



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R85:1981

**Markvibrationer
och skadekriterier**

**Roger Holmberg
Nils Lundborg
Gösta Rundqvist**

INSTITUTET FÖR
BYGGDOKUMENTATION

Accnr 81-1200

Plac

ser

*R
MN*

Byggeforskningsrådet

ser

R85:81

MARKVIBRATIONER OCH SKADEKRITERIER

Roger Holmberg
Nils Lundborg
Gösta Rundqvist

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 790016-0
från Statens råd för byggnadsforskning till Stiftelsen
Svensk Detonikforskning, Stockholm.

I Byggforskningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

R85:81

ISBN 91-540-3501-5
Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm.

LiberTryck Stockholm 1981 154161

INNEHÅLL

SAMMANFATTNING	5
1. SAMBAND MELLAN VIBRATION, LADDNING OCH AVSTÅND	7
2. NÅGOT OM SKADOR I BYGGNADER	15
3. UNDERSÖKNING AV RAPPORTERADE SKADOR I BYGGNADER SOM FUNKTION AV SVÄNGNINGS- HASTIGHETEN	17
3.1 Passage av vågfronter	17
3.1.1 Dragpåkänningar	17
3.1.2 Skjuvpåkänningar	19
3.1.3 Böjpkänningar	20
3.1.4 Tillåten töjning för olika byggnads- material samt exempel på vibrations- påkänningar	22
3.2 Jämförelse mellan teoretiska och praktiskt tillämpade gränsvärden	24
3.3 Samband mellan antal tillkommande noteringar vid efterbesiktning och uppmätt vibrationsnivå	25
3.4 Noggrannhet vid förbesiktningen	25
3.5 Byggnadens åldrande	26
3.6 Resultat av undersökningen	27
3.6.1 Villor - hyreshus	27
3.6.2 Olika stommaterial	27
3.6.3 Olika typer av fasad	27
3.7 Statistisk analys	31
4. DISKUSSION	33
5. REFERENSER	37

Nyckelord

bergsprängning
besiktning
husskador
markvibrationer
skador
sprängning
syneförrättning
vibrationer

SAMMANFATTNING

Föreliggande arbete utgör en sammanställning av ett stort antal arbeten på markvibrationsområdet där vertikala svängningshastigheten avsatts som funktion av avståndet och laddningsvikten. Sammanställningen innehåller mycket heterogena mätdata eftersom resultaten baseras på olika mätningstekniker och instrument och kan även bero på individuell tolkning av vibrationsvärdena. Kompletterande mätningar har utförts och ett enkelt samband

$$V = K / \left(\frac{R}{VQ} \right)^\alpha$$

har anpassats till samtliga värden.

Undersökning av byggnadsskador som funktion av vibrationernas storlek har utförts och jämförts med liknande utländska undersökningar. Dessa visar att skador kan uppstå för mycket låga värden på vibrationer, men att sannolikheten för att detta skall ske är liten. Vid 50 mm/s är således sannolikheten 40% att kosmetiska skador skall uppstå men endast 3 å 4% att större skador skall uppkomma. Det skall observeras att undersökningarna har baserats på avvikelser mellan protokoll från för- resp efterbesiktning av fastigheten. Vid efterbesiktningar används förbesiktningssprotokollet som underlag varför en efterbesiktning aldrig ger ett mindre antal sprickor. Det är därför stor sannolikhet att det blir ett antal tillkommande noteringar i efterbesiktningssprotokollet utan att antalet skador ökat. Ingen hänsyn har heller tagits till de nytillkomna skador som orsakas av byggnadens åldrande.

