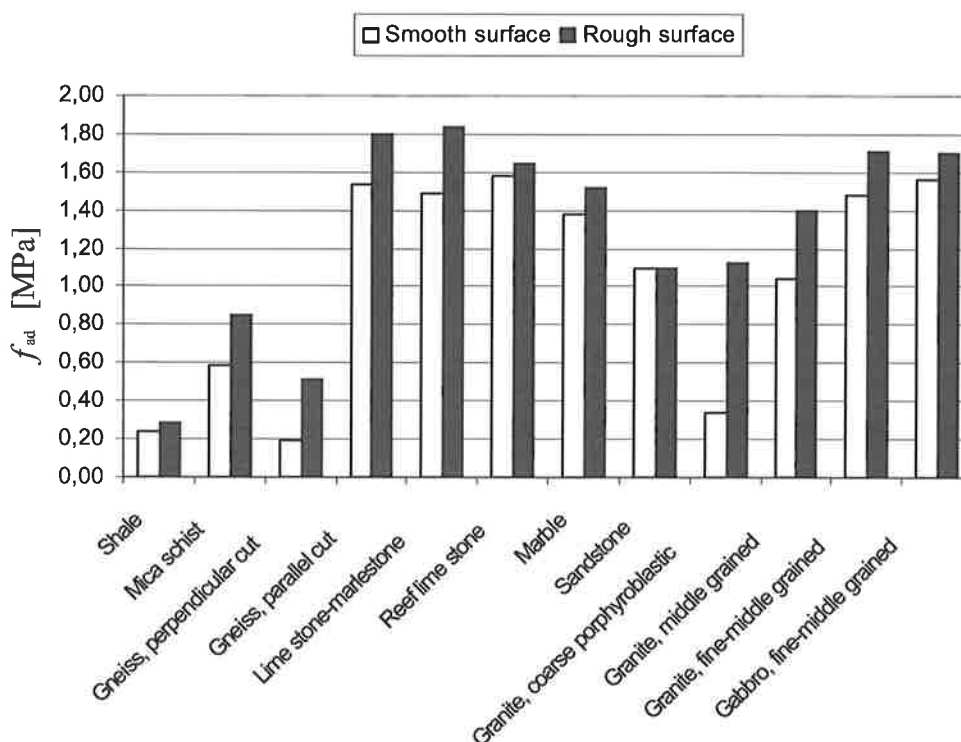
och

$$f_{cc} = 0,023 E^{2,15} \quad \text{för } \alpha > 0,4 \text{ och } \hat{t}_h > 16 \text{ tim.} \quad (2.8)$$

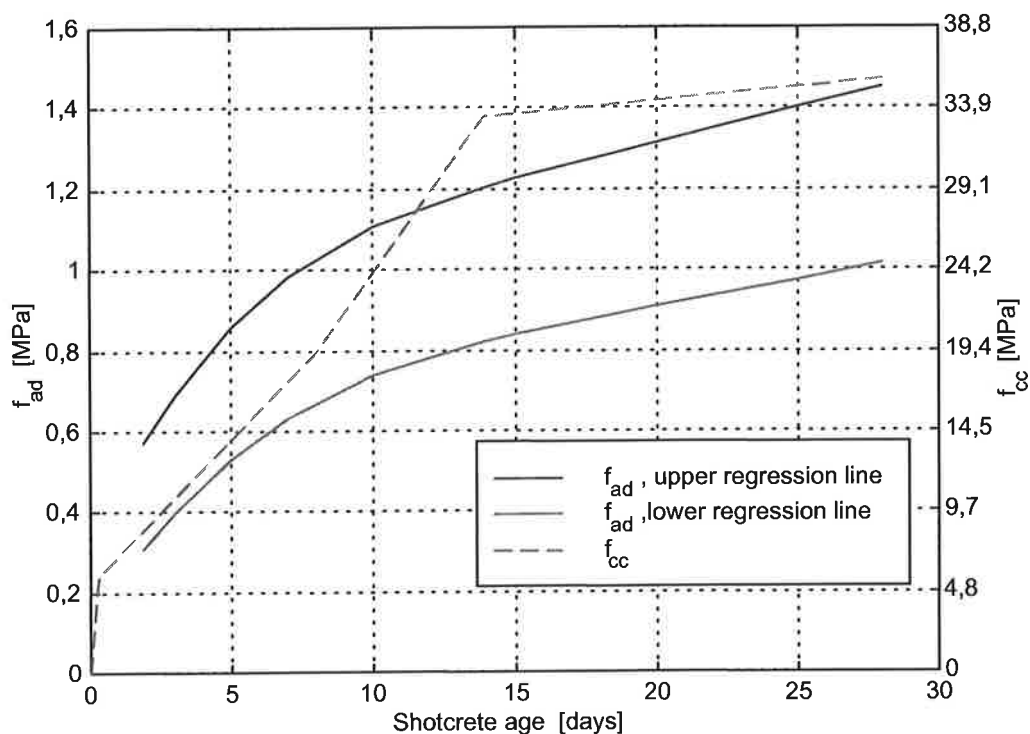


## 2.5 Vidhäftning mellan sprutbetong och berg

Den mest grundläggande funktionen hos sprutbetong är dess förmåga att häfta fast på t.ex. en bergyta, [22]. Den vidhäftningshållfasthet som är möjlig att uppnå mellan sprutbetong och berg beror på den mineralogiska sammansättningen av berget, sprutbetongens sammansättning, typ av sprutmetod, dvs. våt eller torrsprutning, samt förberedelse och rengöring av bergytan. Mätningar med dragprov vinkelrätt bergytan ger ofta vidhäftningshållfastheter mellan 0 och 2 MPa. Vid fältförhållanden kan ofta värden om minst 0,5 MPa åstadkommas. Resultat från vidhäftningsförsök med sprutbetong på olika bergtyper presenteras av Hahn och Holmgren, [17], och återges här i Figur 2.2. Försöken utfördes i laboriemiljö med bergpaneler med slät och skrovlig yta för vardera bergtypen som testades. Man fann att ingående typ av bergmineral är viktigare än bergytans struktur. En av de slutsatser som dras är att en ökning i vidhäftningshållfasthet på grund av en skrovlig bergyta huvudsakligen beror på den ökning i yta som erhålls relativt en helt slät yta. Vid jämförelse mellan värdena för släta ytor i Figur 2.2 framgår att den högsta vidhäftningen fås på berg som reagerar kemiskt med cement, t.ex. sandsten, kalksten, marmor, kvartsrika graniter och gabbro. Låg vidhäftning förekommer på bergtyper som innehåller glimmer eller fältspat vilka har låg benägenhet att reagera kemiskt med cement, t.ex. skiffer (shale), glimmerskiffer (mica schist) och vissa graniter.



**Figur 2.2:** Resultat från dragprov. Värden avseende rent vidhäftningsbrott och värden överskridande maximalt tillåten belastning på försöksutrustningen (från [17]).  
*Results of tensile tests. Values of pure adhesion failures and values exceeding permitted maximal force of the equipment (redrawn from [17]).*



**Figur 2.3:** Vidhäftningshållfasthet och tryckhållfasthet som medelvärden från försök med varierande acceleratorinnehåll (från [40]).  
*Adhesion strength and compressive strength as average of tests with various accelerator concentrations (redrawn from [40]).*

Resultaten från provtagning av vidhäftningshållfastheten,  $f_{ad}$ , för ung sprutbetong på en betongvägg presenteras av Malmgren and Svensson, [40]. En väl rengjord betongvägg valdes istället för en bergyta på grund av dess mer väldefinierade egenskaper och jämna kvalitet. Betongväggen sandblästrades före sprutningen som skedde med torrsprutningsmetoden. Den sprutbetong som användes är av den standartyp som vanligen används av LKAB och KGS i Kiirunavaaragruvan, dock med variation i acceleratorinnehållet. Vidhäftningsförsöken inleddes först vid två dagars ålder hos sprutbetongen eftersom testmetoden kräver en relativt styv sprutbetong. Även tryckhållfasthetens utveckling undersöktes genom provning av 100 mm betongkuber vilket utfördes vid sprutbetongåldrarna 3, 7, 14 och 28 dagar. Kuberna togs ur sprutlådor som fylldes i samband med sprutningarna på betongväggen. På grund av den jämna kvaliteten hos underlaget, dvs. betongväggen, var korrelationen mellan uppmätt vidhäftningshållfasthet och tryckhållfasthet mycket god.

Några resultat visas i Figur 2.3 där den övre och undre gränsen för vidhäftningen samt tryckhållfastheten har plottats mot sprutbetongålder.

Kompletterande försök med målsättning att bestämma effekterna av betongsprutning på en väl rengjord bergyta presenteras också i [40]. Tre olika metoder för ytbehandling användes: mekanisk skrotning, som är den vanliga metoden, mekanisk skrotning åtföljt av högtrycksspölning samt vattenskrötning. Försöken utfördes med sprutbetong på järnmalm. Resultaten visar att vidhäftning saknades helt i 36% av de prov som togs över områden där normal förbehandling av bergytan skett. För högtryckstvättade och vattenskrötade områden var motsvarande andel 17% respektive 7%. Dessa resultat visar tydligt att en väl rengjord bergyta möjliggör en avsevärt bättre vidhäftning. Liknande resultat presenteras också av Lundmark och Nilsson, [38], som utfört försök vid järnvägstunnelprojektet *Hallandsås* nära Båstad.

I en Kanadensisk nickelgruva har utförts försök med oarmerad och stålfiberarmerad sprutbetong med syftet att fastställa lastkapaciteten. Resultaten som presenteras av O'Donnell och Tannant, [43], har erhållits från försök med våtsprutad betong på en tunnelvägg i berg av kvartsdiorit av god kvalitet. Betong sprutades på berg med en tjocklek som varierade mellan 45 och 150 mm. Stanssprov utfördes efter 28 dygn genom att stålskivor med 0,25 m diameter pressades genom sprutbetongen. Den dominerande feltypen för den stålfiberarmerade betongen var en typ av diagonala brott kring en konisk del sprutbetong medan det i fallet med den oarmerade betongen uppstod kombinerat vidhäftnings och dragbrott. Det konstateras också att vidhäftningen beror på bergytans egenskaper, dvs. form och ytstruktur. Vidhäftningshållfastheten, som härletts från uppmätt utdragskraft, ligger i intervallet 1 till 3 MPa. Det bör noteras att detta är högre än för andra hårda bergarter som t.ex. granit och gabbro, enligt resultaten från Hahn och Holmgren, [17].

## 2.6 Akustiska egenskaper hos ung sprutbetong

De akustiska egenskaperna hos ung betong är intressanta vid studier av dynamiska spänningsvågor i ung sprutbetong. Den litteratur som genomgåtts har gett användbar information om våghastigheter i ung betong samt även allmänna diskussioner om betongs härdningsprocess. Samband mellan ljudhastigheten och kubhållfastheten hos härdande betong diskuteras av Elvery and Ibrahim, [16]. De redovisade ljudhastighetsmätningarna är gjorda på en mängd betongkuber, med början tre timmar efter gjutning. Ultraljudsmätningar har direkt åtföljts av provtryckning av kuberna. Slutsatserna är att sambandet mellan tryckhållfasthet och ljudhastighet är oberoende av  $w/c$  och härdningstemperatur men beror däremot av cementtyp och ballastens storlek. Detta innebär att för en given tryckhållfasthet kan man förvänta en ökning i ljudhastighet med en ökning i ballastens volymfraktion. Dessutom avtar ljudhastighetens tillväxthastighet långsammare än utvecklingen av tryckhållfasthet för ökande betongålder. Resultat från en regressionsanalys visas i Tabell 2.4 vilken är uppdelad i fyra intervall med tryckhållfasthet. Ekvationerna är giltiga för betong av standard Portland cement med en kvot ballast/cement som är 5,0. De angivelser som följer "±"-tecknen ger 90% konfidensintervall för respektive område. Försök med cementpastor och bruk vid tidig ålder redovisas av Boumiz m.fl., [9]. Under försöken mättes tryckvågor och skjuvvågor i betongen vilket resulterade i åldersberoende hastigheter som presenteras grafiskt i [9]. Ett urval av värden beskrivande våghastigheten i tryckriktningen som funktion av betongålder har hämtats från en av graferna och sammanförts här i Tabell 2.5.

**Tabell 2.4:** Ekvationer för samband mellan tryckhållfasthet-hastighet för vanlig cement betong,  $f_{cc}$  [MPa] är kubhållfasthet och  $v$  våghastighet [km/s] (från [16]).  
*Equations for compressive strength-velocity relationships for ordinary Portland cement concrete,  $f_{cc}$  [MPa] is cube strength and  $v$  pulse velocity [km/s] (from [16]).*

Intervall för tryck-hållfasthet	Ekvation
$0,05 \leq f_{cc} \leq 0,30$	$f_{cc} = 0,0375e^{0,87v} \pm 0,05$
$0,30 \leq f_{cc} \leq 2,00$	$f_{cc} = 0,0143e^{1,54v} \pm 0,30$
$2,00 \leq f_{cc} \leq 15,0$	$f_{cc} = 0,0092e^{1,75v} \pm 1,70$
$15,0 \leq f_{cc} \leq 60,0$	$f_{cc} = 0,0012e^{2,27v} \pm 6,4$

**Tabell 2.5:** Utveckling av ultraljudshastigheten i cementpasta, för tryckvågor  $c_l$  och skjuvvågor  $c_d$  (från [9]).  
*Evolution of the ultrasonic velocities in cement paste, of compressional waves  $c_l$  and shear waves  $c_d$  (from [9]).*

Betongålder [tim.]	$c_l$ [m/s]	$c_d$ [m/s]
3	1500	200
6	2000	800
9	2500	1300
24	3100	1800

Teoretiska värden för Poissons tal,  $\nu$ , skjuvmodulen,  $G$ , och elasticitetsmodulen,  $E$ , som funktion av hastigheterna för tryckvågor,  $c_1$ , och skjuvvågor,  $c_d$ , ges också i [9]. Ekvationerna, här Ekv. (2.9)–(2.11), gäller för material som är isotropa och icke-dispersiva och när våglängden är stor i jämförelse med storleken på förekommande inhomogeniteter:

$$\nu = \frac{1 - 2(c_d/c_1)^2}{2 - 2(c_d/c_1)^2} \quad (2.9)$$

$$G = \rho c_d^2 \quad (2.10)$$

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (2.11)$$

Från elasticitetsteorin, se t.ex. [58], är det känt att de elastiska egenskaperna hos en isotrop, elastisk solid måste beskrivas av två oberoende elastiska konstanter. Boumiz m.fl., [9], påpekar att de akustiska våghastigheterna är funktioner av två elastiska konstanter, som i Ekv. (2.9)–(2.11), och menar att det därför är nödvändigt att samtidigt mäta både tryck och skjuvvågor. Resultaten diskuteras och kan sammanfattas så som följer. Direkt efter blandning har cementpastan en visköst elastisk form vilket framgår ur de uppmätta våghastigheterna som är ca 1500 m/s, dvs. nära utbredningshastigheten i vatten. Vid mycket tidig ålder uppträder cementpastan visko-elastiskt och med en elasticitetsmodul som beror av den dynamiska belastningens frekvens. När pastan härdar förlorar den sitt visko-elastiska uppträdande och skjuvvågor kan börja propagera då större antal materialkorn sammanbinds. Poissons tal avtar från ca 0,5 vilket är typiskt för en vätska till ca 0,2 vilket är karakteristiskt för ett cementmaterial.

## Kapitel 3

# Dynamik

Dynamik kan definieras som vetenskapen om krafter och rörelse. Det som främst skiljer en dynamisk analys från en statisk är att trögheten hos massor i rörelse måste beaktas. För att förenkla analysarbetet kan olika typer av approximationer göras. Om en dynamiskt belastad struktur analyseras måste även samverkan mellan strukturens dynamiska egenskaper och lasten inkluderas i analysmodellen. De approximationer som kan tillåtas inom ramarna för önskad beräkningsnoggrannhet måste bedömmas utifrån det dynamiska lastfall som är aktuellt. Här i det tredje kapitlet diskuteras först några tänkbara typer av approximationer följt av ett avsnitt som behandlar elastiska spänningsvågor orsakade av dynamiska belastningar. Det numeriska modelleringsarbetet i Kapitel 5 baseras huvudsakligen på en typ av vågor men en allmän översikt ges som bakgrund. Sist sammanfattas några användbara begrepp och uttryck från bergmekaniken.

### 3.1 Dynamiska laster

Om tiden från pålastning av en kropp (eller struktur) i jämvikt tills jämvikt åter infinner sig är kort används ofta två approximativa teorier, [34]. I den första, teorin om elasto-statik, anses strukturen vara i jämvikt under hela skedet och elastiska deformationer antas nå sina respektive statiska värden varigenom masströgheten helt försummas. Inom stelkroppsdynamiken, den andra approximativa teorin, antas det att alla punkter i strukturen samtidigt pålastas varigenom man helt försummar deformerbarheten. En pålagd kraft antas därmed ge upphov till en linjär och en vridande acceleration som angriper i kroppens (eller strukturens) masscentrum. Ovannämnda approximativa metoder kallas ofta kvasi-statiska. Förhållandet mellan belastningstiden och responsen hos en struktur diskuteras vidare av Lundberg, [36]. Förhållandet mellan lastens karakteristiska tid och den tid strukturen behöver för att åter nå jämvikt framhävs som den viktigaste parametern. Om detta förhållande är tillräckligt litet jämfört med 1 är oftast de ovan nämnda approximationerna acceptabla men om så icke är fallet måste en analys utföras med elasto-dynamisk teori.

Om en kropp (eller struktur) utsätts för en plötsligt pålagd last med kort varaktighet kommer inte den störning som lasten orsakar att omedelbart förmedlas till samtliga punkter i kroppen. Exempel på plötsligt pålagda laster är mekaniska stötar, explosioner och kollisioner, se t.ex. [34] och [48]. Energin från en plötsligt pålagd last fortplantas till avlägset belägna ostörda punkter inom den belastade kroppen via spänningsvågor. Dessa vågor ger upphov till deformationer och spänningar och har ofta en klart urskiljbar front,

den så kallade vågfronten som fortplantar sig genom materialet med konstant hastighet. En elastisk vågrörelse definieras, [8], som en kollektiv partikelrörelse inom ett material, kring ett jämviktsläge vilket återfås efter vågpässagen. Rörelsen av materialpartiklar möjliggör således transport av energi genom materialet.

Vågor i rörelse kan också bli utspridda, [8], dvs. en partikelrörelse som mäts i en punkt kan ha förändrats när nästa mätning sker längre fram i vågens utbredningsriktning, vågen är dispersiv. Detta kan innebära att en från början spetsig vågtopp blir utspridd och avrundad under vågens rörelse. Det motsatta är en icke-dispersiv våg vilken behåller sin konfiguration över hela den sträcka den rör sig.

För de vanligaste konstruktionsmaterialen förekommer de ovan nämnda typerna av dynamiska laster och spänningsvågor uppkommer vid väldefinierade intervall i belastningshastigheter. Dynamiska belastningar klassificeras ofta utifrån belastningshastigheten, ofta given som  $\dot{\epsilon}$ , tidsderivatan av töjningen. Definitionen av  $\dot{\epsilon}$  kan skrivas som:

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} \approx \frac{\Delta\epsilon}{\Delta t} = \frac{\Delta l}{l_0 \Delta t} = \frac{v_1}{l_0} \quad (3.1)$$

där  $\Delta t$  är belastningstiden,  $l_0$  mätsträckans ursprungslängd,  $\Delta l$  är total förlängning av provsträckan och  $v_1$  är hastigheten hos den pålagda deformationen. Sammanställningar över töjningshastigheter och motsvarande dynamiska lasttyper ges av Lindholm, [35], och Meyers, [42], i samband med diskussioner om olika experimentella metoder. Följande uppställning är en kort sammanfattning:

$10^{-9} \text{ s}^{-1} \leq \dot{\epsilon} \leq 10^{-5} \text{ s}^{-1}$	Krypning och spänningsrelaxering	Vanliga provningsmaskiner opererar i detta område.
$10^{-5} \text{ s}^{-1} \leq \dot{\epsilon} \leq 10^1 \text{ s}^{-1}$	Kvasi-statisk belastning	Tröghetskrafter är fortfarande försumbara i detta område.
$10^0 \text{ s}^{-1} \leq \dot{\epsilon} \leq 10^3 \text{ s}^{-1}$	Dynamisk (låg) belastning	Tröghetskrafter och mekaniska effekter börjar bli märkbara.
$10^3 \text{ s}^{-1} \leq \dot{\epsilon} \leq 10^5 \text{ s}^{-1}$	Dynamisk (hög) belastning	Plastisk vågutbredning är viktigt
$10^4 \text{ s}^{-1} \leq \dot{\epsilon}$	Höghastighetsstöt	Utbredning av shockvågor är viktigt

## 3.2 Elastiska spänningsvågor

En elastisk kropp med stor utsträckning i alla riktningar kan approximeras som ett obegränsat elastiskt medium. Approximationen kan antas vara god om längden av vågor i materialet är små jämfört med kroppens dimensioner. När ett sådant medium deformeras lokalt initieras två typer av elastiska spänningsvågor, se t.ex. [8], [34] och [42]. Den första typen av vågor orsakar en volymförändring genom att tvinga materialpartiklar at förflyttas fram och tillbaka i vågens fortplantningsriktning. Vågtypen kallas därför ofta longitudinell våg eller P-våg. Det senare beror på att den här typen av våg är den som utbreddes först av de två aktuella typerna och därmed når en observationspunkt först

vilket gett upphov till den engelska benämningen "primary wave", eller förkortat P-våg. P-vågen är av samma typ som ljudvibrationer och dess hastighet är även identisk med ljudets hastighet i elastiska medium som inte ger upphov till skjuvvågor, dvs. material med skjuvmodulen  $G = 0$ , [5]. Om P-vågen är en tryckvåg har partikelrörelserna samma tecken som utbredningsriktningen och om den är en dragvåg är de motriktade. Den andra vågtypen orsakar skevhet, eller distortion, i kroppens form genom att partiklar rör sig vinkelrätt mot vågens utbredningsriktning. Vågtypen kallas ofta dilatationsvåg, transversell våg, skjuvpuls eller S-våg från engelskans "secondary wave" eftersom den når en observationspunkt senare än P-vågen. När vågen propagerar är alla longitudinella töjningar noll och det förekommer inga förändringar i materialets densitet. Det förekommer alltså två olika typer av hastigheter; partikelhastigheten,  $v$ , och utbredningshastigheten,  $c$ , som för P-vågor här noteras  $c_1$  och för S-vågor  $c_d$ . Sambandet mellan spänning,  $\sigma$ , och de två hastigheterna,  $v$  och  $c$ , utvecklas av Rinehart, [48], så som följer. En longitudinell våg som fortplantas genom en kropp med hastigheten  $c_1$  följer i varje punkt Newton andra lag vilket för ett litet segment  $dx$  ger:

$$F_1 dt = d(mv) \quad (3.2)$$

där  $F_1$  är en longitudinell kraft som verkar under en kort tid  $dt$  på ett enhetstvårsnitt,  $A = 1$ . Lagrange koordinater används, dvs.  $x$  representerar alltid det tvärsnitt som var beläget vid  $x$  för  $t = 0$ . Massan av ett litet segment är:

$$dm = \rho dV = \rho A dx = \rho dx \quad (3.3)$$

eftersom  $A = 1$ . Insättning av Ekv. (3.3) i Ekv. (3.2) ger:

$$F_1 dt = \sigma \cdot 1 dt = \rho v dx \quad (3.4)$$

Definitionen av longitudinell vågutbredningshastighet är:

$$c_1 = \frac{dx}{dt} \quad (3.5)$$

Om Ekv. (3.5) insätts fås:

$$\sigma = \rho c_1 v \quad (3.6)$$

Sambandet mellan skjuvspänning  $\tau$ ,  $v$  och  $c_d$ , för en distorsionsvåg är:

$$\tau = \rho c_d v \quad (3.7)$$

vilket kan härledas på samma sätt som Ekv. (3.6). Notera att  $v$  i Ekv. (3.5) och Ekv. (3.6) inte är identiska, dvs.  $v$  avser i de olika fallen antingen partikelhastigheten i rörelseriktning eller vinkelrätt densamma. I en endimensionell kropp, t.ex. en stång, beror utbredningshastigheten för longitudinella och transversella vågor endast av materialets densitet,  $\rho$ , och elastiska konstanter, se t.ex. [8] och [48]. Hastigheterna kan härledas till:

$$c_1 = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}} \quad (3.8)$$



och

$$c_d = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)}} \quad (3.9)$$

där  $E$  är elasticitetsmodulen och  $\nu$  är Poissons tal. Genom att jämföra Ekv. (3.8)–(3.9) efter insättning av  $\nu = 0,3$ , vilket är vanligt för t.ex. stål, erhålls sambandet:

$$c_l \approx 2c_d \quad (3.10)$$

vilket är en användbar approximation för många material med  $\nu \approx 0,3$ . Anledningen till att det existerar två olika typer av vågor i en obegränsad kropp är densamma som att det är möjligt att till fullo beskriva ett elastiskt material med två parametrar, t.ex.  $E$  och  $\nu$  eller  $E$  och  $G$ , [8]. Vid vågutbredning i tunna cylindriska stänger kan partikelrörelsen vinkelrätt utbredningsriktningen försummas, [34]. Approximationen är giltig när våglängden är mindre än stängens diameter. Om så ej är fallet kommer longitudinella rörelser också att ge upphov till rörelser i radiell led vilket i sin tur ger en över tvärsnittet ojämnt fördelad spänning.