1 SAMBAND MELLAN VIBRATION, LADDNING OCH AVSTÅND

I en tidigare BFR-rapport /1/ har ett stort antal arbeten sammanställts där vibrationerna i form av vertikal svängningshastighet i mm/s avsatts som funktion av R/\sqrt{Q} , där R är avståndet i meter och Q momentan laddning i kg. Figur 1.1 visar dessa samband. Ett försök har också gjorts till en bättre anpassning. Principen för denna framgår av figur 1.2. Det vanliga sättet är att anpassa ett "plantak" till vibrationsvärdena som funktion av R och Q . I den förbättrade anpassningen skjuvas taket, så att anpassningen blir bättre. Denna anpassning blir dock komplicerad och svårhanterlig. Dessutom synes värdena i "takets" hörn avvika mera från uppmätta värden än vid den enklare anpassningen. Med stöd av detta och en del nya värden föreslås därvid att man använder den enkla anpassningen ovan vilket ger

$$V = K / \left(\frac{R}{\sqrt{Q}} \right)^\alpha \quad (1.1)$$

där ett visst värde på R/\sqrt{Q} anger en linje med samma "takhöjd" V .

Gösta Rundqvist /2/ har uppmätt 76 värden på vibrationer vid Cementa AB i Skövde. Värdena har behandlats i SveDeFo:s dator och anges i figur 1.3. Laddningen har varierat mellan 40 och 110 kg och avståndet mellan 45 och 1060 meter. Detta samband

$$V = 724 / \left(\frac{R}{\sqrt{Q}} \right)^{1.52} \quad (1.2)$$

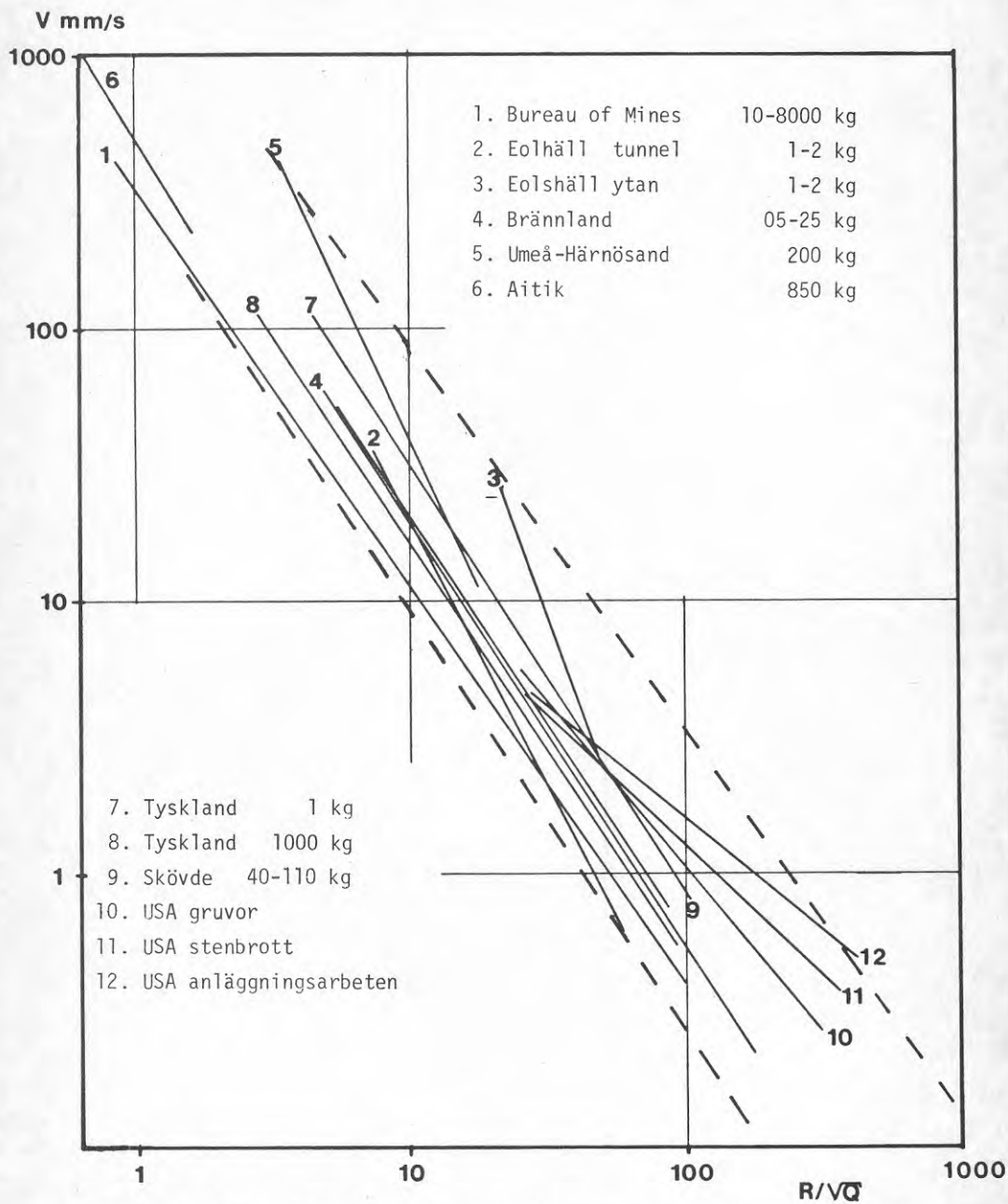
är även inlagt i figur 1.1.