Om utsträckningen av en solid ej är obegränsad i alla riktningar kan en tredje vågtyp uppkomma. Dessa ytvågor kallas ofta Rayleighvågor, eller R-vågor, och uppstår t.ex. i markytan vid en jordbävning. Partikelrörelsen är sammansatt av en rörelse upp–ned och en rörelse bakåt–framåt vars resultant beskriver en ellips, liknande rörelsen hos ett föremål som flyter på vågor på vatten. Utbredningshastigheten,  $c_r$ , ges ofta i approximativ form vilken beror på  $c_d$  och  $\nu$ . Enligt Bodare, [8], är:

$$c_r = \frac{0,87 + 1,12\nu}{1 + \nu} c_d \quad (3.11)$$

och enligt Meyers, [42]:

$$c_r = \frac{0,862 + 1,14\nu}{1 + \nu} c_d \quad (3.12)$$

För stål med  $\nu = 0,3$  ger dessa relationer och Ekv. (3.10) :

$$c_r \approx 0,92c_d \approx 0,46c_l \quad (3.13)$$

För utförlig diskussion om Rayleighvågor rekommenderas, [8], [34] och [42].

Det finns åtminstone ytterligare tre viktiga vågtyper enligt Meyers, [42]. Det är först Stonleyvågor som uppträder på kontaktytor mellan två halvoändliga medium med olika egenskaper. Sedan förekommer även Lovevågor som uppträder i medium bestående av flera lager samt böjvågor som kan uppstå i plattor och membran.

### 3.3 Vågreflektion

När en våg når ett gränsskikt, t.ex. en fri yta eller en gräns mot ett medium med andra materialegenskaper kommer en del att reflekteras tillbaka och en del att transmittas in i det nya materialet. De styrande ekvationerna för infallande och reflekterade vågor härleds av Dowding, [15], Meyers, [42] och Rinehart, [48], och summeras i det följande. En våg når ett gränsskikt med infallsvinkeln  $\theta$  mellan vågutbredningsriktningen och en linje vinkelrätt

mot gränsskiktet. Det enklaste fallet är när  $\theta = 0$ , dvs. när vågen infaller vinkelrätt mot ytan. I ett sådant fall reflekteras och/eller transmitteras en P- eller S-våg som oförändrad vågtyp vilket inte är fallet för  $\theta \neq 0$ . En infallande våg som motsvarar spänningen  $\sigma_I$  ger när  $\theta = 0$  normalt upphov till en transmitterad våg,  $\sigma_T$ , och en reflekterad våg,  $\sigma_R$ . Vid ett gränsskikt måste jämvikt råda, vilket ger:

$$\sigma_I + \sigma_R = \sigma_T \quad (3.14)$$

och

$$v_I + v_R = v_T \quad (3.15)$$

där  $v_I$ ,  $v_R$  och  $v_T$  partikelhastigheterna för de infallande, reflekterade och transmitterade vågorna. Om ett gränsskikt mellan två material,  $A$  och  $B$ , studeras, med:

$$\rho_A c_A > \rho_B c_B \quad (3.16)$$

där  $\rho_A$  och  $\rho_B$  är densiteterna för material  $A$  och  $B$  samt  $c_A$  och  $c_B$  är motsvarande vågutbredningshastigheter kan följande samband erhållas genom insättning i Ekv. (3.6) eller Ekv. (3.7):

$$v_I = \frac{\sigma_I}{\rho_A c_A} \quad (3.17)$$

$$v_T = \frac{\sigma_T}{\rho_B c_B} \quad (3.18)$$

$$v_R = \frac{-\sigma_R}{\rho_A c_A} \quad (3.19)$$

det negativa tecknet i Ekv. (3.19) uppträder på grund av att en positiv spänning ger upphov till en negativ partikelhastighet vid reflektion. Kombination av Ekv. (3.14)–(3.15) och Ekv. (3.17)–(3.19) ger:

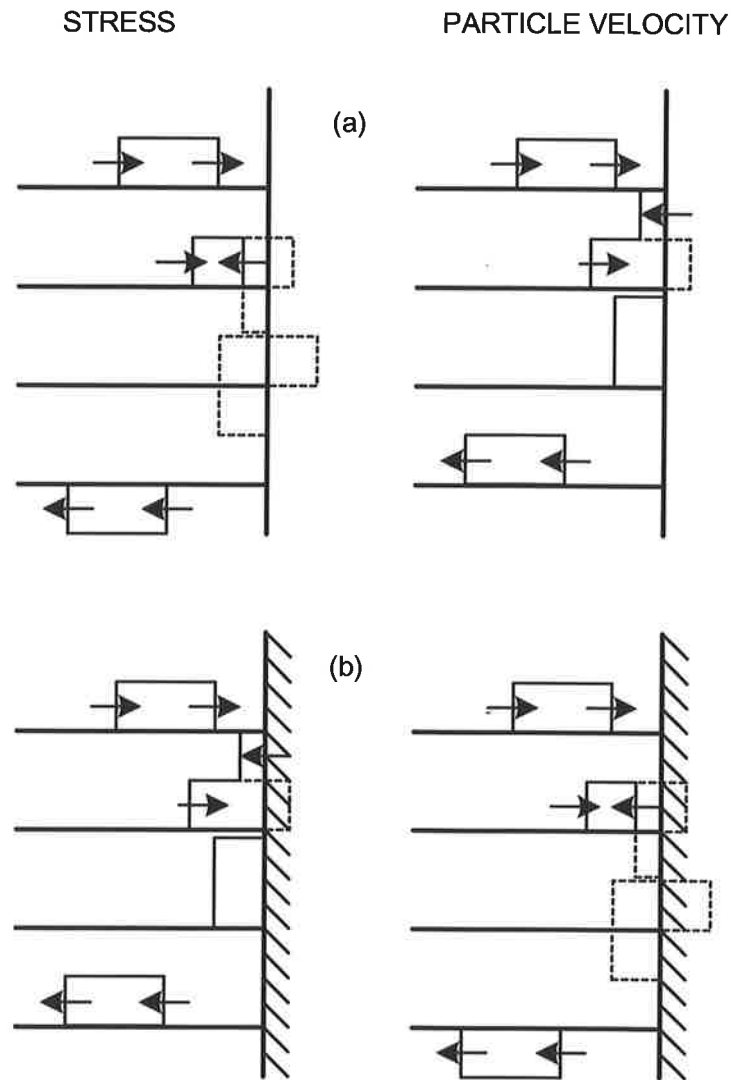
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_T}{\sigma_I} = \frac{2\rho_B c_B}{\rho_B c_B + \rho_A c_A} \\ \frac{\sigma_R}{\sigma_I} = \frac{\rho_B c_B - \rho_A c_A}{\rho_B c_B + \rho_A c_A} \end{array} \right. \quad (3.20)$$

och

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{v_T}{v_I} = \frac{2\rho_A c_A}{\rho_A c_A + \rho_B c_B} \\ \frac{v_R}{v_I} = \frac{\rho_A c_A - \rho_B c_B}{\rho_A c_A + \rho_B c_B} \end{array} \right. \quad (3.21)$$

vilket kan användas för att studera effekterna av en våg som infaller mot en fri yta där  $E = 0$  och en våg som faller in mot ett fast gränsskikt, dvs. två ytterligheter. För en fri yta,  $\rho_B c_B = 0$ , ger Ekv. (3.20)–(3.21):

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_T}{\sigma_I} = 0 \\ \frac{\sigma_R}{\sigma_I} = -1 \end{array} \right. \quad (3.22)$$



**Figur 3.1:** Reflektion av en rektangulär spänningsvåg vid (a) en fri yta och (b) ett fast gränsskikt. Vågkomponenter före superposition har markerats med streckade linjer (från [42]).

*Reflection of a rectangular stress pulse at (a) a free surface and (b) a rigid boundary. Pulse components prior to superposition are drawn with dashed lines (redrawn from [42]).*

och

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{v_T}{v_I} = 2 \\ \frac{v_R}{v_I} = 1 \end{array} \right. \quad (3.23)$$

och för ett fast gränsskikt,  $E_B = \infty$  vilket ger  $c_B = \infty$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_T}{\sigma_I} = \frac{2}{1 + \rho_{ACA}/\rho_{BCB}} \approx 2 \\ \frac{\sigma_R}{\sigma_I} = \frac{1 - \rho_{ACA}/\rho_{BCB}}{1 + \rho_{ACA}/\rho_{BCB}} \approx 1 \end{array} \right. \quad (3.24)$$

och

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{v_T}{v_I} = 0 \\ \frac{v_R}{v_I} = \frac{\rho_{ACA}/\rho_{BCB} - 1}{\rho_{ACA}/\rho_{BCB} + 1} = -1 \end{array} \right. \quad (3.25)$$

Sambanden illustreras i Figur 3.1 och visar att när en tryckvåg når en fri yta reflekteras den tillbaka som en dragvåg och omvänt, dvs.  $\sigma_R/\sigma_I = -1$  enligt Ekv. (3.22). Spänningens tecken ändras medan partikelhastigheten förblir oförändrad, dvs.  $v_R/v_I = 1$  enligt Ekv. (3.23). När en tryckvåg når en fast yta sker motsatsen genom att spänningens tecken bibehålls, dvs.  $\sigma_R/\sigma_I = 1$  enligt Ekv. (3.24), och partikelhastigheten vänds, dvs.  $v_R/v_I = -1$  enligt Ekv. (3.25). Figur 3.1 demonstrerar också superpositionsprincipen, dvs. att nettot av spänningar och partikelhastigheter i varje punkt där vågor möts är summan av bidrag från respektive våg. Uttrycken ovan visar också att den resulterande partikelrörelsen vid en fri yta är två gånger den infallande vågens om  $\theta = 0$ . Detta visas av att  $v_T/v_I = 2$  i Ekv. (3.23).

Om en tryckande fyrkantsvåg som fortplantas längs en endimensionell kropp reflekteras mot en fri yta, så som i Figur 3.1(a), styr materialegenskaperna det typ av brott som kan uppstå. Rinehart, [48], ger ett antal exempel. Först diskuteras fallet med ett inkoherent material som har hög tryckhållfasthet men ingen draghållfasthet. När en våg i materialet når en fri yta börjar flagor eller skivor av material släppa från ytan med en hastighet dubbelt så stor som den infallande vågens partikelhastighet. Avflagningen fortsätter tills vågen helt har försvunnit. Om materialet istället har en låg draghållfasthet uppstår ett fenomen som kallas utstötning. Omedelbart efter reflektion kan summan av spänningarna överskrida draghållfastheten varvid det yttre materialskiktet stöts ut från ytan medan den reflekterade vågen fortsätter i motsatt riktning.

### 3.4 Skallagar inom bergmekaniken

Vid sprängning används ofta den högsta registrerade partikelhastigheten, ofta benämnd "peak particle velocity" (*ppv*), som ett mått på skaderisken för närliggande strukturer,

se t.ex. [18]. Mätning och registrering av vibrationer i berg utförs därför ofta som direkta mätningar av hastigheter med hjälp av geofoner. Inom strukturdynamiken är det däremot mycket vanligt att accelerometrar används vid vibrationsmätning. Det är alltid möjligt att genom numeriska beräkningar överföra uppmätta partikelaccelerationer till partikelhastigheter. Den partikelhastighet som är mätbar på långt avstånd från en detonerande laddning i berg uppvisar en avtagande magnitud med ökande avstånd till detonationspunkten. Avtagandet orsakas av geometrisk spridning och hysteretisk dämpning i berget, [15], och följer ett samband av formen:

$$v_{\max} = a_1 \frac{Q^{a_2}}{R^{b_2}} \quad (3.26)$$

där  $v_{\max}$  är partikelhastigheten i mm/s,  $a_1$  är en konstant,  $Q$  är laddningsvikten i kg och  $R$  är avståndet i m. I skalningslagen fastställs oftast sambandet mellan konstanterna  $a_2$  och  $b_2$  till antingen  $b_2 = 3a_2$ , vilket ger ett kubiskt samband, eller till  $b_2 = 2a_2$ , vilket ger ett kvadratisk samband. Det senare kommer att användas i det följande. För en genomgripande diskussion av de två alternativa formuleringarna hänvisas till t.ex. Dowding, [15]. Valet av kvadratrotsskalning leder till:

$$v_{\max} = a_1 \left( \frac{R}{\sqrt{Q}} \right)^{-b_2} \quad (3.27)$$

vilket kan representeras av en rät linje i en log-log skala med  $v_{\max}$  som funktion av det skalade avståndet  $R/\sqrt{Q}$ , se t.ex. [29]. I en sådan kurva representerar konstanten  $a_1$  ett så kallat "intercept" vilket är  $v_{\max} = a_1$  vid  $R/\sqrt{Q} = 1$ . Den återstående konstanten  $b_2$  bestäms genom linjär regression. Ett exempel på hur ett skalningssamband kan bestämmas från uppmätta vibrationer från sprängning ges av Ouchterlony m.fl., [45]. De diskuterar och använder också ett antal nödvändiga korrektioner med avseende på laddningstyp, geometri mm.

Ekvation (3.27) är giltig endast då  $R$  är stor i förhållande till laddningens längd  $L_e$  vilket är detsamma som att anta en koncentrerad punktladdning. Holmberg och Persson, [20], framlägger en korrektion med avseende på laddningslängden, vilket med  $b_2 = 2a_2$  ger:

$$v_{\max} = a_1 \left( \int_0^{L_e} \frac{Q/L_e}{\sqrt{R^2 + (R \tan \theta - x)^2}} dx \right)^{a_2} \quad (3.28)$$

där  $Q/L_e$  är laddningskoncentrationen,  $x$  laddningens axiella koordinat,  $\theta$  vinkeln mellan observationspunkten och  $x = 0$ . Variabeln  $R$  är här det vinkelräta avståndet mellan observationspunkten och laddningen. I [45] omskrivs Ekv. (3.28) till:

$$v_{\max} = a_1 \left( \frac{R}{\sqrt{f_1 \left( \frac{R}{L_e} \right) \cdot Q}} \right)^{-b_2} \quad (3.29)$$

vilket är en form mer lik Ekv. (3.27) där funktionen:

$$f_1 \left( \frac{R}{L_e} \right) = \frac{\arctan(L_e/2R)}{L_e/2R} \quad (3.30)$$

beskriver den långa laddningens geometri.

Vidare måste sprängämnets vikt korrigeras med avseende på koncentrationen hos sprängämnet ANFO (ammonium nitrate and fuel oil) efter vars koncentration formlerna härletts. Detta görs, enligt [46], som:

$$Q = s_{\text{ANFO}} Q_e \quad (3.31)$$

där  $Q_e$  är laddningens vikt och  $s_{\text{ANFO}}$  är sprängämnets koncentrationen relativt ANFO.

Om laddningens diameter är mindre än laddningshålets måste ytterligare en korrigering ske, [3]. Kopplingsgraden definieras som:

$$f_{\text{eh}} = \frac{\phi_e}{\phi_h} \quad (3.32)$$

dvs. kvoten mellan laddningens diameter  $\phi_e$  och laddningshålets diameter  $\phi_h$ . Korrekturen utförs enligt:

$$v = v_{\text{eh}} f_{\text{eh}}^{1,5} \quad (3.33)$$

där  $v_{\text{eh}}$  är partikelhastigheten före korrektion.



## Kapitel 4

# Fältförsök

Under Maj 1998 undersöktes uppträdandet hos ung vibrationsutsatt sprutbetong i fält vid *LKABs Kiirunavaaragruva* i Kiruna. Försöken utfördes i samarbete med utvecklingsavdelningen vid gruvföretaget *LKAB* och *Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning (SveBeFo)*. Ett dotterbolag till *LKAB*, *Kiruna Grus och Stenförädling AB (KGS)*, ansvarade för sprutbetongarbeten och betongprovning medan ett annat dotterbolag, *Kimit AB*, ansvarade för sprängarbeten. Mätutrustning handhavdes av personal från *SveBeFo*. Utrustning för att testa ung sprutbetong samt instruktioner för handhavandet av densamma tillhandahölls av *Hilti Svenska AB*.

### 4.1 Försöksprogram

En försöksserie om totalt fyra försök genomfördes. Fyra närliggande försöksområden användes, så som visas i Figur 4.1. Varje försök genomfördes med en unik storlek och typ av laddning vilket inte upprepades i något av de övriga försöken. Två sprutbetongpaneler av olika ålder, en ung och en mycket ung, utsattes för vibrationer vid varje försök. Inga paneler belastades mer än en gång. I det följande refereras till en särskild panel genom en tvåsiffrig benämning. Den första siffran avser försökets nummer och den andra ordningsföljden för betongsprutningen, t.ex. så avser "försök 2.1" den äldsta sprutbetongpanelen vid försök nummer två. Den typiska geometrin för ett försöksområde visas i Figur 4.2 och med kompletterande foton i Figur 4.3–6. För varje försöksområde repeterades följande procedur:

1. Sprutning av den första sprutbetongpanelen, ca  $1,5 \times 10$  m<sup>2</sup>.
2. Härdning av den första panelen, 9 tim. 35 min–25 tim.
3. Kontinuerlig provtagning av sprutbetong — t.o.m. sprängningen.
4. Sprutning av den andra sprutbetongpanelen, ca  $1,5 \times 10$  m<sup>2</sup>.
5. Montering och anslutning av accelerometrar.
6. Laddning av sprängämne.
7. Sprängning och accelerationsmätning.
8. Väntan på grund av utventilering.
9. Skadekartering av sprutbetong och omgivande berg.

Provtagningen av sprutbetong (steg 3. ovan) syftade till att bestämma utvecklingen av den unga sprutbetongens tryckhållfasthet. Vid varje spruttillfälle (steg 1. och 4. ovan)



fylldes även sprutlådor varifrån 150 mm betongkuber togs för att bestämma 28 dygns tryckhållfasthet vid *KGSs* laboratorium. I ett senare skede utfördes vidhäftningsprov. Tidplanen för försöksseriens genomförande visas i Figur 4.7. Den sprutbetong som användes var av den standardkvalitet som vanligtvis används av *LKAB* och *KGS*. Sammansättningen ges i Tabell 4.1. Sprutbetongens vattencementhalt ( $w/c$ ) var 0,45.

Laddningshål med en diameter på  $\phi_h = 64$  mm borrades vid vardera försöksområdet i en vinkel  $\theta \approx 40^\circ$  relativt tunnelväggen så som visas i Figur 4.2. Inom varje försöksområde placerades mätpunkter för accelerometermontage i samma horisontalplan som laddningshålet på avståndet  $x$  från laddningshålets ingång. Mätpunkterna numrerades så att punkt 1 motsvarar punkten med minsta och punkt 7 största  $x$ . Det vinkelräta avståndet mellan mätpunkterna och laddningen beräknas enligt:

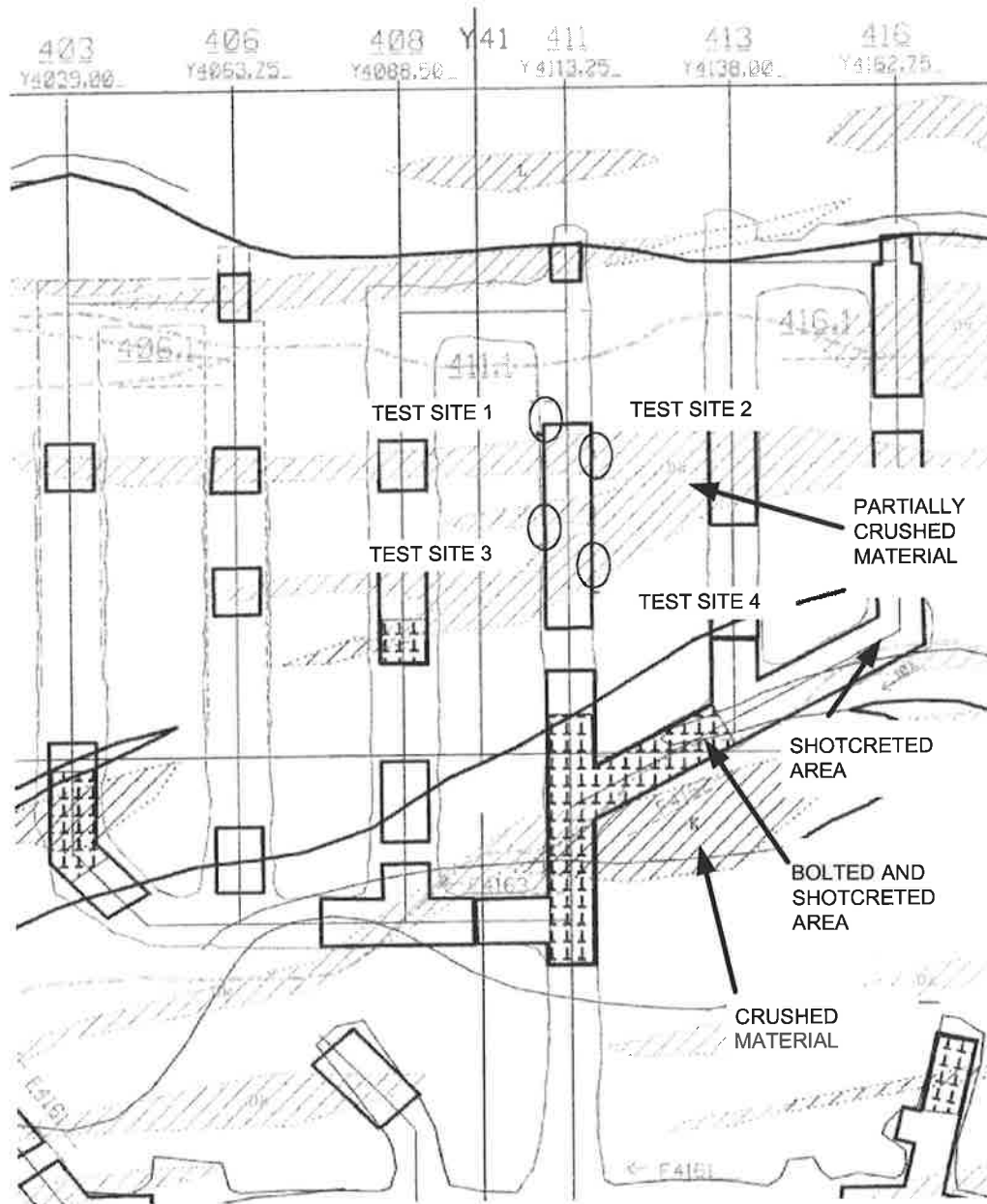
$$R = x \sin \theta \quad (4.1)$$

Notera att  $R$ , här i mm, även ingår i Ekv. (3.26–3.30). Mätpunkterna 2, 4 och 6 var belägna 0,5 m in i berget, inuti ingjutna plaströr. För dessa mätpunkter måste därför Ekv. (4.1) modifieras till:

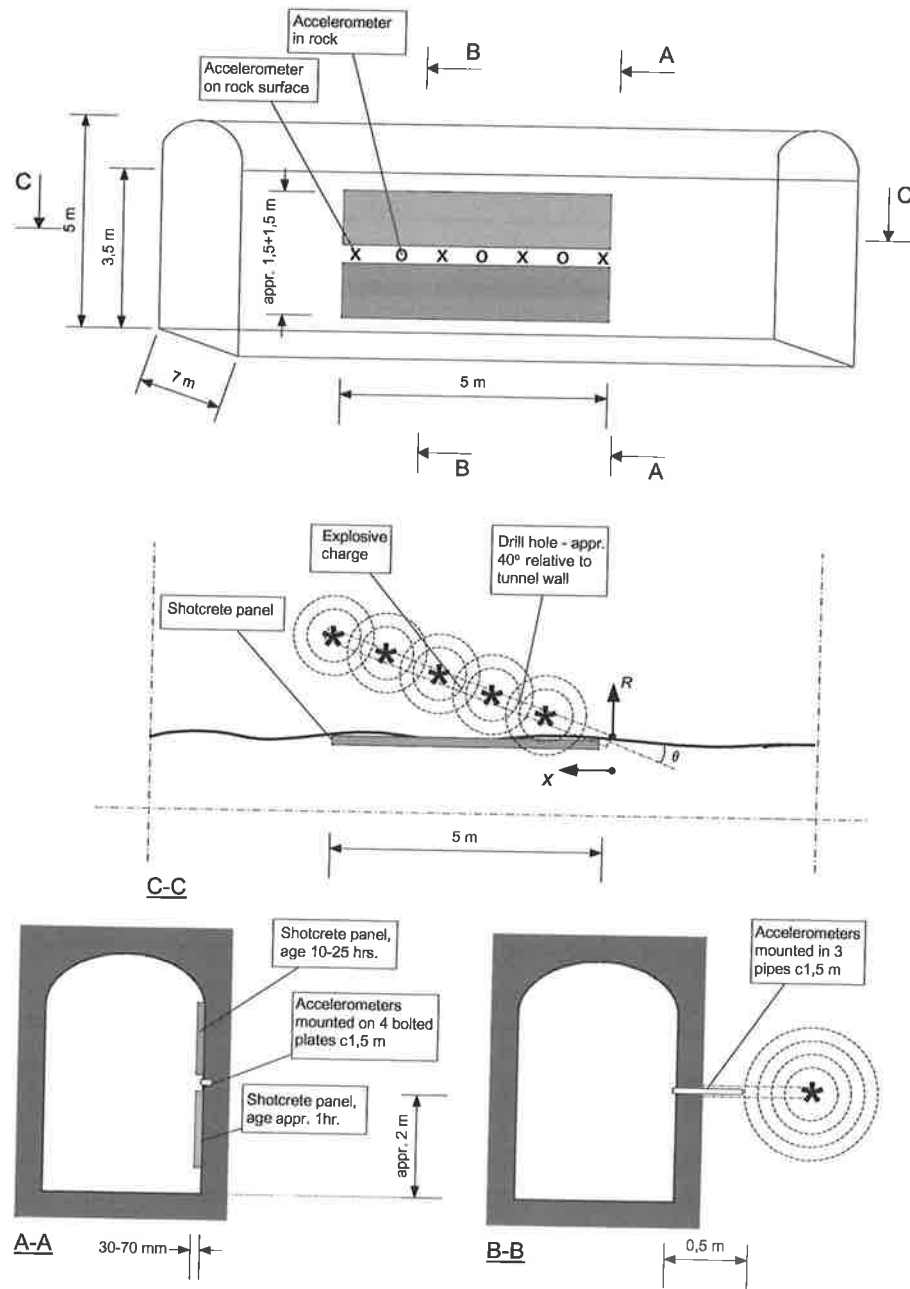
$$R = x \sin \theta - \frac{500}{\cos \theta} \quad (4.2)$$

Figur 4.3 visar den rengjorda bergytan vid försöksområde 2 innan betongsprutning. Tre plaströr för montering av accelerometrar inuti berget har fästs genom ingjutning i cementbruk. Två av rören syns på fotot. Accelerometrar och kablar förbereds för montering efter den andra sprutomgången. Kablarna hängdes under sprutningarna tillfälligt på rören och skyddades genom inklädnad med plast. Figur 4.4 visas anslutningen av accelerometrarna vid försöksområde 3, omedelbart efter den andra sprutningen. Figur 4.5 visar samtliga accelerometrar vid försöksområde 4 anslutna och inkopplade. Notera att här används endast tre mätpunkter på bergytan. Figur 4.6 visar två accelerometrar monterade på en i berget fastbultad aluminiumplatta. För att möjliggöra montering även mot ojämna bergytor försågs aluminiumplattorna med tre klackar för kontakt mot berg. Kablarna till accelerometrarna avlastades genom upphängning i bultar. En bult syns här under aluminiumplattan.

I Tabell 4.2 listas  $x$ ,  $R$  och  $\theta$  för de fyra försöksområdena. Data för de sprängämnen som användes har erhållits från *Kimit AB*. I Tabell 4.3 listas typ av sprängämne, diameter och längd för laddningarna samt densitet och relativ koncentration för respektive laddning i de fyra försöken.



**Figur 4.1:** Placering av de fyra försöksområdena i en tunnel i Kiirunavaaragruvan.  
*Locations of the test sites in a tunnel at the Kiirunavaara mine.*



**Figur 4.2:** Skiss av ett försöksområde. Vinkeln  $\theta$  och avstånden  $x$  och  $R$  för varje mät-  
 punkt återfinns i Tabell 4.2  
*Schematic view of a test site. The angle  $\theta$  and distances  $x$  and  $R$  for each  
 measurement point and test is given in Table 4.2*

**Tabell 4.1:** Sammansättning av den standard sprutbetong som används *LKAB* och *KGS*.  
*Composition of standard shotcrete used by LKAB and KGS.*

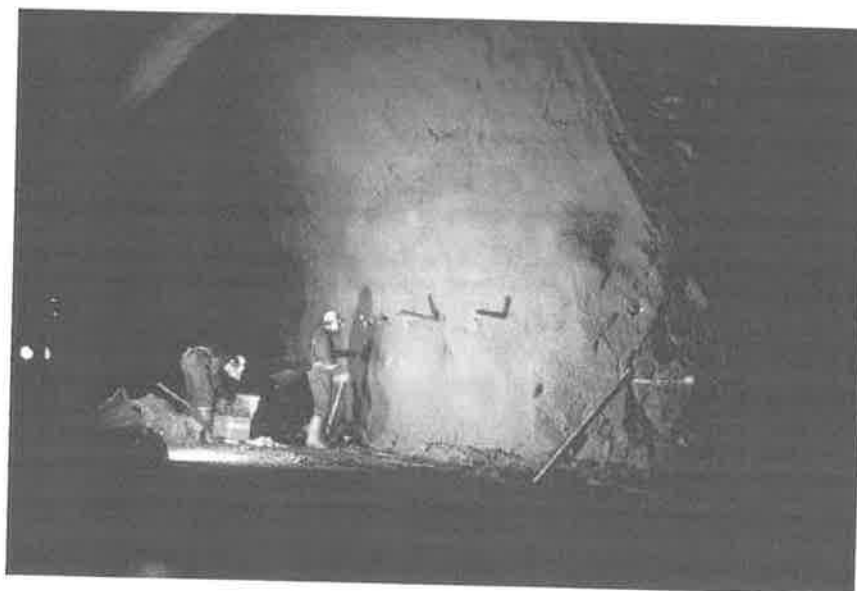
Sammansättning [kg]		
Cement:		450
Silica:		30
Ballast:	0-8 mm	1254
	0-4 mm	158
	1-8 mm, torrt material	153
Tillsatser, i [%] av cementvikten		
Vattenreducerare:	Puzzolit 322N	0,3
Pumpbarhetsförbättrare:	Rheobuild 3520	0,2
Accelerator:	Vattenglas	7,7

**Tabell 4.2:** Geometrin vid ett försöksområde. Avstånd i [mm].  
*Geometry of the test sites. Distances in [mm].*

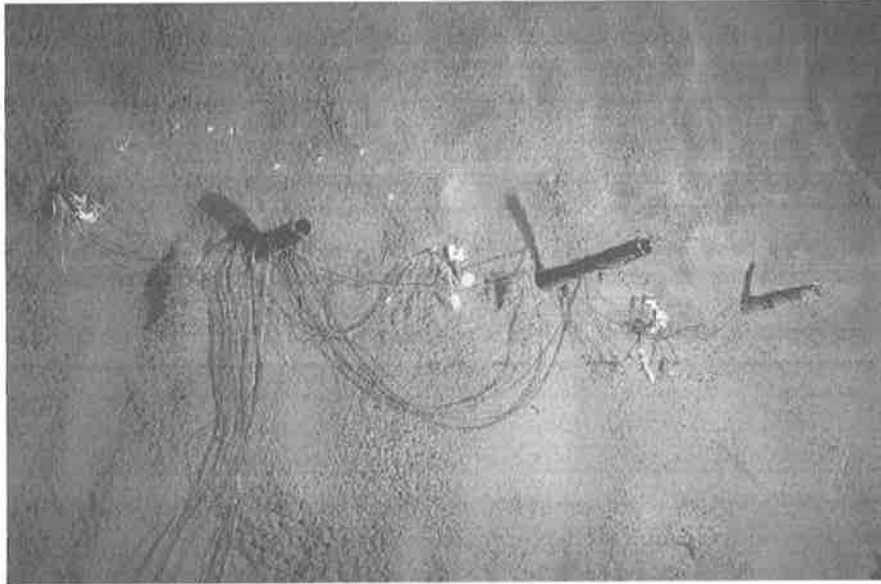
<b>Försök 1</b>	<i>x</i>	700	1450	2100	2890	3610	4240	4940
	<i>R</i>	450	280	1360	1210	2330	2080	3190
	$\theta$	40,2°						
<b>Försök 2</b>	<i>x</i>	1050	2250	2960	3700	4280	4940	5670
	<i>R</i>	650	760	1840	1660	2660	2440	3530
	$\theta$	38,5°						
<b>Försök 3</b>	<i>x</i>	1075	2150	3060	3800	4610	5100	5760
	<i>R</i>	720	760	2040	1860	3070	2730	3890
	$\theta$	41,8°						
<b>Försök 4</b>	<i>x</i>	1000	2300	2980	3730	4320	5110	5800
	<i>R</i>	630	800	1870	1700	2710	2560	3630
	$\theta$	38,8°						



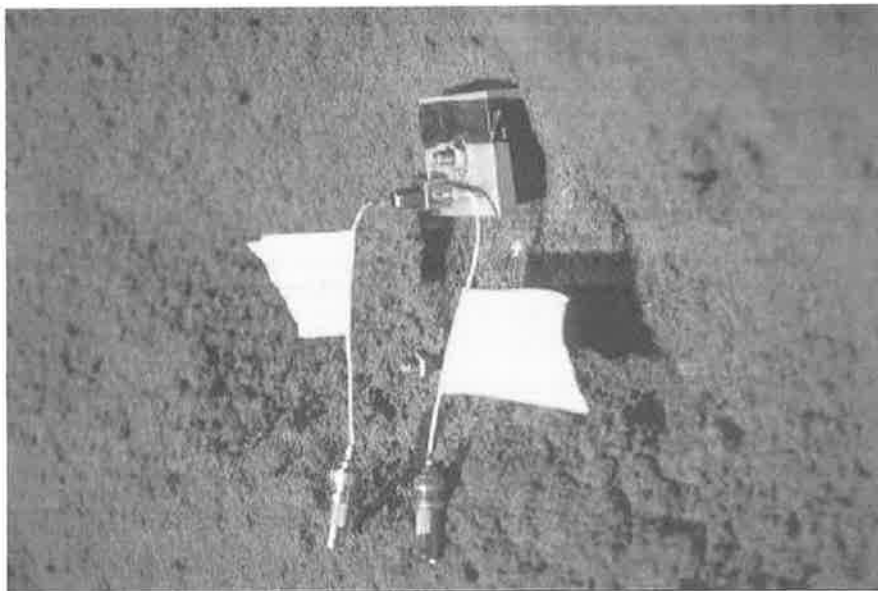
**Figur 4.3:** Försöksområde 2 före betongsprutning.  
*Test site 2 prior to shotcreting.*



**Figur 4.4:** Anslutning av accelerometrar vid försöksområde 3.  
*Connection of accelerometers at test site 3.*



**Figur 4.5:** Försöksområde 4 innan sprängning.  
*Test site 4 prior to blasting.*



**Figur 4.6:** Accelerometrar monterade på bergyta.  
*Accelerometers mounted on rock surface.*

Tests performed during 1998.05.05-08

<i>date</i>	<i>day</i>	<i>time</i>	<i>action</i>	<i>shotcrete panel</i>	<i>age</i>
05-may	Tuesday	20.30	shotcreting	1.1	
		20.37	pen.test 9mm	1.1	7 min
		20.47	pen.test 3mm	1.1	17min
		20.57	pen.test 9mm	1.1	27min
		21.06	pen.test 3mm	1.1	36min
06-may	Wednesday	8.40	piston-tool test	1.1	12hrs. 10min
		9.00	shotcreting	1.2	
		9.15	shotcreting	2.1	
		9.15	pen.test 9mm	1.2	15min
		9.55	pen.test 9mm	1.2	55min
		10.05	pen.test 9mm	2.1	50min
		10.45	blasting	1.1 & 1.2	14hrs. 15min and 1hr. 45min
		11.05	pen.test 3mm	1.2	2hrs. 5min
		12.40	pen.test 3mm	1.2	3hrs. 40min
		12.50	pen.test 3mm	2.1	3hrs. 35min
		12.55	piston-tool test	1.1	16hrs. 25min
		13.55	pen.test 3mm	2.1	4hrs. 40min
		15.05	piston-tool test	2.1	5hrs. 50min
		17.40	shotcreting	2.2	
		17.50	shotcreting	3.1	
		18.00	piston-tool test	2.1	8hrs. 45min
		18.50	blasting	2.1 & 2.2	9hrs. 35min and 1hr. 10 min
19.30	pen.test 3mm	2.2	1hrs. 50min		
19.35	pen.test 3mm	3.1	1hrs. 45min		
07-may	Thursday	9.10	shotcreting	4.1	
		9.55	piston-tool test	3.1	16hrs. 5min
		15.15	pen.test 3mm	4.1	6hrs. 5min
		15.40	piston-tool test	3.1	21hrs. 50min
		16.10	piston-tool test	4.1	7hrs.
		17.15	shotcreting	3.2	
		18.30	pen.test 9mm	3.2	1hrs. 15min
		18.50	blasting	3.1 & 3.2	25hrs. and 1hr. 35min
		19.50	shotcreting	4.2	
		20.10	piston-tool test	4.1	11hrs.
		21.20	blasting	4.1-2	12hrs. 10 min and 1hr. 30 min
		08-may	Friday	11.00	piston-tool test
12.25	piston-tool test			4.2	16hrs. 35min
12.50	piston-tool test			3.1	43hrs.
13.20	piston-tool test			3.2	20hrs. 5min

Figur 4.7: Tidplan för fältförsök i Kiirunavaaragruvan.

*Time plan for in situ tests at the Kiirunavaara mine.*

**Tabell 4.3:** Data för de sprängladdningar som använts. Med koncentrationen  $s_{\text{ANFO}}$  relativt ANFO, diameter  $\phi_e$  och laddningslängd  $L_e$ .  
*Explosive charge data for explosives used. With concentration  $s_{\text{ANFO}}$  relative to ANFO, diameter  $\phi_e$  and length of charges  $L_e$ .*

	Typ	Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]	$s_{\text{ANFO}}$	$\phi_e$ [mm]	$L_e$ [mm]
<b>Försök 1</b>	Kimulux 82	1200	1,11	40	5 × 1120
<b>Försök 2</b>	Kimulux 82	1200	1,11	29	5 × 1120
<b>Försök 3</b>	Kimulux 42	1100	0,90	50	5 × 1120
<b>Försök 4</b>	Kimulux 82	1200	1,11	40	2 × 1120

## 4.2 Tryckhållfasthet

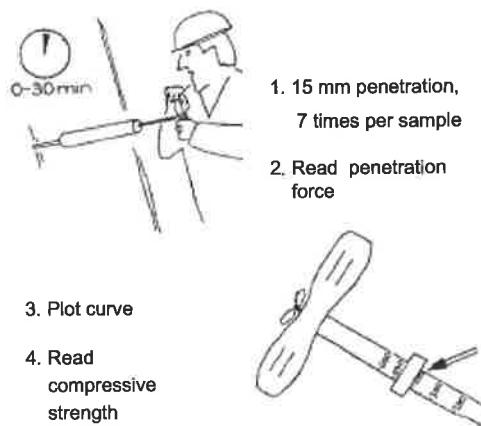
Enligt Malmberg, [39], provas ung sprutbetong med avsikten att fastställa tillväxten för tryckhållfastheten enligt de metoder som ges i [70]. Den kombinerade penetrometer och spikskjutningsmetod som har använts diskuteras av Sällström, [53] och [54], samt beskrivs i ett förslag till manual från *Hilti AG*, [62], tillsammans med instruktioner. Enligt *Hilti Svenska AB* har metoden ej använts i större utsträckning inom Sverige. Den kombinerade metoden användes framgångsrikt under försöken för att bestämma tryckhållfasthetens tillväxt hos samtliga åtta sprutbetongpaneler. Provtagning påbörjades omedelbart efter sprutningarna.

Penetrometermetoden är lämplig för att bestämma tryckhållfastheter inom 0–1,2 MPa. Först används en  $\varnothing 9$  mm spets som trycks 15 mm in i sprutbetongen varefter intryckningskraften avläses och plottas så som beskrivs i Figur 4.8. Vid varje provtagning tas sju prov, vilket upprepas ett antal gånger under den första halvtimmen. För den tid som återstår tills sprutbetongen uppnått 1,2 MPa hållfasthet används en  $\varnothing 3$  mm spets. Syftet med att först använda en  $\varnothing 9$  mm är att kunna uppskatta när pålitliga resultat kan börja erhållas med hjälp av  $\varnothing 3$  mm spetsen.

För mätområdet 2–15 MPa används spikskjutningsmetoden. Varje provtagning består av åtta prov som tas så som beskrivs i Figur 4.9. Spikar sköts in i sprutbetongen med en modifierad standard *Hilti DX 450 L* spikpistol. Utsticket av varje spik mättes och noterades varefter de gängade spikarna försågs med en utdragsmutter. Ett utdragsverktyg, *Hilti Tester 4*, användes för att dra ut spikarna varvid utdragskrafterna avlästes och noterades. Förhållandet mellan utdragskraft och penetrationsdjup, som är spiklängd minus utstick, användes sedan för att grafiskt avläsa tryckhållfasthet från i förhand uppgjorda kalibreringskurvor. För tryckhållfastheter över 15 MPa rekommenderar manualen, [62], provtryckning av utborrade betongkärnor. Det fanns dock inget behov av att genomföra sådana prov i det här aktuella fallet. Försöken genomfördes enligt den tidplan som visas i Figur 4.7.



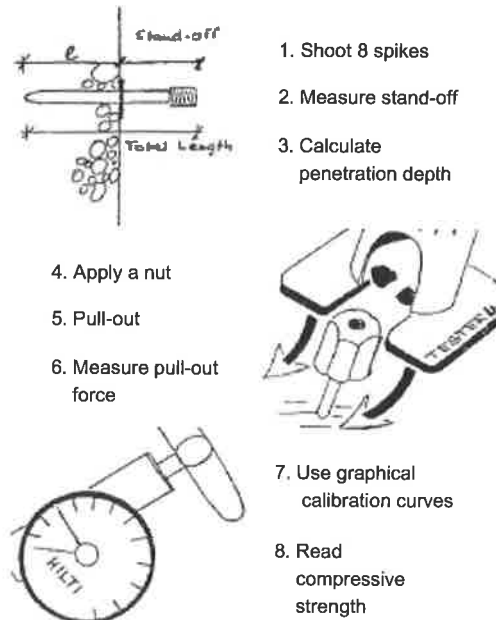
De resultat som har erhållits med penetrometermetoden och  $\varnothing 3$  mm spets ges i Tabell 4.4. Sprutbetongpanelerna 1.2 & 2.1 och 2.2 & 3.1 sprutades vid samma tillfälle och behandlas därför som en och samma betongtyp. Vissa resultat ges som övre och undre gränser på grund av att kalibreringskurvorna ej täcker området under 0,2 MPa. I fallet med panel 4.1 var det omöjligt att penetrera 15 mm in i sprutbetongen. Notera att proven med panelerna 1.2 & 2.1 visar en avtagande tryckhållfasthet för ökande sprutbetong-ålder. Detta beror troligen på olämpliga val av provtagningsområde, med t.ex. mycket tunn sprutbetongtäckning över berg. Resultaten från spikskjutningsmetoden presenteras i Tabell 4.5 och ges även grafiskt i Figur 4.10.



**Figur 4.8:** Tryckhållfasthetsprovning med penetrometermetoden (skisser från [62]).  
*Testing compressive strength by using the penetrometer method (drawings from [62]).*

**Tabell 4.4:** Tryckhållfasthet hos betong från de fyra testområdena, bestämt med penetrometermetoden.  
*Compressive strengths of the shotcrete at the four test sites, obtained using the penetrometer method.*

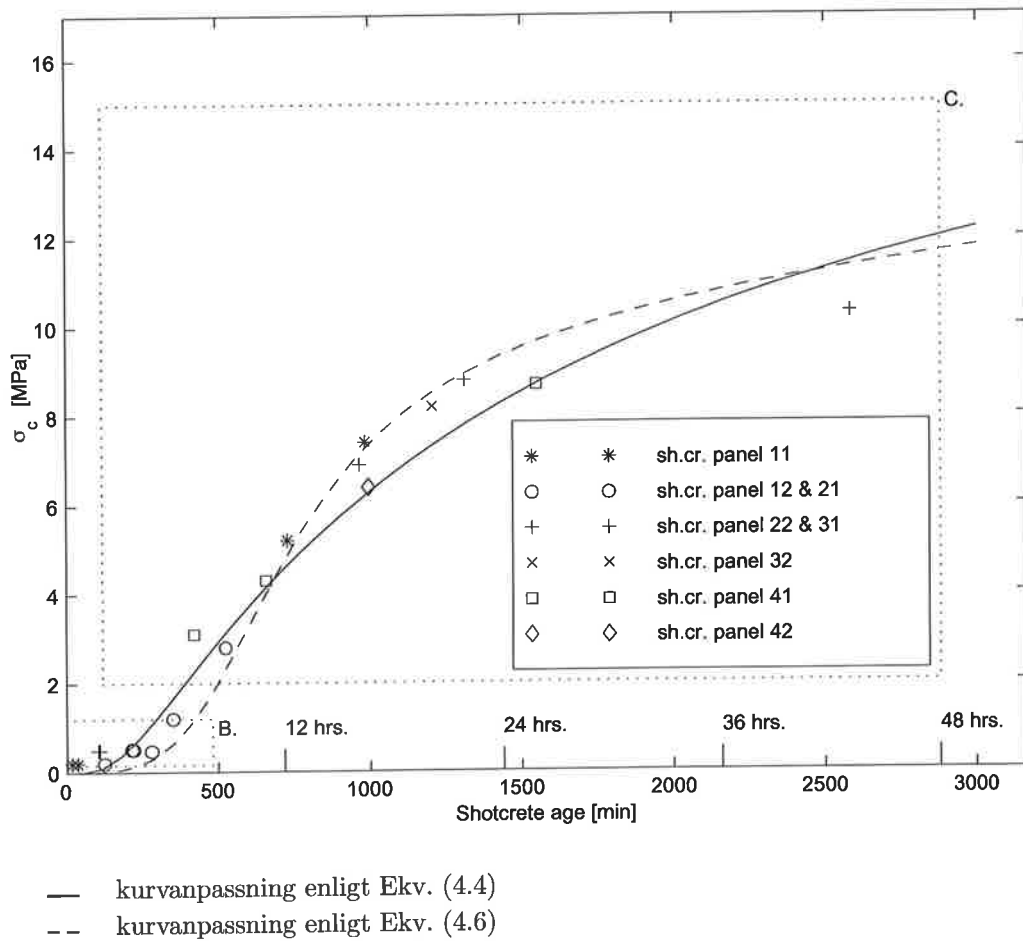
Sprutbetong panel	Ålder	Tryckhållfasthet [MPa]
1.1	17 min	< 0,2
	36 min	< 0,2
1.2 & 2.1	2 tim. 5min	< 0,2
	3tim. 40min	0,51
	4tim. 40min	0,48
2.2 & 3.1	1tim. 50min	0,49
	3.2	1tim. 15min
4.1	6tim. 5min	> 0,7
4.2	—	—



**Figur 4.9:** Tryckhållfasthetsprovning med spikskjutningsmetoden (skisser från [62]).  
*Testing compressive strength by using the piston-tool method (drawings from [62]).*

**Tabell 4.5:** Tryckhållfasthet hos betong från de fyra testområdena, bestämt med spikskjutningsmetoden.  
*Compressive strengths of the shotcrete at the four test sites, obtained using the piston-tool method.*

Sprutbetong panel	Ålder	Tryckhållfasthet [MPa]
1.1	12 tim. 10 min	5,2
	16 tim. 25 min	7,4
1.2 & 2.1	5 tim. 50 min	1,2
	8 tim. 45 min	2,8
2.2 & 3.1	16 tim. 5 min	6,9
	21 tim. 50 min	8,8
	43 tim.	10,3
3.2	20 tim. 5 min	8,2
4.1	7 tim.	3,1
	11 tim.	4,3
4.2	25 tim. 50 min	8,7
	16 tim. 35 min	6,4



**Figur 4.10:** Tryckhållfasthet för sprutbetong som funktion av ålder. Kurvorna har anpassats till proven från Tabell 4.4–5. Ytan B. är giltighetsområdet för penetrometermetoden och C. motsvarande för spikskjutningsmetoden. *Shotcrete compressive strength as function of age. Curves fitted to the range of the penetrometer method and C. the range of the piston-tool method.*

**Tabell 4.6:** Tryckhållfasthet vid 28 dygn för betong som använts till sprutbetongpanelerna i de fyra testområdena. Bestämt från 150 mm kuber tagna ur sprutlådor.

*Compressive 28 days cube strength of the concrete used in the shotcrete panels at the four test sites. Determined from 150 mm cubes taken from shotcrete moulds.*

Sprutbetongpanel	Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]	Tryckhållfasthet [MPa]
1.1	2139	34,9
1.2 & 2.1	2178	33,8
2.2 & 3.1	2178	31,3
3.2	2150	31,3
4.1	2155	33,2
4.2	2167	36,9

Tre 150 mm betongkuber för 28 dygns tryckhållfasthetsprov togs ur varje sprutlåda som fylldes i samband med respektive sprutning. Tryckhållfastheterna bestämdes i enlighet med svensk standard, [76]. Resultaten redovisas i Tabell 4.6. Kubhållfastheterna omräknades till cylinderhållfasthet hos 300 mm höga, Ø150 mm cylindrar enligt [74] för att möjliggöra uppskattning av tryckhållfasthet enligt *BBK 94*, [64]. Det samband som användes var:

$$f_{\text{cube}} = 1,35 f_{\text{cyl}} \quad (4.3)$$

där  $f_{\text{cube}}$  är kubhållfasthet och  $f_{\text{cyl}}$  cylinderhållfasthet. De tre högsta värdena motsvarar betongkvalitet K35 medan övriga tre motsvarar K30. Sprutbetongen kan således med avseende på tryckhållfasthet anses vara av kvalitet K30. Resultaten från Tabell 4.4-6 presenteras grafiskt i Figur 4.10. En kurva av den form som ges av Ekv. (2.1) och med  $a_1 = 1,0$  och  $b_1 = -0,95$ , har anpassats till resultaten. Kurvan är giltig för betongkvalitet K30, dvs. för  $f_{\text{cc}}^{28\text{d}} = 21,5$  MPa, och ges av:

$$f_{\text{cc}} = 1,0 f_{\text{cc}}^{28\text{d}} e^{-0,95/t_d^{0,6}} \quad [\text{MPa}] \quad (4.4)$$

Dessutom har en kurva given av Ekv. (2.3) plottats. Med  $w/c = 0,45$ , avlästes konstanten  $a_1 = 4 \cdot 10^{-3}$  ur Figur 2.1. Kurvpassning har gett  $b_1 = 3,8$  och  $b_2 = 0,23$  vilket medför att:

$$a_2 = 672^{-0,23} = 0,22 \quad (4.5)$$

Det plottade förhållandet är således:

$$f_{\text{cc}} = \eta f_{\text{cc}}^{28\text{d}} = 21,5 \frac{0,004 t_h^{3,8}}{1 + 0,002 t_h^{3,57}} \quad [\text{MPa}] \quad (4.6)$$

**Tabell 4.7:** Spräckhållfasthet vid provning av 28 dygn gammal betong från sprutbetongfälten vid de fyra försöksplatserna. Bestämt från försök på 150 mm betongkuber tagna ur sprutlådor.

*Strength in splitting at 28 days of the concrete used in the shotcrete panels at the four test sites. Determined from 150 mm cubes taken from shotcrete moulds.*

Sprutbetong-fält	Sräckhållfasthet [MPa]	Typ av brott (enligt [63])
1.1	2,3	DS, S, S
1.2 & 2.1	—	—
2.2 & 3.1	1,7	DS, D, D
3.2	2,6	SD, SD, DS
4.1	1,4	DS, SD, DS
4.2	2,4	S, DS, DS

### 4.3 Draghållfasthet

För att kunna uppskatta betongens draghållfasthet vid 28 dygns ålder genomfördes även spräckprov enligt [75]. Försöken utfördes på 150 mm betongkuber, tagna ur sprutlådor fyllda samtidigt med de varifrån betongkuber för tryckprovning togs. Spräckproverna genomfördes med en belastningshastighet av ca 0,2 MPa/s och lasten påfördes via mellanlägg av plywood. Spräckprov kunde ej genomföras på kuber från sprutbetongpaneler 1.2 & 2.1 eftersom dessa sprutlådor skadades av utstött berg i samband med försökens genomförande. Provresultaten redovisas i Tabell 4.7.

De angivna brott-typerna motsvarar de som anges i *Betonghandbok—Material*, [63], dvs tryckbrott (förekommer ej här), dragbrott (D) och skjuvbrott (S). I kombinationerna DS och SD är den först angivna typen av brott den dominerande. En jämförelse med *Betonghandbok—Material*, [63], avsnitt 11.11:2, visar att en tryckhållfasthet om 20–30 MPa bör motsvara en spräckhållfasthet om 1,9–2,4 MPa, vilket stämmer väl med resultaten i Tabell 4.7. De låga värden som erhållits beror troligen på problem med att åstadkomma en perfekt pålastning med den försöksutrustning som har använts.

### 4.4 Vidhäftningshållfasthet

De fyra försöksområdena undersöktes för att finna bomma partier, dvs. områden utan vidhäftning mellan sprutbetong och berg. Undersökningarna som genomfördes som bomknackning med hammare, utfördes av personal vid *LKAB* när sprutbetongen var ca 12–15 dygn gammal. De områden av sprutbetongpanelerna som saknade vidhäftning mot berget har markerats i Figur 4.11–18. Den ursprungligen planerade vidhäftningsprovtagningen måste skjutas fram i tiden på grund av att gruvdriften upptogs i närliggande gruvorter. Trots att proven togs nära nog sex månader efter sprutning så bedömdes resultaten ändå vara av värde för en uppskattning av vidhäftningshållfastheten hos den fullhårdade sprutbetongen. Ett begränsat antal vidhäftningsprov enligt standard, [77], genomfördes. Från

resultaten som varierade mellan 0,68 och 1,10 MPa uppskattades vidhäftningshållfastheten till  $f_{ad} \geq 0,7$  MPa.

## 4.5 Skador på berg och sprutbetong

Vid samtliga fyra försök stöttes stora bergvolymmer ut. Kratrar med djup mellan 600–1000 mm och diametrar på ca 2,4–4,0 m bildades. Kratrarnas form kan approximeras som koniska eller alternativt halvsfäriska. Den koniska formen ger att en krater med en diameter  $\phi$  och djup  $H$  motsvarar bergmassan  $m$  som fås ur:

$$m = V\rho = \frac{1}{3} \frac{\pi\phi^2}{4} H \rho = \frac{\pi}{12} H \phi^2 \rho \quad (4.7)$$

där  $\rho$  är densiteten av bergmaterialet. Som visas i Tabell 3.1 så är densiteten av järnmalmen i *Kiirunavaaragruvan*  $\rho = 4800$  kg/m<sup>3</sup>, vilket ger:

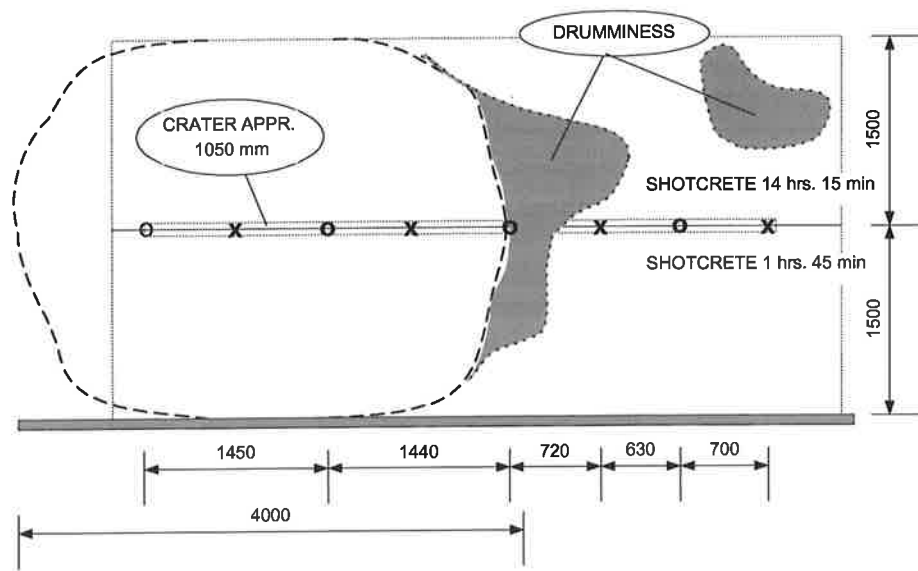
$$m = \frac{\pi}{12} H \phi^2 \rho \approx 1257 H \phi^2 \quad [\text{kg}] \quad (4.8)$$

vilket har använts för att beräkna de utstötta bergmassorna som visas i Tabell 4.8.

Kratrarnas former och uppmätta värden för  $\phi$  och  $H$  visas i skisserna i Figur 4.11–18, tillsammans med foton över kraterområdena. Accelerometerplaceringarna har angivits med “x” för ytmonterade accelerometrar och med “o” för accelerometrar 0,5 m in i berget inuti fullt ingjutna rör.

**Tabell 4.8:** Approximerad vikt av bergmassor utstötta under försöken.  
*Approximated weights of rock masses ejected during tests.*

Försök	$\phi$ [m]	$H$ [m]	$m$ [kg]
1	4,00	1,05	$21 \cdot 10^3$
2	2,40	0,70	$5,1 \cdot 10^3$
3	2,65	0,75	$6,6 \cdot 10^3$
4	2,50	0,65	$4,7 \cdot 10^3$

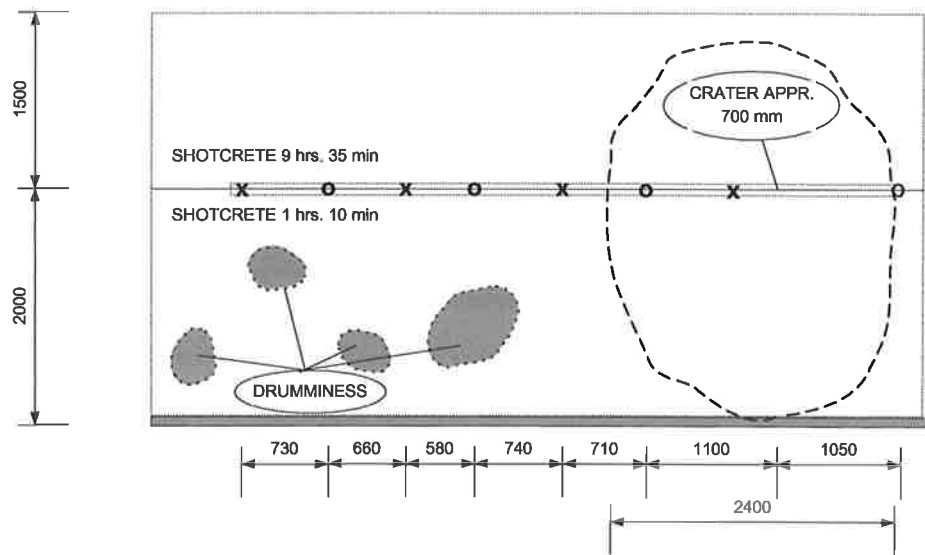


**Figur 4.11:** Skador på berg och sprutbetong vid försöksområde 1.  
*Rock and shotcrete damage at test site 1.*



**Figur 4.12:** Återstående sprutbetong samt krater vid försöksområde 1.  
*Remaining shotcrete and crater formed after test 1.*

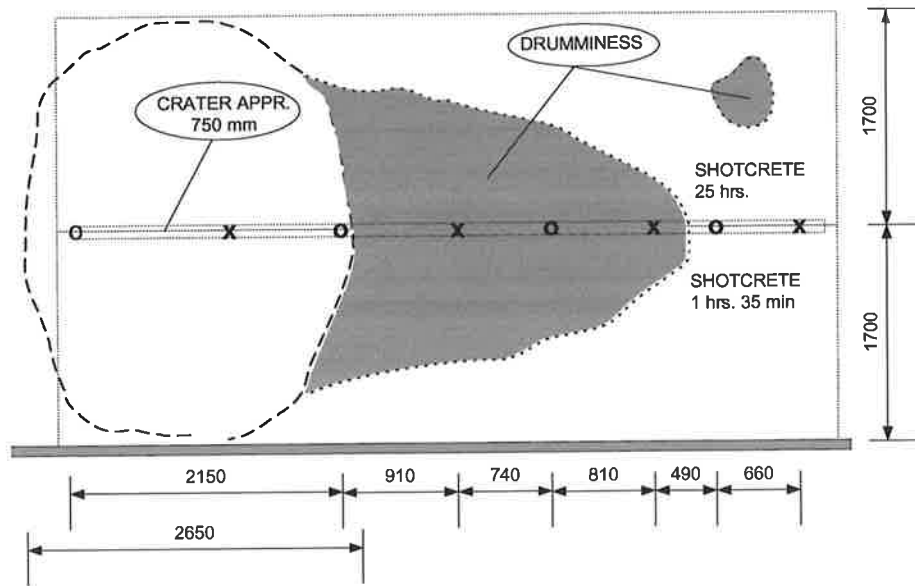




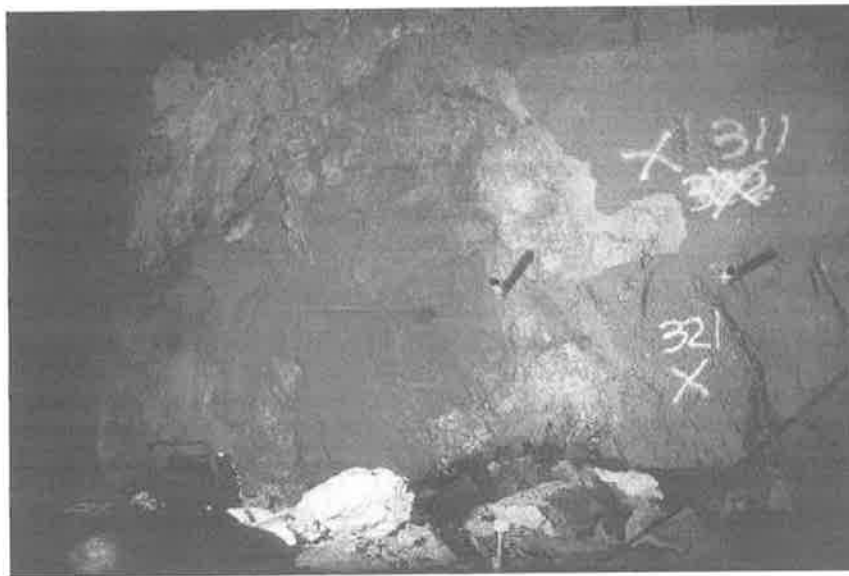
**Figur 4.13:** Skador på berg och sprutbetong vid försöksområde 2.  
*Rock and shotcrete damage at test site 2.*



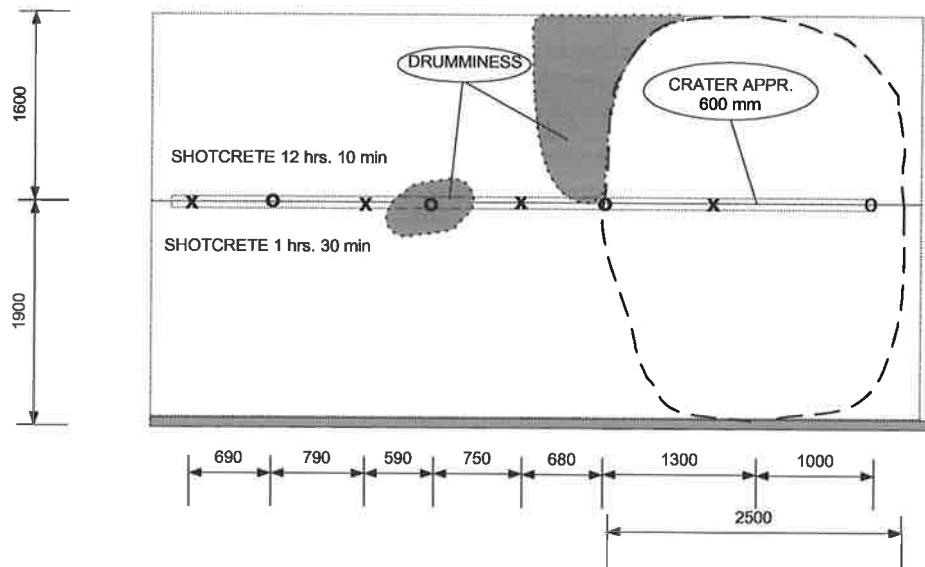
**Figur 4.14:** Återstående sprutbetong samt krater vid försöksområde 2.  
*Remaining shotcrete and crater formed after test 2.*



**Figur 4.15:** Skador på berg och sprutbetong vid försöksområde 3.  
*Rock and shotcrete damage at test site 3.*



**Figur 4.16:** Återstående sprutbetong samt krater vid försöksområde 3.  
*Remaining shotcrete and crater formed after test 3.*



**Figur 4.17:** Skador på berg och sprutbetong vid försöksområde 4.  
*Rock and shotcrete damage at test site 4.*



**Figur 4.18:** Återstående sprutbetong samt krater vid försöksområde 4.  
*Remaining shotcrete and crater formed after test 4.*

## 4.6 Accelerationsmätning

Under försöken mättes accelerationer i två riktningar, vinkelrätt mot tunnelväggen ( $y$ -riktningen) och parallellt med tunnelns längdaxel ( $x$ -riktningen). Ursprungligen användes sju mätpunkter men dessa reducerades senare på grund av att accelerometrar förstördes i samband med utstötning av berg. På grund av det reducerade antalet accelerometrar registrerades accelerometrar endast i  $y$ -riktningen vid några mätpunkter. Under försök 3 och 4 övergavs en mätpunkt helt på grund av brist på accelerometrar. Signalerna från accelerometrarna registrerades med en *Sony* DAT-bandspelare med parallell kapacitet för 14 signaler. De digitala signalerna återsamlades senare med ett oscilloskop där numerisk integration till partikelhastigheter genomfördes. Integrationskonstanterna för varje signal bestämdes så att hastigheterna före första pulsens ankomst var satt till konstant noll. Den tolkningsmodell som använts antar att skador uppstår på grund av den först ankommande P-vågen medan effekterna av de senare ankommande S- och R-vågorna försummas. Från detta antagande följer att endast den första toppen i varje registrering ger en korrekt hastighet, dvs. inga reflektioner eller överlagringar har skett och stört signalerna på ett så tidigt stadium. Denna metod för att bestämma maximal partikelhastighet, eller "peak particle velocity" (*ppv*), kallas ibland "första ankomst principen" (se t.ex. [6]).

I idealfallet sammanfaller *ppv* med den punkt där de båda uppmätta (i realiteten tre) accelerationskomponenterna passerar nivån för noll acceleration samtidigt efter en halv vibrationsperiod. Geologi, geometri mm. på försöksplatserna resulterar i att signaler avviker från de ideella signalerna och måste i vissa fall slopas på grund av dessa störningar. En systematisk utvärderingsmetod måste därför användas. I andra utvärderingar av försök som genomförts av *SveBeFo* i *Kiirunavaaragruvan*, t.ex. [29], har följande fyra huvudtyper av felaktiga signaler observerats:

1. En eller flera signaler var tidsförskjutna så att hastighetstopparna inte sammanföll.
2. Hastighetstopparna av en eller flera signaler föregicks av en mindre lokal topp.
3. En accelerationskomponent skär ej noll under första svängningsperioden.
4. En eller flera signaler föregås av mycket små störningar innan den verkliga signalen anländer.

De numeriskt bestämda hastigheterna presenteras i log-log grafer enligt den tidigare diskussionen i avsnitt 3.4. Ett rätlinjigt samband i log-log skala, enligt Ekv. (3.29), har bestämts genom regressionsanalys. Beskrivning av den numeriska procedur som används finns i bl.a. [7], [30] och [49], det följande är en kort sammanfattning. En linjär regressionslinje ska passas till  $n$  datapar  $(X_i, Y_i)$ . En linjär regressionskurva av formen:

$$Y = a + b(X - \bar{X}) \quad (4.9)$$

antas, med  $\bar{X} = \sum X_i/n$  som är medelvärdet av  $X_i$ . Parametrarna  $a$  och  $b$  är okända och måste uppskattas som  $a^*$  och  $b^*$  vilket ger en uppskattad regressionslinje enligt:

$$Y = a^* + b^*(X - \bar{X}) \quad (4.10)$$

De uppskattade parametrarna definieras som:

$$\begin{aligned} a^* &= \sum Y_i/n \\ b^* &= S_{xy}/S_{xx} \end{aligned} \quad (4.11)$$

där:

$$\begin{aligned} S_{xx} &= \sum X_i^2 - \frac{1}{n} \left( \sum X_i \right)^2 \\ S_{yy} &= \sum Y_i^2 - \frac{1}{n} \left( \sum Y_i \right)^2 \\ S_{xy} &= \sum X_i Y_i - \frac{1}{n} \left( \sum X_i \right) \left( \sum Y_i \right) \end{aligned} \quad (4.12)$$

Förenklat kan Ekv. (3.29) skrivas som:

$$v_{\max} = a_1 r^{-b_2} \quad (4.13)$$

där:

$$r = r(Q, R, L_e) = \frac{R}{\sqrt{f_1 \left( \frac{R}{L_e} \right) \cdot Q}} \quad (4.14)$$

En jämförelse mellan Ekv. (4.13) och Ekv. (4.10) ger följande samband mellan de ingående parametrarna:

$$\begin{aligned} \log(a_1) &= a^* - b^* \bar{X} \\ b_2 &= -b^* \end{aligned}$$

Det beskrivna numeriska tillvägagångssättet har använts för att bestämma regressionslinjer för fyra uppsättningar data. Dessa har valts ur de numeriskt bestämda hastighetsserierna. Från varje mätpunkt har accelerationskomponenternas vektorsumma använts. De olika datauppsättningarna har grupperats genom att först definiera *ppv* antingen som absolut maximal hastighet eller som den först ankommande hastighetstoppen. Dessutom har hastigheterna på bergytan antingen dividerats med 2 så som diskuterades i avsnitt 3.3 eller använts ojusterade. Dessa resultat har listats i Tabell 4.9 och plottats i Figur 4.19–22 tillsammans med tillhörande numeriskt bestämda *ppv*. I figurerna markeras hastigheter som erhållits från mätpunkter inuti berget med “o”. Accelerometrar placerades vid dessa punkter inuti ingjutna plaströr. De hastigheter som härrör från registreringar på bergytan har markerats med “+” och med “×” efter division med 2.

Vidare så ges även konfidensintervallens begränsningar för de fyra linjerna i Tabell 4.9. Baserat på [7], [30] och [49] definierades konfidensintervall för  $Y = v_{\max}$  som:

$$\left[ Y - t_{p/2}(f) \cdot s, Y + t_{p/2}(f) \cdot s \right] \quad (4.15)$$

där:

$$s = \sqrt{Q_0 / (n - 2)} \quad (4.16)$$

är uppskattningens standardavvikelse med:

$$Q_0 = S_{yy} - S_{xy}^2 / S_{xx} \quad (4.17)$$

Ett 95%-igt konfidensintervall ges av:

$$p/2 = (1 - 0,95)/2 = 0,025$$

Antalet frihetsgrader för  $n = 26$  datapar är:

$$f = n - 2 = 26 - 2 = 24$$

Ur tabeller för t-fördelningen fås följande värde:

$$t_{0,025}(24) = 2,064$$

vilket ger:

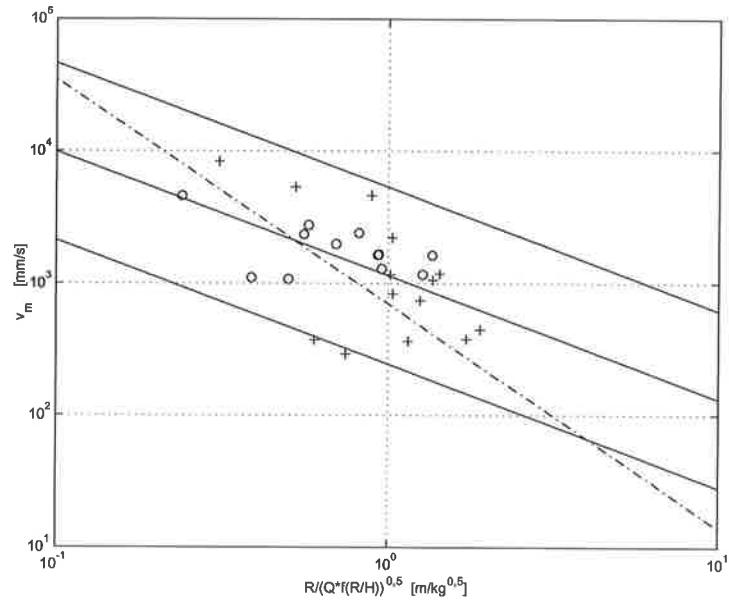
$$[ Y - 2,064s , Y + 2,064s ] \quad (4.18)$$

Dessutom har det samband enligt skallagen som har bestämts genom försök, [29], i en närliggande gruvort i *Kiirunavaaragruvan* också plottats i Figur 4.19–22. Dessa försök utfördes för att bestämma skadezoner i berget på grund av sprängning varigenom ett stort antal försök resulterade i förhållandet:

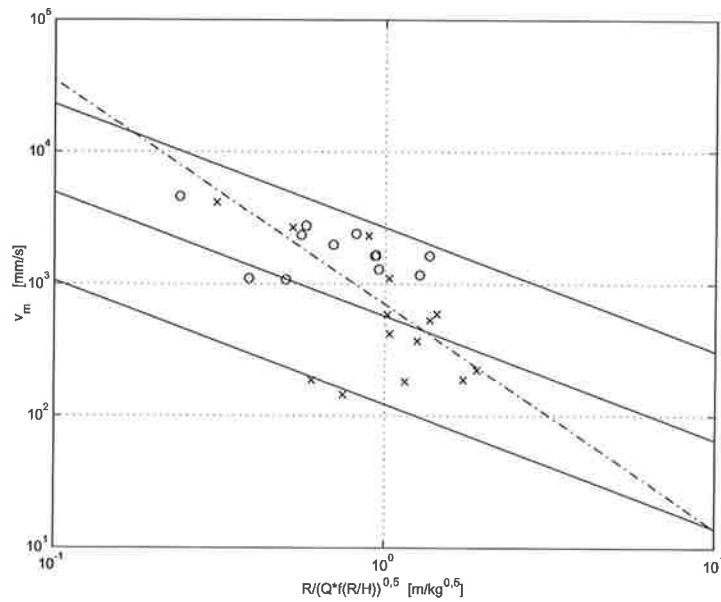
$$v_{\max} \approx 700 \left( \frac{R}{\sqrt{f_1 \left( \frac{R}{L_c} \right) \cdot Q}} \right)^{-1,70} \quad [\text{mm/s}] \quad (4.19)$$

Jämförelser inom respektive figur har använts för att bestämma vilket av de fyra uppsättningarna data och linjära log-log förhållanden som baseras på den mest relevanta kombinationen av antaganden. Så som kan ses i Figur 4.22 är regressionslinjen mycket nära den linje som ges av Ekv. (4.19) ovan och även väl inom det 95%-iga konfidensintervallet. Dessa två kriterium har inte uppfyllts för sambanden i Figur 4.19–22 vilket leder till följande slutsatser:

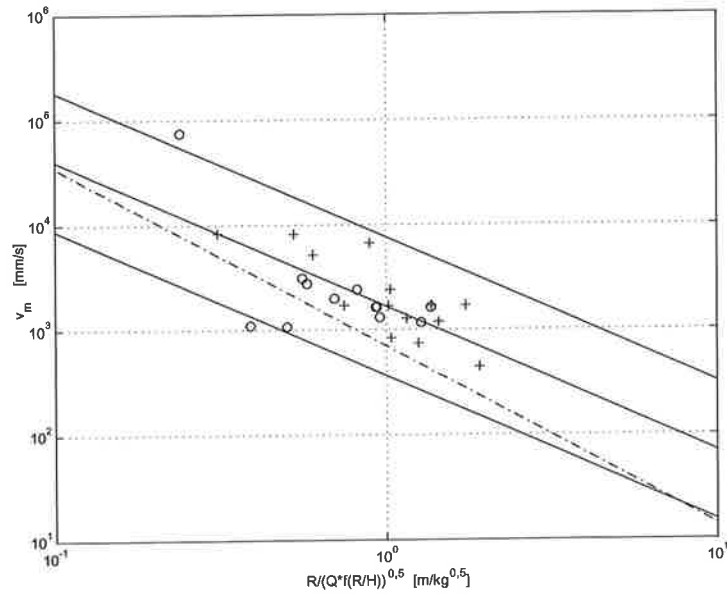
1. antag att det bästa valet av definition för  $ppv$  är de maximala hastighetstoppar som uppträder vid varje mätpunkt
2. antag att de infallande vågornas hastigheter fördubblas vid reflektion mot en fri bergyta i tunneln.



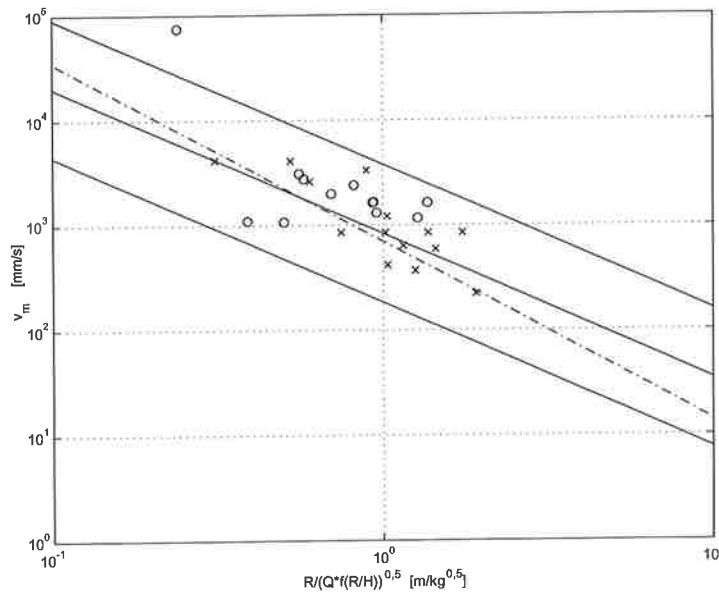
**Figur 4.19:** Val av ppv som första ankomst, hastigheter på bergytan utan justering.  
*Choice of ppv as first arrival, velocities on the surface without adjustment.*



**Figur 4.20:** Val av ppv som första ankomst, justerade hastigheter på bergytan.  
*Choice of ppv as first arrival, adjusted velocities on the surface.*



**Figur 4.21:** Val av ppv som maximum, hastigheter på bergytan utan justering.  
*Choice of ppv as maximum, velocities on the surface without adjustment.*



**Figur 4.22:** Val av ppv som maximum, justerade hastigheter på bergytan.  
*Choice of ppv as maximum, adjusted velocities on the surface.*



**Tabell 4.9:** Resultat från regressionsanalys.  
*Result from regression analysis.*

<i>ppv</i> som första ankomst, hastigheter på bergytan utan justering:	$v_{\max} = 1140r^{-0,938}$ [mm/s]
<i>ppv</i> som första ankomst, justerad hastighet på bergytan:	$v_{\max} = 570r^{-0,938}$ [mm/s]
<i>ppv</i> som maximum, hastigheter på bergytan utan justering:	$v_{\max} = 1664r^{-1,38}$ [mm/s]
<i>ppv</i> som maximum, justerad hastighet på bergytan:	$v_{\max} = 832r^{-1,38}$ [mm/s]

## 4.7 Partikelhastigheter

De *ppv*-nivåer som har valts enligt ovan, dvs. genom att ta maximala hastighetstopparna, listas för respektive försök 1–4 i Tabell 4.10–13. De hastigheter som svarar mot respektive mätpunkt noteras  $v_1, v_2, \dots, v_7$ . För udda nummer  $i$  motsvarar  $v_i$  hastigheter från mätpunkter på bergytan och för jämna  $i$  hastigheter 0,5 m in i berget. Punkt 1 är belägen närmast laddningen och punkt 7 längst ifrån densamma. I tabellerna ges även de först ankommande hastighetstopparna som komplement när dessa ej är maximala toppar. På grund av bristen på accelerometrar har för vissa signaler endast komponenten i  $y$ -riktningen använts i vektorsumneringen.

De uppmätta (och numeriskt bestämda) hastigheterna (*ppv*) visas även i Figur 4.23–26, nära mätpunkterna som märkts så som i Figur 4.11–18. Mätpunkter där accelerometrar har skadats anges inom parentes. Dessutom anges teoretiskt bestämda *ppv*-nivåer med streckade linjer med bredvidliggande hastighetsangivelse. Nivåerna som ges separerade för bergytorna och nivåerna 0,5 m in i berget har beräknats med hjälp av det numeriska programmet *Matlab*, [73]. Skalförhållandet enligt Ekv. (4.19) har använts tillsammans med de korrektioner som ges av Ekv. (3.32)–(3.33). Avståndet  $R$  som motsvarar en föreskriven vibrationshastighet löses ut numeriskt. Slutligen bestäms  $x$ -koordinaterna enligt Ekv. (4.1)–(4.2).

**Tabell 4.10:** Beräknade *ppv* från försöksområde 1, definierade som maximal hastighet från uppmätta accelerationer. Först ankommande hastighetstoppas anges för jämförelse.

*The level of ppv at test site 1, defined as maximum velocity from measured accelerations. First arriving velocity peaks given for comparison.*

Hastighet $v_i$ vid mät- punkt $i$	Maximal hastighet [m/s]	Först ankommande topp [m/s]	Kommentarer:
$v_1$	0,63	(0,18)	
$v_2$	1,18	(1,18)	
$v_3$	3,27	(2,28)	
$v_4$	1,53	(1,15)	
$v_5$	2,56	(0,18)	
$v_6$	37,0	(2,26)	
$v_7$	4,11	(4,11)	

**Tabell 4.11:** Beräknade *ppv* från försöksområde 2, definierade som maximal hastighet från uppmätta accelerationer. Först ankommande hastighetstoppas anges för jämförelse.

*The level of ppv at test site 2, defined as maximum velocity from measured accelerations. First arriving velocity peaks given for comparison.*

Hastighet $v_i$ vid mät- punkt $i$	Maximal hastighet [m/s]	Först ankommande topp [m/s]	Kommentarer:
$v_1$	$\infty$	0,11	0,11 m/s har valts
$v_2$	0,35	(0,35)	
$v_3$	0,51	(0,32)	
$v_4$	0,40	(0,39)	
$v_5$	0,74	(0,67)	
$v_6$	0,84	(0,84)	endast $y$ -riktningen
$v_7$	2,48	(1,62)	endast $y$ -riktningen

**Tabell 4.12:** Beräknade *ppv* från försöksområde 3, definierade som maximal hastighet från uppmätta accelerationer. Först ankommande hastighetstoppar anges för jämförelse.

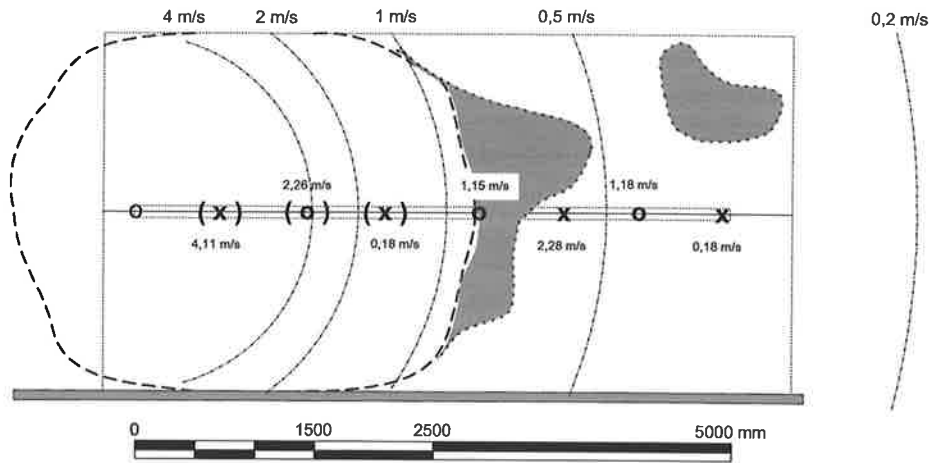
*The level of ppv at test site 3, defined as maximum velocity from measured accelerations. First arriving velocity peaks given for comparison.*

Hastighet $v_i$ vid mät- punkt $i$	Maximal hastighet [m/s]	Först ankommande topp [m/s]	Kommentarer:
$v_1$	0,51	(0,51)	
$v_2$	1,14	(1,14)	
$v_3$	0,57	(0,57)	
$v_4$	1,37	(1,37)	
$v_5$	1,17	(0,20)	
$v_6$	0,76	(0,76)	<i>endast y-riktningen accelerometer saknas</i>
$v_7$	—	—	

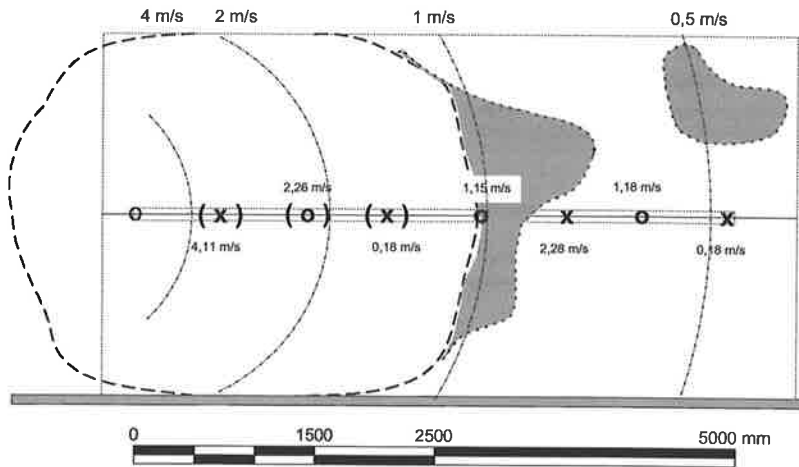
**Tabell 4.13:** Beräknade *ppv* från försöksområde 4, definierade som maximal hastighet från uppmätta accelerationer. Först ankommande hastighetstoppar anges för jämförelse.

*The level of ppv at test site 4, defined as maximum velocity from measured accelerations. First arriving velocity peaks given for comparison.*

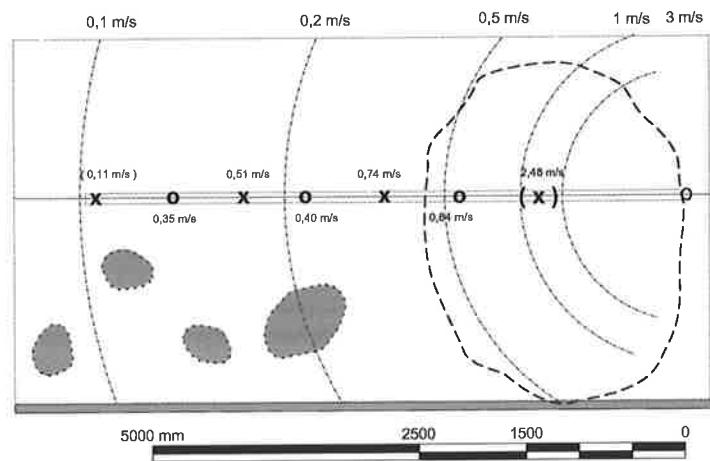
Hastighet $v_i$ vid mät- punkt $i$	Maximal hastighet [m/s]	Först ankommande topp [m/s]	Kommentarer:
$v_1$	0,22	(0,22)	<i>endast y-riktningen</i>
$v_2$	0,80	(0,80)	
$v_3$	0,58	(0,58)	
$v_4$	0,80	(0,80)	
$v_5$	0,83	(0,57)	
$v_6$	0,53	(0,53)	<i>endast y-riktningen accelerometer saknas</i>
$v_7$	—	—	



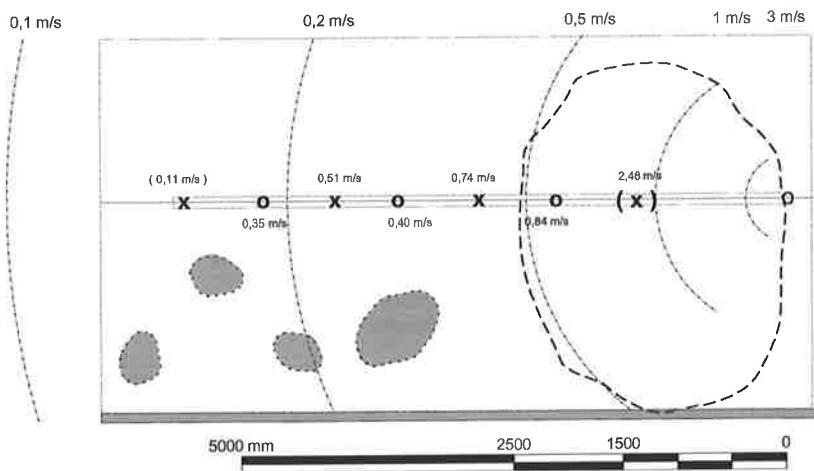
**Figur 4.23:** Vibrationshastigheter (ppv) 0,5 m under bergytan vid försöksområde 1. Uppmätta värden anges vid accelerometerplaceringar och teoretiska värden anges vid streckade linjer.  
*Vibration velocities (ppv) 0,5 m under rock surface at test site 1. Measured values given next to accelerometer positions, theoretical values given next to dashed lines.*



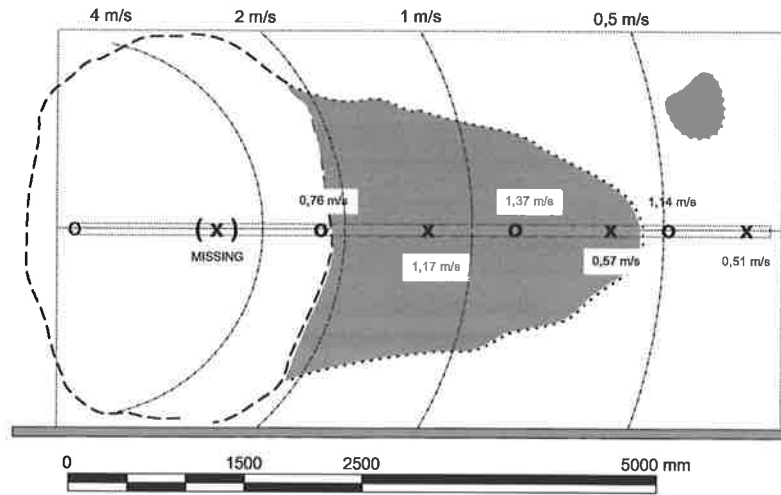
**Figur 4.24:** Vibrationshastigheter (ppv) på bergytan vid försöksområde 1. Uppmätta värden anges vid accelerometerplaceringar och teoretiska värden anges vid streckade linjer.  
*Vibration velocities (ppv) on rock surface at test site 1. Measured values given next to accelerometer positions, theoretical values given next to dashed lines.*



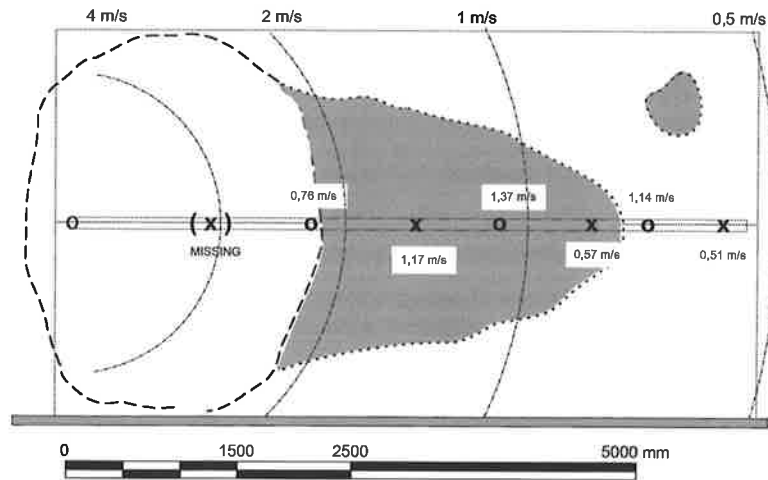
**Figur 4.25:** Vibrationshastigheter (ppv) 0,5 m under bergytan vid försöksområde 2. Uppmätta värden anges vid accelerometerplaceringar och teoretiska värden anges vid streckade linjer.  
*Vibration velocities (ppv) 0,5 m under rock surface at test site 2. Measured values given next to accelerometer positions, theoretical values given next to dashed lines.*



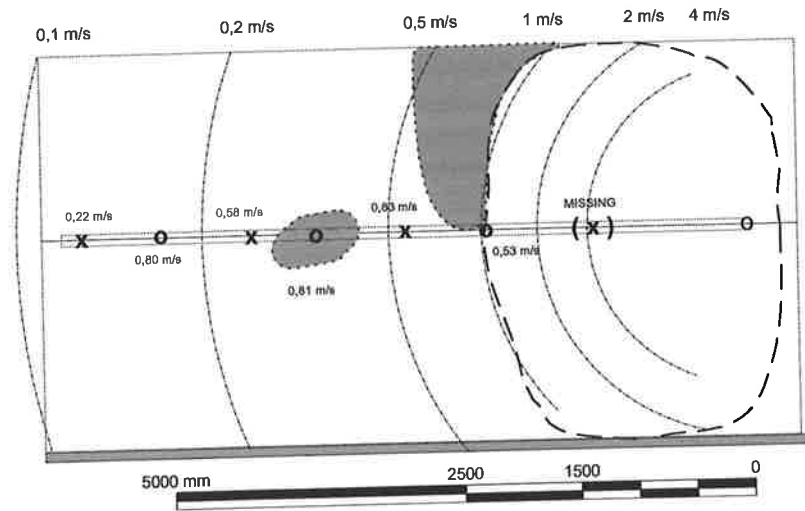
**Figur 4.26:** Vibrationshastigheter (ppv) på bergytan vid försöksområde 2. Uppmätta värden anges vid accelerometerplaceringar och teoretiska värden anges vid streckade linjer.  
*Vibration velocities (ppv) on rock surface at test site 2. Measured values given next to accelerometer positions, theoretical values given next to dashed lines.*



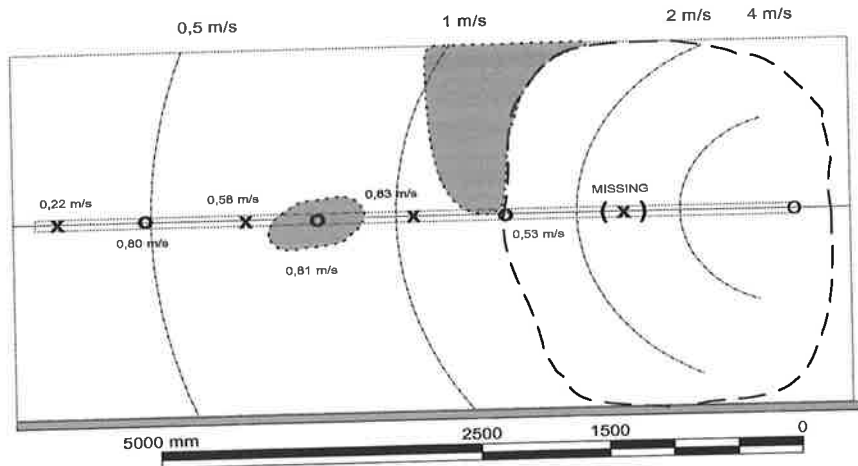
**Figur 4.27:** Vibrationshastigheter (ppv) 0,5 m under bergytan vid försöksområde 3. Uppmätta värden anges vid accelerometerplaceringar och teoretiska värden anges vid streckade linjer.  
*Vibration velocities (ppv) 0,5 m under rock surface at test site 3. Measured values given next to accelerometer positions, theoretical values given next to dashed lines.*



**Figur 4.28:** Vibrationshastigheter (ppv) på bergytan vid försöksområde 3. Uppmätta värden anges vid accelerometerplaceringar och teoretiska värden anges vid streckade linjer.  
*Vibration velocities (ppv) on rock surface at test site 3. Measured values given next to accelerometer positions, theoretical values given next to dashed lines.*



**Figur 4.29:** Vibrationshastigheter (*ppv*) 0,5 m under bergytan vid försöksområde 4. Uppmätta värden anges vid accelerometerplaceringar och teoretiska värden anges vid streckade linjer.  
*Vibration velocities (*ppv*) 0,5 m under rock surface at test site 4. Measured values given next to accelerometer positions, theoretical values given next to dashed lines.*



**Figur 4.30:** Vibrationshastigheter (*ppv*) 0,5 på bergytan vid försöksområde 4. Uppmätta värden anges vid accelerometerplaceringar och teoretiska värden anges vid streckade linjer.  
*Vibration velocities (*ppv*) on rock surface at test site 4. Measured values given next to accelerometer positions, theoretical values given next to dashed lines.*



bestämd ålder för sprutbetongen,  $\hat{t}$ . För att kunna bestämma spänningarnas variation under sprutbetongens härdning, dvs. med oförändrad vibrationsbelastning, måste samtliga beräkningar genomföras en gång för varje önskat  $\hat{t}$ . Som ett första steg bestäms vågutbredningshastigheterna i berget,  $c_{\text{rock}}$ , och i sprutbetongen,  $c_{\text{shcr}}(\hat{t})$ . Detta kan göras antingen genom direkt insättning av tillgänglig data eller, om den åldersberoende tillväxten av sprutbetongens elasticitetsmodul  $E(\hat{t})$  är känd, genom beräkning enligt Ekv. (3.8), med  $\nu = 0$ . För de exempel som presenteras har den sistnämnda metoden använts. Detta har föregåtts av beräkningar av  $E(\hat{t})$  enligt Ekv. (2.6), från den uppmätta utvecklingen av tryckhållfastheten,  $f_{\text{cc}}(\hat{t})$ , som ges i Tabell 4.4-5.

Det andra steget definierar den indelning som behövs för att åskådliggöra vågutbredningen i  $x-t$  planet. För tiden  $t$  används samma skala som för de accelerationsregistreringar som används som indata. Dessa har samplats med samma frekvens  $f_{\text{samp}}$  vilket motsvarar ett tidssteg som är  $\Delta t = f_{\text{samp}}^{-1}$ . Det tidsintervall som studeras består av  $i$  tidssteg och är således  $i\Delta t = i/f_{\text{samp}}$  långt. Längdkoordinaten  $x$  anger läge inom sprutbetongen som totalt är  $n\Delta x$  tjock, modellerad med  $n$  identiska element med längden  $\Delta x$ . Modellen består också av  $n + 1$  gränsskikt mellan sprutbetongelement, sprutbetong och berg samt sprutbetong och fri rymd. Anledningen till indelningen i  $n$  element är att möjliggöra beskrivningen av elastiska vågor som fortplantas med hastigheten  $c_{\text{shcr}}(\hat{t})$  genom sprutbetongen. I  $x-t$  planet styrs detta av sambandet  $\Delta x = c(\hat{t})\Delta t$ , dvs. det villkor som ges av Ekv. (3.5). Vågutbredningen styrs vidare av relationerna mellan impedanser för de material vägen fortplantas igenom.

I det tredje steget bestäms impedanser för bergelement,  $Z_{\text{rock}}$ , och för sprutbetongelement,  $Z_{\text{shcr}}$ . För den fria rymden utanför sprutbetongen är impedansen noll. Vid varje gränsskikt  $i$  styrs reflektioner och transmissioner av spänningstvågor, så som diskuterats i avsnitt 3.3, av transmissionskoefficienter,  $T_j^+$  och  $T_j^-$ , samt reflektionskoefficienter,  $R_j^+$  och  $R_j^-$ . Beteckningarna (+) och (-) avser vågor som fortplantas i den positiva och den negativa  $x$ -riktningen. För att kunna analysera problemet krävs att dessa koefficienter bestäms genom insättning i grundekvationerna, Ekv. (3.20). Resultatet ges i Tabell 5.1.

Accelerationen  $\dot{v}_I$  ges som en jämnt fördelad vektor som måste integreras numeriskt för att få en vektor beskrivande den infallande partikelhastigheten,  $v_I$ , som är sprutbetongens egentliga belastning. Eftersom spänningstvågorna antas propagera i perfekt berg måste accelerationerna som uppmätts på bergytan divideras med två i enlighet med avsnitt 3.3. Partikelhastigheterna omräknas i det följande steget till infallande spänningar,  $\sigma_I$ , med Ekv. (3.6). Huvudberäkningarna börjar med steg 7 där de vågfronter som propagerar i positiv och negativ riktning,  $\sigma_j^+$  och  $\sigma_j^-$ , uppdateras genom tidsstegning. Inom varje element och för varje tidssteg summeras vågfronterna till totala spänningar inom varje element,  $\sigma_j$ , för varje tidssteg. I det åttonde och sista steget bestäms de maximala spänningar som uppträtt inom varje element. Dessa kan t.ex. fås från en matris som beskriver  $\sigma_j$  över hela det  $x-t$  plan som studerats.

**Tabell 5.1:** Transmissions- och reflektionskoefficienter vid gränsskikt.  
*Transmission and reflection coefficients for interfaces.*

Koefficient	Gränsskikt:		
	berg-sprutbetong	spr.btg.-spr.btg.	sprutbetong-luft
$T_j^+$	$\frac{2Z_{\text{rock}}}{Z_{\text{rock}} + Z_{\text{shcr}}}$	1	0
$T_j^-$	$\frac{2Z_{\text{shcr}}}{Z_{\text{rock}} + Z_{\text{shcr}}}$	1	2
$R_j^+$	$\frac{Z_{\text{shcr}} - Z_{\text{rock}}}{Z_{\text{rock}} + Z_{\text{shcr}}}$	0	-1
$R_j^-$	$\frac{Z_{\text{rock}} - Z_{\text{shcr}}}{Z_{\text{rock}} + Z_{\text{shcr}}}$	0	1

## 5.2 Egenskaper och val av indata

De inledande försök som genomfördes med indata från fältförsöken visade att de accelerationer som uppmätts inuti berget, dvs. vid mätpunkt 2, 4 och 6, gav orimligt stora vidhäftnings-spänningar. Anledningen till detta kan vara närheten till de långsträckt laddningarna. En alternativ förklaring till att accelerationerna registrerade på ytan var rimliga men inte de inne i berget kan vara att berget nära tunnelytan har blivit uppsprucket under utsprängningen av tunneln. Det yttersta berglagret skulle således fungera som ett dämpande filter som reducerar partikelaccelerationernas amplituder. På grund av detta har endast accelerationer registrerade på bergytan, dvs. vid mätpunkt 1, 3, 5 och 7, använts i det följande modelleringsarbetet av försöken i Kapitel 4. Då modellen är endimensionell har endast accelerationskomponenterna vinkelrätt bergytan,  $y$ -riktningen, använts medan komponenterna parallella med tunnelriktningen,  $x$ -riktningen, har försumats helt.

I Figur 5.1 visas resultatet som erhållits med accelerationen från försöksområde 3 och mätpunkt 5 (acc. 3:5). Syftet är här att för sprutbetong demonstrera effekten av förändringar i utvecklingen av elasticitetsmodulen. För sprutbetong som är 50 mm och 100 mm tjock visar figuren sprutbetongålder mot vidhäftningsspänning för två olika alternativ för den åldersberoende utvecklingen av  $E$ . Det första, Alt. I, härrör från de ultraljudsundersökningar som genomförts av Elverly och Ibrahim, [16], vilka användes under de inledande försöken med programmet, [28]. Det andra, Alt. II, baseras på de uppmätta tryckhållfastheter som presenteras i Ekv. (4.6) och Figur 4.10. För Alt. I fås spänningsvågornas hastighet  $c$  direkt medan denna måste beräknas för Alt. II. Det elastiska antagandet från Ekv. (3.8) användes för att beräkna  $c$  från  $E$  vilken först erhållits från  $f_{cc}$  via Ekv. (2.6).

**Algoritm 5.1:** Endimensionell elastisk spänningsvågmodell.  
*One-dimensional elastic stress wave model.*

För alla förutbestämda sprutbetongåldrar  $\hat{t}$  som skall undersökas:

1. Bestäm vågutbredningshastigheterna  $c_{\text{rock}}$  i berget och  $c_{\text{shcr}}(\hat{t})$  för sprutbetongen:

$$c_{\text{rock}} = \sqrt{E_{\text{rock}}/\rho_{\text{rock}}} \quad \text{och} \quad c_{\text{shcr}}(\hat{t}) = \sqrt{E_{\text{shcr}}(\hat{t})/\rho_{\text{shcr}}}$$

2. Definiera det nätverk som krävs i  $x-t$  planet:

$$\Delta t = 1/f_{\text{samp}} \quad \Delta x = \Delta t c(\hat{t})$$

3. Beräkna impedanserna för berget och sprutbetongen när  $A = 1$ :

$$Z_{\text{rock}} = A \rho_{\text{rock}} c_{\text{rock}} = \rho_{\text{rock}} c_{\text{rock}}$$

$$Z_{\text{shcr}}(\hat{t}) = A \rho_{\text{shcr}} c_{\text{shcr}}(\hat{t}) = \rho_{\text{shcr}} c_{\text{shcr}}(\hat{t})$$

4. Bestäm transmissions och reflektionskoefficienter enligt Tabell 5.1.

5. Bestäm infallande partikelhastighet från acceleration genom integration:

$$v_{\text{I}} = \int \dot{v}_{\text{I}} dt \quad (\text{numeriskt med trapetsregeln})$$

6. Bestäm infallande spänning från infallande acceleration med Ekv. (3.6):

$$\sigma_{\text{I}} = \rho_{\text{rock}} c_{\text{rock}} v_{\text{I}}$$

7. Uppdatera för varje tidssteg,  $t = 0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, i\Delta t$ :

- 7.1. Beräkning av vågrörelser inom varje element;

$$\text{vid fri yta (ände):} \quad \sigma_1^+ = -\sigma_1^-$$

inuti sprutbetongen,  $j = 1, 2, \dots, n-2$ :

$$\begin{cases} \sigma_{j+1}^+ = T_{j-1}^+ \sigma_{j-1}^+ + R_{j-1}^- \sigma_j^- \\ \sigma_{j+1}^- = T_j^+ \sigma_{j+1}^- + R_j^+ \sigma_j^+ \end{cases}$$

$$\text{vid gränsskikt sprutbetong-berg:} \quad \sigma_n^- = R_n^+ \sigma_n^+ + T_n^+ \sigma_i$$

- 7.2. Sammanställ totala spänningar inom varje element,  $j = 1, 2, \dots, n$ :

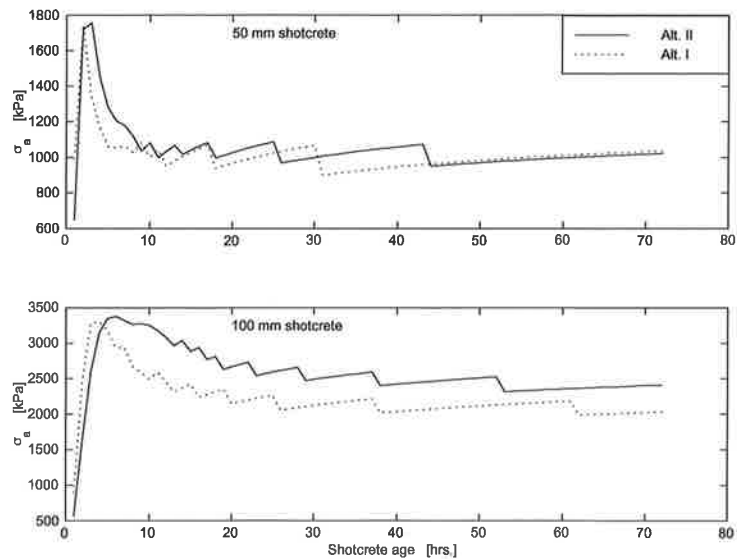
$$\sigma_j = \sigma_j^+ + \sigma_j^-$$

8. Finn maximum av  $\sigma_j$  för varje  $t = 0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, i\Delta t$ .

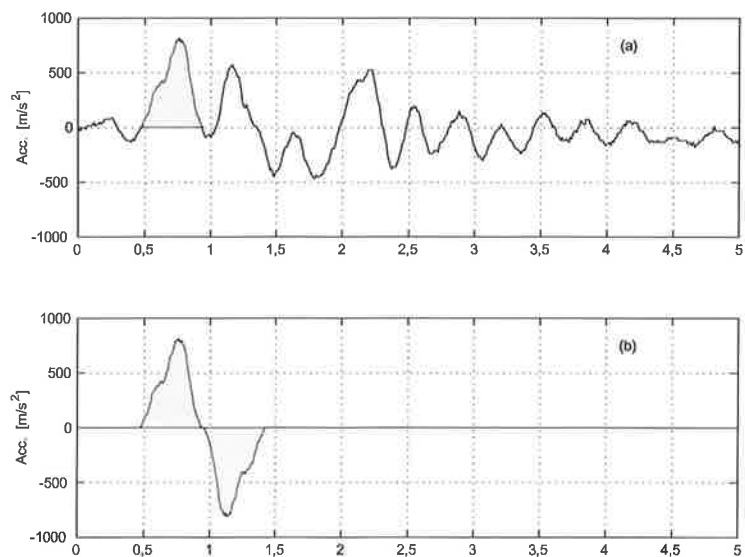
Kurvorna från beräkningarna baserade på Alt. I är en ihoptryckt version av kurvorna baserade på Alt. II. Således ger en förändring i styvhet, dvs. i  $E$ , en ihoptryckning eller isärdragning av kurvan medan en förändring i accelerationernas amplituder parallellflyttar kurvan upp eller ned. En jämförelse mellan den beräknade elasticitetsmodulen från Alt. II och den som erhållits för Alt. I visar att den senare motsvarar orimligt höga värden för  $E$ . Därför används ej  $c$  från ultraljudsundersökningar på konventionell gjuten betong i det följande, istället beräknas  $c$  från  $E$  via  $f_{cc}$  som för Alt. II ovan. Relationen mellan antal sprutbetongelement i modellen och varje tidsstegs längd begränsar den praktiska längden av de accelerationsregistreringar som kan användas. Korta approximativa accelerationslaster måste därför användas. Effekterna av olika val av approximationer demonstreras i Figur 5.3-5 där resultaten är härledda från mätningarna gjorda vid försöksområde 2 och mätpunkt 5 (acc. 2:5).

Den först provade approximativa lasten bestod av en del utplockad ur en registrerad acceleration. Figur 5.2(a) visar en skuggad yta som motsvarar denna första accelerationslast. Lasten har först tagits som ett avsnitt kring den första accelerationstoppen i en verklig, registrerad acceleration. Denna del följs sedan av en till formen identisk men speglad del för att ge lika bidrag från tryck- och dragspänningar. Lasten innehåller nära nog samtliga dominanta frekvenser från den ursprungliga accelerationssignalen och ger dessutom en vibrationshastighet mycket nära 0,7 m/s efter integrering. Detta motsvarar acc. 2:5 och redovisas i Tabell 4.11. Figur 5.2(b) visar den utplockade approximativa accelerationslasten. I Figur 5.3 visas ett frekvensspektrum för accelerationen, så som det beräknats med *Matlabs* FFT-rutin. De dominerande frekvenserna är 93, 684 och 1465 Hz, dvs. frekvens nummer 3, 7 och 15. I den undre delfiguren i Figur 5.4 visas även tre andra approximationer. Dessa består vardera av en sinus-period med en av de tre dominerande frekvenserna från spektrumet i Figur 5.3. Den maximala accelerationen skalas så att varje approximation ger samma partikelhastighet som den verkliga accelerationen efter integrering. I den övre delfiguren (a) visas den utplockade lasten från Figur 5.2(b) för jämförelse.

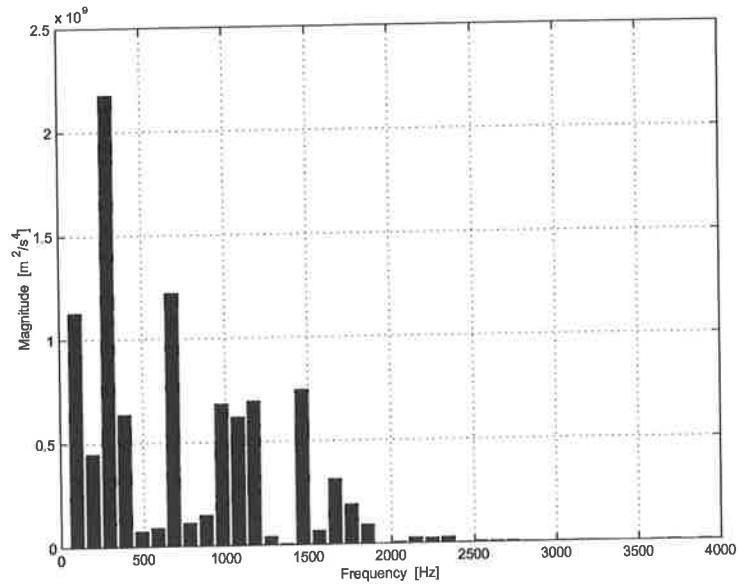
Figur 5.5 visar de vidhäftningsspänningar som uppträder då vardera av de fyra approximativa accelerationerna från Figur 5.4 anbringas. Beräkningarna har utförts för sprutbetong som är 50 mm och 100 mm tjock. Den högsta frekvenstoppen på 1465 Hz ger relativt höga spänningar på grund av de höga accelerationsnivåerna i Figur 5.4. Den mittersta frekvensen på 684 Hz och den utplockade accelerationslasten ger nära nog identiska resultat. Detta är naturligt när likheterna i maximala accelerationer och periodtider i Figur 5.4 beaktas. Den lägsta av de tre dominerande frekvenstopparna, dvs. 293 Hz, ger ett resultat som är märkbart lägre än de två högre topparna. Frekvensen 684 Hz kan således antas vara dominant och motsvarande sinus-approximation den som ger bäst approximativt resultat relativt den utplockade accelerationen.



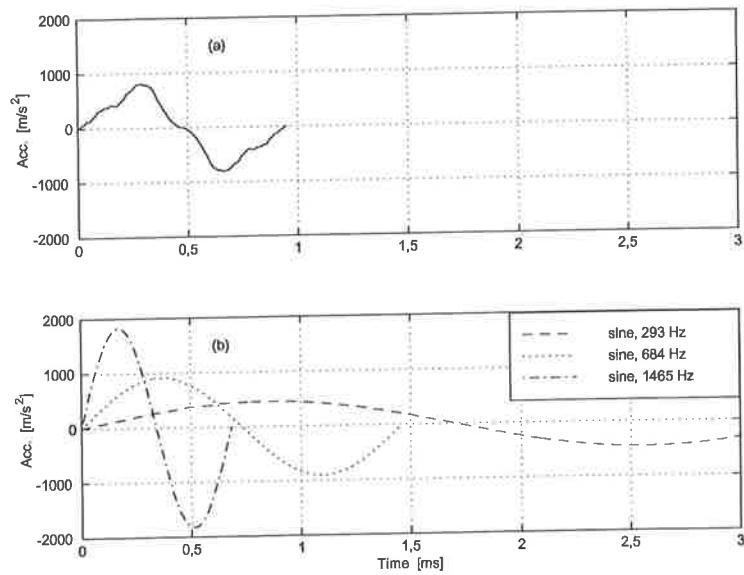
**Figur 5.1:** Beräknad vidhäftningsspänning från acc. 3:5 med  $c$  från mätningar på betong (Alt. I) och  $c$  från  $E$  och  $f_{cc}$  (Alt. II).  
*Calculated bond stress from acc. 3:5 with  $c$  from measurement on concrete (Alt. I) and  $c$  from  $E$  and  $f_{cc}$  (Alt. II).*



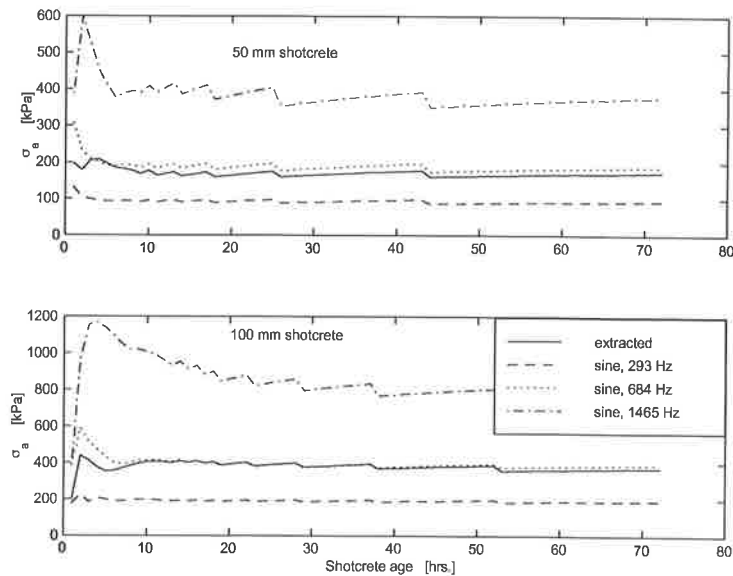
**Figur 5.2:** Uppmätt acceleration acc. 2:5 (a) och utplockad approximativ acceleration (b) som använts i beräkningarna.  
*Measured acceleration acc. 2:5 (a) and extracted approximative acceleration (b) used in calculations.*



**Figur 5.3:** Frekvensspektrum för uppmätt acceleration acc. 2-5, visad i Figur 5.2(a).  
*Frequency spectrum for measured acceleration acc. 2-5, plotted in Figure 6.13(a).*



**Figur 5.4:** Approximativ accelerationslast från acc. 2:5, utplockad last (a) och sinuslaster (b).  
*Approximative acceleration loads from acc. 2:5, extracted load (a) and sine-loads (b).*



**Figur 5.5:** Beräknad vidhäftningsspänning från acc. 2:5 för approximativ utplöckad last och sinus-laster.

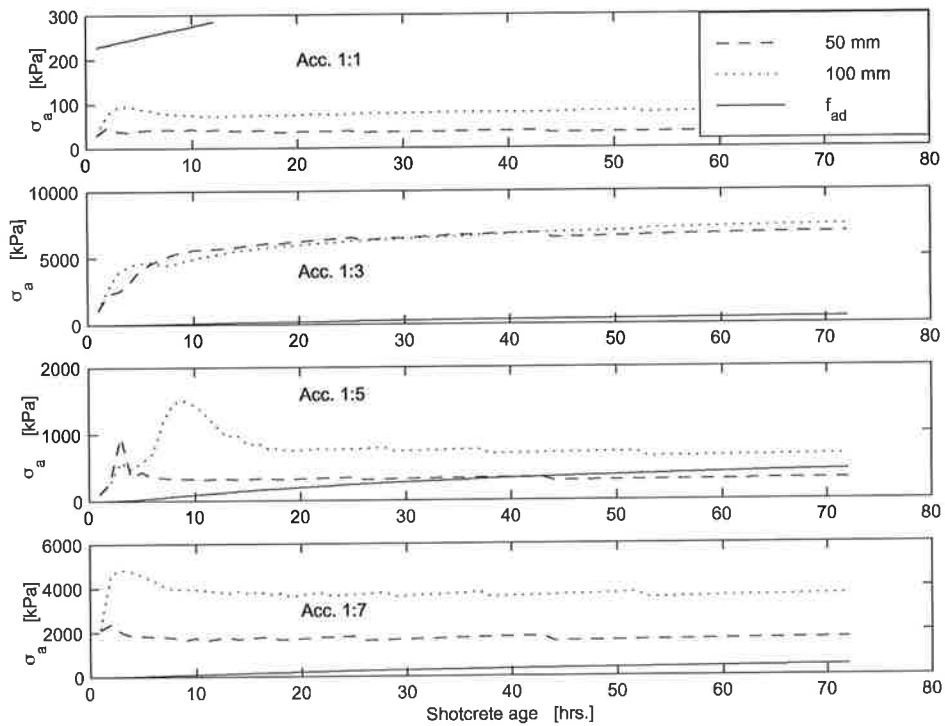
*Calculated bond stress from acc. 2:5 for approximative extracted load and sine-loads.*

### 5.3 Modellering av resultat från fältförsök

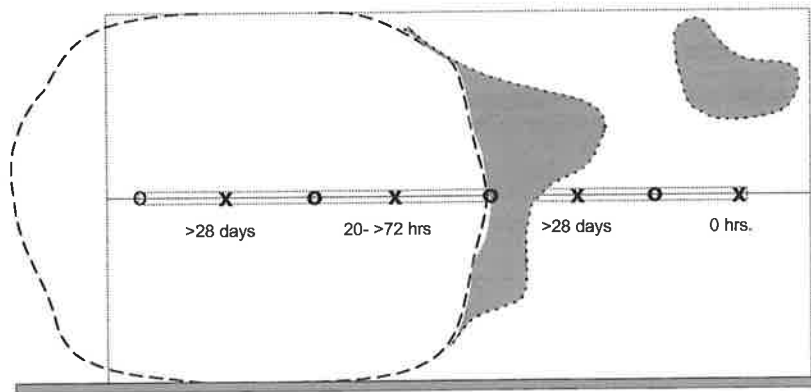
De fyra fältförsök som beskrivs i Kapitel 4 har modellerats med den elastiska vågmodell som beskrivs ovan. De laster som använts är acleometerregistreringarna vinkelrätt tunnelns längsriktning, dvs. i  $y$ -riktningen, och endast från mätpunkterna på bergytan. De framräknade resultaten, som baseras på 50 och 100 mm tjock sprutbetong, presenteras grafiskt tillsammans med kurvor som anger den uppskattade vidhäftningshållfastheten,  $f_{ad}$ . Den senare baseras på de resultat som presenterats i Figur 2.3 och är valt som medelvärdet av de två regressionskurvorna. Medelkurvan approximerades med fjärdegradspolynomet:

$$f_{ad} = -0,003 \hat{t}_d^4 + 0,28 \hat{t}_d^3 - 8,34 \hat{t}_d^2 + 130 \hat{t}_d + 222 \quad [\text{kPa}]$$

där sprutbetongens ålder  $\hat{t}_d$  ska anges i dagar. Kurvor som visar vidhäftningsspänningar mot sprutbetongålder ges i Figur 5.6, 5.8, 5.10 och 5.12. Dessa figurer kompletteras av Figur 5.7, 5.9, 5.11 och 5.13 som visar skisser över försöksområdena, så som tidigare visats i Figur 4.11–17 och 4.23–30. Här har de åldrar som sprutbetongen måste uppnå för att klara respektive påkänning noterats vid varje mätpunkt. Dessa åldrar motsvarar i Figur 5.6, 5.8, 5.10 och 5.12 skärningssnitten mellan kurvorna för vidhäftningshållfasthet och vidhäftningsspänning.

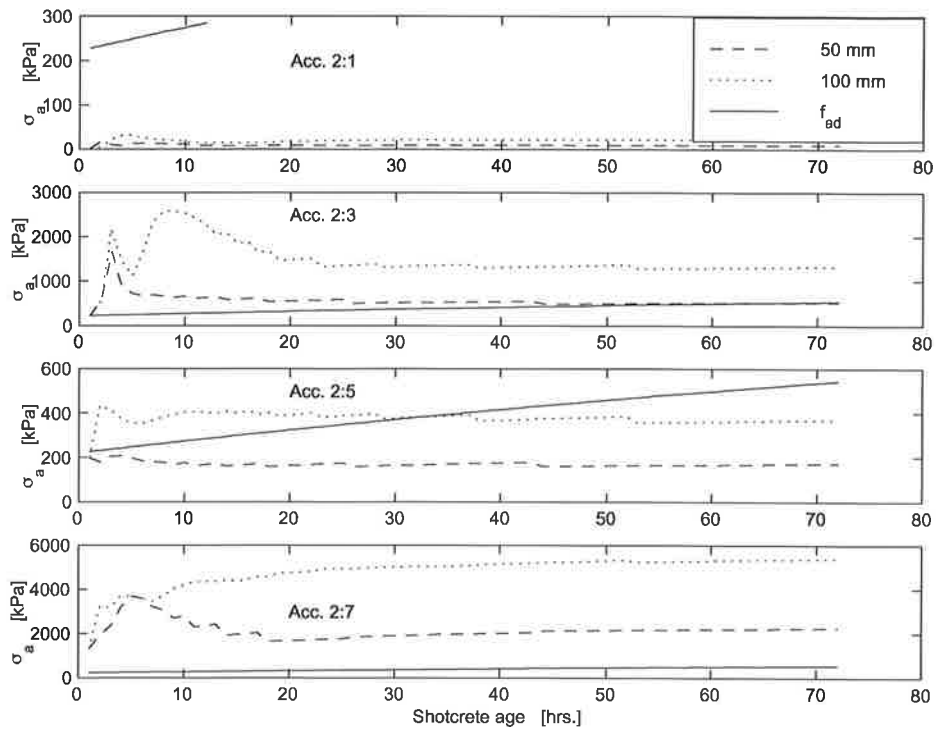


**Figur 5.6:** Beräknad vidhäftningsspänning vid försök 1, acc. 1:1, 1:3, 1:5 och 1:7 enligt elastisk vågmetod.  
*Calculated bond stresses for test 1, acc. 1:1, 1:3, 1:5 and 1:7 according to the elastic wave method.*

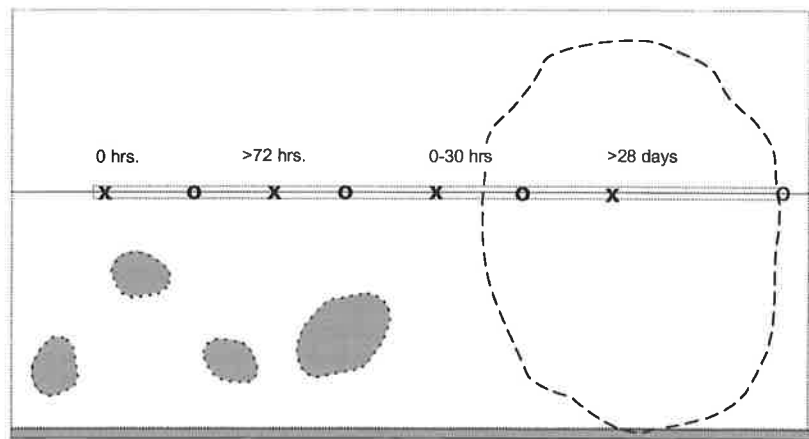


**Figur 5.7:** Beräknad minsta ålder för oskadd sprutbetong vid försök 1 (baserat på uppmätta accelerationer före utstötning av berg).  
*Calculated required minimum shotcrete age for undamaged shotcrete linings at test 1 (based on measured accelerations before rock damage).*

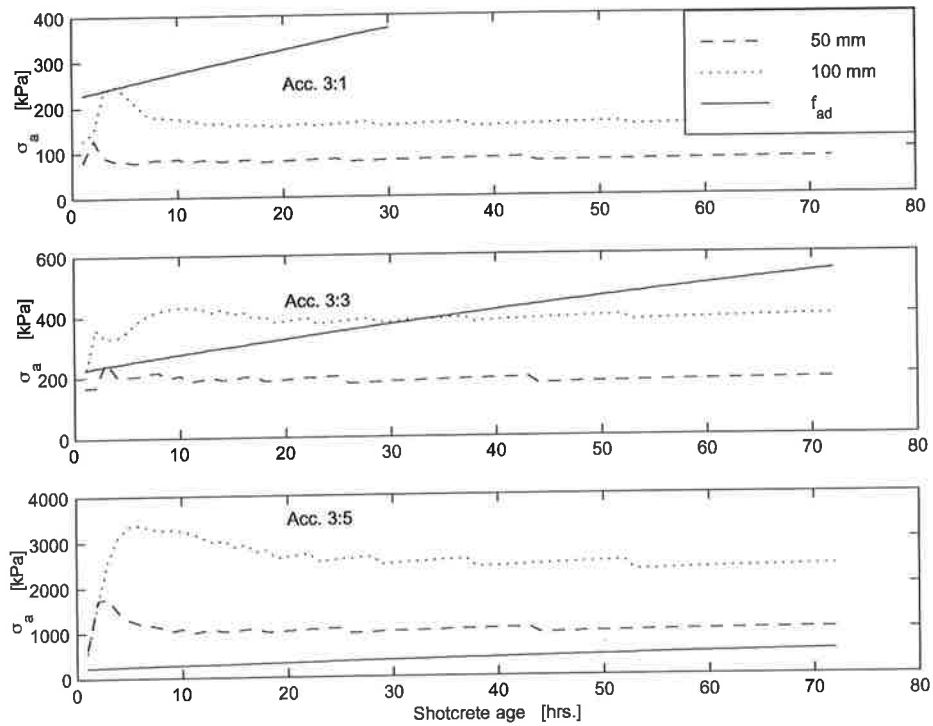




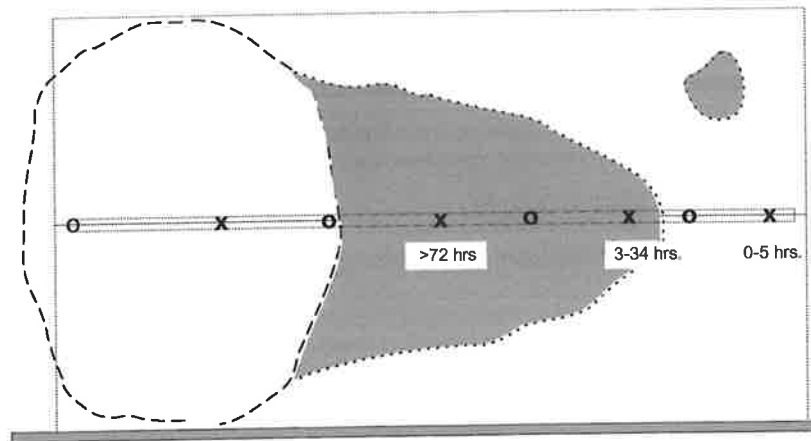
**Figur 5.8:** Beräknad vidhäftningsspänning vid försök 2, acc. 2:1, 2:3, 2:5 och 2:7 enligt elastisk vågmetod.  
*Calculated bond stresses for test 2, acc. 2:1, 2:3, 2:5 and 2:7 according to the elastic wave method.*



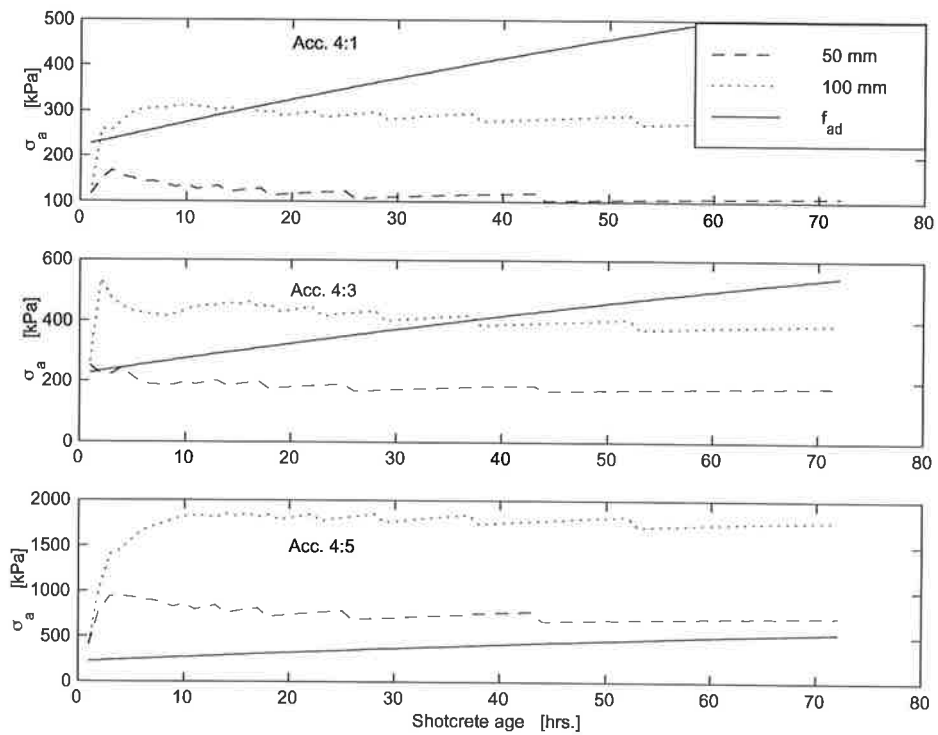
**Figur 5.9:** Beräknad minsta ålder för oskadd sprutbetong vid försök 2 (baserat på uppmätta accelerationer före utstötning av berg).  
*Calculated required minimum shotcrete age for undamaged shotcrete linings at test 2 (based on measured accelerations before rock damage).*



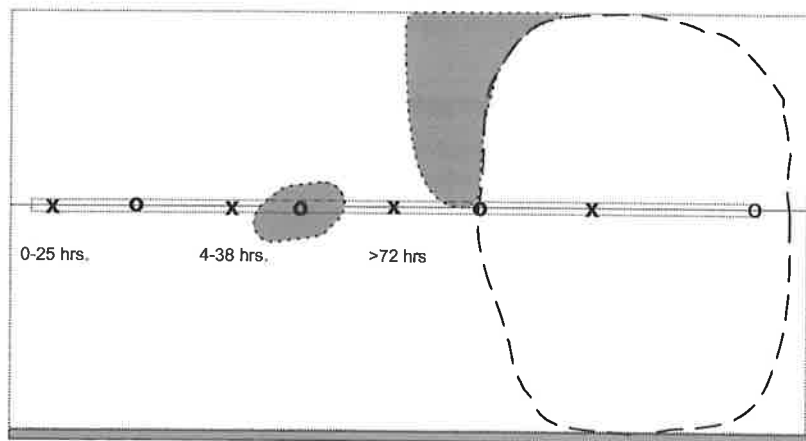
**Figur 5.10:** Beräknad vidhäftningsspänning vid försök 3, acc. 3:1, 3:3 och 3:5 enligt elastisk vågmetod.  
*Calculated bond stresses for test 3, acc. 3:1, 3:3, and 3:5 according to the elastic wave method.*



**Figur 5.11:** Beräknad minsta ålder för oskadd sprutbetong vid försök 3 (baserat på uppmätta accelerationer före utstötning av berg).  
*Calculated required minimum shotcrete age for undamaged shotcrete linings at test 3 (based on measured accelerations before rock damage).*



**Figur 5.12:** Beräknad vidhäftningsspänning vid försök 4, acc. 4:1, 4:3 och 4:5 enligt elastisk vågmetod.  
*Calculated bond stresses for test 4, acc. 4:1, 4:3 and 4:5 according to the elastic wave method.*



**Figur 5.13:** Beräknad minsta ålder för oskadd sprutbetong vid försök 4 (baserat på uppmätta accelerationer före utstötning av berg).  
*Calculated required minimum shotcrete age for undamaged shotcrete linings at test 4 (based on measured accelerations before rock damage).*

## Kapitel 6

# Resultatjämförelser och slutsatser

### 6.1 Diskussion och jämförelser av resultat

I följande avsnitt jämförs och diskuteras fältförsöken i Kapitel 4 med resultaten från de numeriska beräkningarna i Kapitel 5. Försöksresultaten i Kapitel 4 kan indelas i två delar: en första som innehåller resultat från provning av materialegenskaper och en andra som innehåller resultaten från de dynamiska mätningarna. I den första delen är observationerna och mätningarna av vidhäftningshållfastheten särskilt intressanta. Det ska noteras att den vidhäftningshållfasthet vid 28 dygns ålder som uppmätts i *Kiirunavaaragruvan* överensstämmer med de värden som ges för granit med rå yta i Figur 2.2. Vidhäftningshållfastheten mellan sprutbetong och järnmalmen i *Kiirunavaaragruvan* kan således jämföras med den mellan sprutbetong och granit, dvs. förhållanden som är vanliga i Svenskt tunnelbyggande. Den största återstående skillnaden mellan järnmalmen och granit är densiteten,  $4800 \text{ kg/m}^3$  att jämföra med  $2500\text{--}2800 \text{ kg/m}^3$  för granit enligt Tabell 2.1.

Den andra delen inleds i avsnitt 4.5 med en redovisning av de skador som uppstod i samband med sprängningarna. Den stora mängden utstött berg var oväntat, även för *LKABs* erfarna personal. Den främsta anledningen till bergets dåliga hållfasthet är troligen den zon av delvis krossat berg som går genom försökstunneln och som visas i Figur 4.1. Valet av sprängladdningar för försöken gjordes på basis av erfarenhet från tidigare försök i Kiruna och skedde i samarbete mellan *LKAB* och *SveBeFo*. Liknande resultat har dessutom observerats under försök med fullhårdad armerad sprutbetong i Kanada, [41], [57] och [61], där man använde en liknande försöksgeometri som i Kirunaförsöken.

I avsnitt 4.6 diskuterades accelerationsmätningarna och lämpligaste definitionen av *ppv* av de fyra alternativ som gavs. Anledningen till att den maximala hastighetstoppen antas vara den bästa definitionen på *ppv* är att förlöpande vågor i vissa fall kan ge vibrationer långt ifrån källan, innan huvudvågen når fram. En möjlig orsak till att förlöpare uppstår kan vara att detonationshastigheterna för sprängämnen som använts är ca  $4,6 \text{ km/s}$  för *Kimulux 82* och  $5,0 \text{ km/s}$  för *Kimulux 42*, [72], medan vågutbredningshastigheten i berget är ca  $6,3 \text{ km/s}$ , enligt Tabell 2.2. Detta, och det faktum att laddningarna tändes längst in i berget, gör att vågenergi från avlägsna avsnitt av laddningarna kan nå observationspunkter innan starkare vågsignaler från närliggande avsnitt når dit. Förlöparna skulle således kunna ha skapats av den rörliga detonationsfronten i respektive laddning.

De uppmätta och teoretiskt framräknade vibrationshastigheterna jämförs i Figur 4.23–30. Jämförelse ger att några mätpunkter märkbart avviker men att i stort råder god samstämmighet mellan teori och mätresultat. För försök 1 och 4 sammanfaller kraterändan

Detta borde kombineras med en utvidgning av vågmodellen till minst två dimensioner. Därmed skulle det vara möjligt att modellera de spänningsvågor som uppstår vid en tunnelfront i samband med sprängning för tunneldrivning. Det är i sammanhanget troligen nödvändigt att introducera andra vågtyper än P-vågor.

## Erkännanden

Forskningsprojektet som presenteras i föreliggande rapport har utförts vid *Institutionen för Bygghkonstruktion* vid *Kungliga Tekniska Högskolan (KTH)* i Stockholm, inom ämnet *Betongbyggnad*. Projektet har stötts av *Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning (SveBeFo)*, Stockholm, under ledning av Tomas Franzén.

Fältförsök har utförts i samarbete med *LKAB*, Kiruna under ledning av Stig Fjellborg och handledning av Lars Malmgren. För sprutbetongarbetena ansvarade Thomas Svensson vid *Kiruna Grus och Stenförädling AB (KGS)* och för sprängarbetena Rickard Eriksson vid *Kimit AB*. Mätningarna utfördes under överseende av Ulf Nyberg från *SveBeFo*.

Ett stort tack riktas till samtliga ovan nämnda för deras värdefulla bidrag, kunnande och tillmötesgående samarbete under försökens genomförande. Jag riktar också ett tack till Anders Wiberg och Gerard James, doktorander vid *Institutionen för Bygghkonstruktion*, som assisterade på plats i Kiruna under försöken. Gerard James genomförde sitt examensarbete inom ramen för projektet. Slutligen vill jag tacka handledaren till mitt doktorandprojekt, Professor Jonas Holmgren, vars uppmuntran, engagemang och stöd har följt mig genom projektet.

Stockholm i februari 2000

Anders Ansell



## Litteraturförteckning

- [1] J. Alemo, J. Holmgren, Å. Skarendahl, *Stålfiberbetong — provning och värdering*, Byggförlaget, Halmstad, 1986.
- [2] A. Ansell, *Dynamically loaded rock reinforcement*, Doctoral Thesis, Bulletin 52, Dept. of Structural Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1999.
- [3] T. Atchinson, W. Duwall, J. Pugliese, *Effect of decoupling on explosion-generated strain pulses in rock*, Report of Investigations 6333, Bureau of Mines, Washington, 1964.
- [4] K.J. Beauchamp, *Impact testing of large scale shotcrete panels*, Master thesis, University of Waterloo, Waterloo, 1995.
- [5] A. Bedford, D.S. Drumheller, *Introduction to elastic wave propagation*, John Wiley & Sons, Chichester, 1994.
- [6] G. Bjarnholt, H. Skalare, *Instrumenterad bergsprängning - inledande försök i betongblock*, rapport DS 1982:16, SveDeFo, Stockholm, 1981.
- [7] G. Blom, *Sannolikhets teori och statistikteori med tillämpningar*, 3 uppl., Studentlitteratur, Lund, 1981.
- [8] A. Bodare, *Jord- och bergdynamik, 1B1435*, Inst. för Anläggning och Miljö, KTH, Stockholm, 1997.
- [9] A. Boumiz, C. Vernet, F.C. Tenoudji, 'Mechanical properties of cement pastes and mortars at early ages', *Advanced Cement Based Materials*, **3**, 94–106 (1996).
- [10] J. Byfors, *Plain concrete at early ages*, Research Fo 3:80, CBI, Stockholm, 1980.
- [11] Y. Chang, *A summary of the literature study on effects of the tunnel's advancing face*, Rapport No. 25, Dept. Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1990.
- [12] Y. Chang, *Tunnel support with shotcrete in weak rock — a rock mechanics study*, Doctoral thesis, Div. Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1994.
- [13] D.U. Deere, 'Chapter 1 – Geological considerations', *Rock mechanics in engineering practice, 7th Ed., Stagg and Zienkiewicz (eds.)*, John Wiley & Sons, London, 1–20 (1979).



- [14] C.H. Dowding, *Blast vibration monitoring and control*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1985.
- [15] C.H. Dowding, *Construction vibrations*, Prentice Hall, Upper Saddle River, 1996.
- [16] R.H. Elvery, L.A.M. Ibrahim, 'Ultrasonic assessment of concrete strength at early ages', *Magazine of Concrete Research*, **97**, 181–190 (1976).
- [17] T. Hahn, J. Holmgren, 'Adhesion of shotcrete to various types of rock surfaces and its influence on the strengthening function of shotcrete when applied on hard jointed rock', *International Society for Rock Mechanics, 4th International Conference, Montreux*, 9p. (1979).
- [18] A.J. Hendron, 'Engineering of rock blasting on civil projects', *Structural and Geotechnical Mechanics: A Volume Honoring Nathan M. Newmark*, 242–277, Prentice Hall, Englewood Cliffs (1996).
- [19] E. Hoek, E.T. Brown, *Underground excavations in rock*, 2nd Ed., The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1982.
- [20] R. Holmberg, P.-A. Persson, 'Design of tunnel perimeter blasthole patterns to prevent rock damage', *Proceedings of Tunnelling '79, London*, 280–283 (1979).
- [21] J. Holmgren, *Shotcrete. Punch-loaded shotcrete linings on hard rock*, PhD thesis, Royal Institute of Technology and Swedish Rock Mechanics Research Foundation, Stockholm, 1979.
- [22] J. Holmgren, *Bergförstärkning med sprutbetong*, Vattenfall, Vällingby, 1992.
- [23] J. Holmgren, *Laboratieprovning av energiupptagande bergbult*, Teknisk rapport 1995:14, Inst. för Byggkonstruktion, KTH, Stockholm, 1995.
- [24] J. Holmgren, J. Alemo, Å. Skarendahl, *Stålfiberbetong för bergförstärkning — provning och värdering*, CBI rapport 3:97, Cement och Betong Institutet, Stockholm, 1997.
- [25] E.W. Howes, 'Effects of blasting vibrations on curing concrete', *Proceedings of the 20th United States Symposium on Rock Mechanics, University of Texas, Austin*, 455–458 (1979).
- [26] A.J. Hulshizer, A.J. Desai, 'Shock vibration effects on freshly placed concrete', *Journal of Construction Engineering and Management*, **110**, 266–285 (1984).
- [27] A.J. Hulshizer, 'Acceptable shock and vibration limits for freshly placed and maturing concrete', *ACI Materials Journal*, **93**, 524–533 (1996).
- [28] G. James, *Modelling of young shotcrete on rock subjected to shock waves*, Master thesis 106, Dept. of Structural Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1998.
- [29] M. Jinnerot, H. Nilsson, *Experimentell studie av stötvågsutbredning och skadezonsberäkning vid ortdrivning*, Examensarbete 1998:4, Inst. för Geoteknik, CTH, Göteborg, 1998.

- [30] R.A. Johnson, *Miller and Freund's probability and statistics for engineers*, 5th Ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1994.
- [31] P.K. Kaiser, D.R. McCreath, D.D. Tannant, *Canadian Rockburst Support Handbook, prepared for sponsors of the Canadian Rockburst Research Program 1990-95*, GRC, Laurentian University, Sudbury, 1996.
- [32] F.S. Kendorski, C.V. Jude, W.M. Duncan, 'Effect of blasting on shotcrete drift linings', *Mining engineering*, **25**, 38-41 (1973).
- [33] A.A. Khan, W.D. Cook, D. Mitchell, 'Tensile strength of low, medium and high-strength concretes at early ages', *ACI Materials Journal*, **93**, 487-493 (1996).
- [34] H. Kolsky, *Stress waves in solids*, Dover Publications, New York, 1963.
- [35] U.S. Lindholm, 'Dynamic deformation of metals', *Behavior of Materials under dynamic loading*, *Huffington (ed.)*, ASME, New York, 42-61 (1965).
- [36] B. Lundberg, 'Dynamic response of elastic bodies. A simple illustration', *Journal of Elasticity*, **9**, 197-200 (1979).
- [37] B. Lundberg, 'Microcomputer simulation of longitudinal impact between nonuniform elastic rods', *International Journal of Mechanical Engineering Education*, **9**, 301-315 (1980).
- [38] T. Lundmark, L. Nilsson, *Vattenskrotning vid sprutbetongarbeten*, Examensarbete 119, Inst. för Byggkonstruktion, KTH, Stockholm, 1999.
- [39] B. Malmberg, *Shotcrete for rock support. Guidelines and recommendations — a compilation*, Draft document for the ITA WG shotcrete use, Stockholm, 1992.
- [40] L. Malmgren, T. Svensson, 'Investigation of important parameters for unreinforced shotcrete as rock support in the Kiirunavaara mine, Sweden', *Proceedings of the 37th U.S. Rock Mechanics Symposium, Vail*, 629-635 (1999).
- [41] D.R. McCreath, D.D. Tannant, C.C. Langille, 'Survivability of shotcrete near blasts', *Rock mechanics, Nelson and Laubach (eds.)*, Balkema, Rotterdam, 277-284 (1994).
- [42] M.A. Meyers, *Dynamic behavior of materials*, John Wiley & Sons, New York, 1994.
- [43] J.D.P. O'Donnell Sr., D.D. Tannant, 'Pull tests to measure the insitu capacity of shotcrete', Submitted to *CIM-AGM, Montreal*, 8p. (1997).
- [44] L.L. Oriard, J.H. Coulson, 'TVA Blast load criteria for mass concrete', *Minimizing Detrimental Construction Vibrations, ASCE preprint*, **80-175**, 101-123 (1980).
- [45] F. Ouchterlony, C. Sjöberg, B.A. Jonsson, 'Blast damage predictions from vibration measurements at the SKB underground laboratories at Äspö in Sweden', *Proceedings of the ninth annual symposium on explosives and blasting research, San Diego*, 189-197 (1993).
- [46] P.-A. Persson, R. Holmberg, J. Lee, *Rock blasting and explosives engineering*, CRC Press, Boca Raton, 1993.

- [47] J.S. Popovics, W. Song, J.D. Achenbach, J.H. Lee, R.F. Andre, 'One-sided stress wave velocity measurement in concrete', *Journal of Engineering Mechanics*, **124**, 1346–1353 (1998).
- [48] J.S. Rinehart, *On fractures caused by explosions and impacts*, Quarterly of the Colorado school of mines, **55**, 1960.
- [49] L. Råde, B. Westergren, *Beta, Mathematics handbook*, Studentlitteratur, Lund, 1988.
- [50] J. Silfwerbrand, *The influence of traffic-induced vibrations on the bond between old and new concrete*, Bulletin 1992 No. 158, Dept. of Structural Mechanics and Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1992.
- [51] H. Stille, G. Nord, *Bergmekanik, del 1*, Inst. för Jord- och Bergmekanik, KTH, Stockholm, 1990.
- [52] H. Stille, G. Nord, *Bergmekanik, del 2*, Inst. för Jord- och Bergmekanik, KTH, Stockholm, 1990.
- [53] S. Sällström, 'Hållfasthetstillväxten hos sprutbetong med accelererande tillsatsmedel', *Bergmekaniskt diskussionsmöte 9 febr 1968*, IVA-rapport No. 4, 143–158, IVA, Stockholm (1968).
- [54] S. Sällström, 'Improving initial compressive strength of shotcrete by accelerating admixtures', *Proceedings of the International symposium held in Oslo 23–25 September 1969*, Brekke and Jørstad (eds.), Universitetsforlaget, Oslo, 143–158 (1970).
- [55] D.D. Tannant, P.K. Kaiser, D.R. McCreath, 'Impact tests on shotcrete and implications for design for dynamic loads', *Rock Mechanics Tools and Techniques. Proceedings of the 2nd North American Rock Mechanics symposium*, Aubertin et al. (eds.), Balkema, Rotterdam, 367–373 (1996).
- [56] D.D. Tannant, P.K. Kaiser, D.R. McCreath, G.M. McDowell, K. Beauchamp, 'Large-scale impact tests on shotcrete panels', *Proceedings of the 12th CIM Mine Operators Conference*, Timmins, 15p. (1995).
- [57] D.D. Tannant, G.M. McDowell, *Dynamic testing of shotcreted drifts*, GRC Internal Report 93-12-IR, GRC, Laurentian University, Sudbury, 1993.
- [58] S. Timoshenko, J.N. Goodier, *Theory of elasticity*, 2nd Ed., McGraw-Hill, New York, 1951.
- [59] M. Vanderwalle, *Dramix — tunnelling the world. With 7 reference projects*, 6th Ed., N.V. Bekaert S.A., Zwevegem, 1998.
- [60] T. Watanabe, K. Sassa, 'Velocity and amplitude of P-waves transmitted through fractured zones composed of multiple thin low-velocity layers', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, **32**, 313–324 (1995).
- [61] D.F. Wood, D.D. Tannant, 'Blast damage to steel fibre-reinforced shotcrete', *Fiber reinforced Concrete — Modern Developments*, UBC Press, Vancouver, 241–250 (1994).

- [62] *A combined method for determining the early strength of sprayed concrete*, Operating manual (draft), Hilti AG, Liechtenstein, 1997.
- [63] *Betonghandbok — Material, utgåva 2*, AB Svensk Byggtjänst, Stockholm, 1994.
- [64] *BBK 94 — Boverkets handbok om Betongkonstruktioner, band 1 - Konstruktion*, Boverket, Karlskrona, 1995.
- [65] *BYGG — Handboken för hus-, väg- och vattenbyggnad, Huvuddel 1A*, AB Byggmästarens förlag, Stockholm, 1971.
- [66] *BYGG — Handboken för hus-, väg- och vattenbyggnad, Huvuddel 1B*, AB Byggmästarens förlag, Stockholm, 1971.
- [67] *European specification for sprayed concrete*, EFNARC, Aldershot, 1996.
- [68] *Getting started with ABAQUS/Explicit*, Version 5.8, Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc., Pawtucket, 1998.
- [69] *Getting started with ABAQUS/Standard*, Version 5.4, Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc., Pawtucket, 1994.
- [70] *Guideline Shotcrete. "Final Draft"*, Issue:20, Austrian Concrete Society, Vienna, 1997.
- [71] *Handboken Bygg, Byggtabeller*, LiberFörlag, Stockholm, 1983.
- [72] *Kimulux 42 och 82, Teknisk data*, Kimit AB, Kiruna.
- [73] *MATLAB reference guide*, The MathWorks Inc., Natick 1992.
- [74] *Svensk standard SS 13 72 07, Betongprovning — Hårdnad betong — Tryckhållfasthet — Omräkningsfaktorer*, Byggstandardiseringen, Stockholm, 1988.
- [75] *Svensk standard SS 13 72 13, Betongprovning — Hårdnad betong — Spräckhållfasthet*, Byggstandardiseringen, Stockholm, 1978.
- [76] *Svensk standard SS 13 72 20, Betongprovning — Hårdnad betong — Tryckhållfasthet hos sprutade provkroppar*, Byggstandardiseringen, Stockholm, 1984.
- [77] *Svensk standard SS 13 72 43, Betongprovning — Hårdnad betong, sprutbetong och puts — Vidhäftningshållfasthet*, Byggstandardiseringen, Stockholm, 1987.