Böttcher, Lüdeling och Würtenhagen /3/ anger sambandet

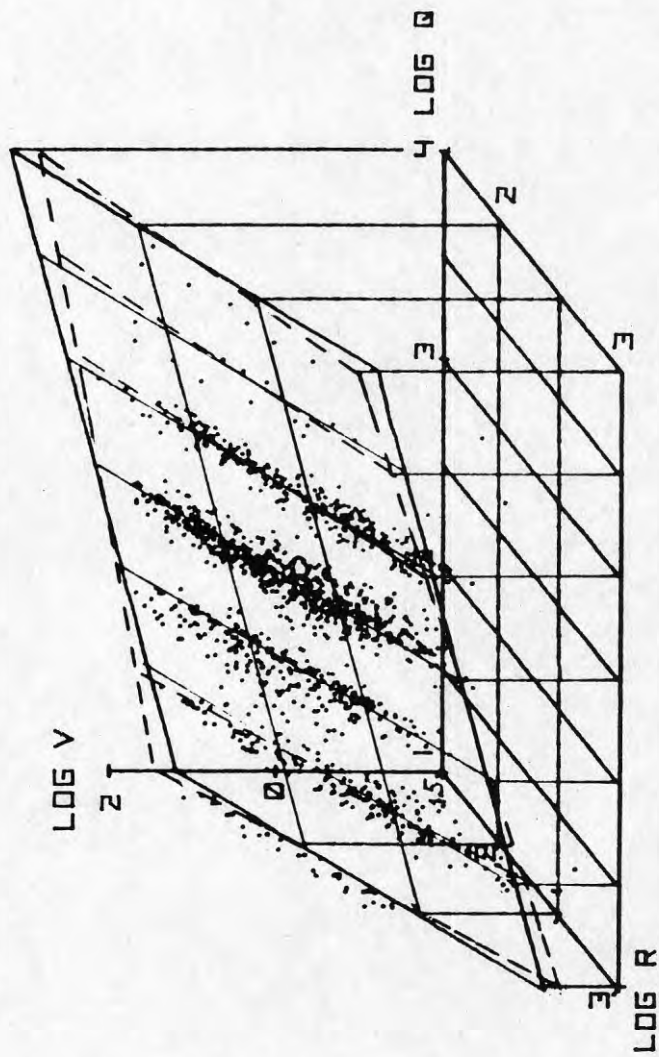
$$V = 1226 / \left(\frac{R}{Q^{0.426}} \right)^{1.579} \quad (1.3)$$

som anges i figur 1.4 med laddningsvikten som parameter. För $Q = 1$ kg kan 1.3 skrivas

$$V = 1226 / \left(\frac{R}{\sqrt{Q}} \right)^{1.579} \quad (1.4)$$



Figur 1.1 Sambandet mellan vibration, laddning och avstånd på olika platser.



Figur 1.2 Rymdmodell av vibrationshastighet som funktion av laddningsvikt och avstånd.

Ur figur 1.4 kan man också få sambanden för andra laddningsvikter
t ex 1000 kg, som ger

$$V = 546 / \left(\frac{R}{\sqrt{Q}} \right)^{1.579} \quad (1.5)$$

1.4 och 1.5 är inriktade i figur 1.1.

1.4 ligger betydligt över andra kurvor, speciellt vid små avstånd, medan
1.5 stämmer väl med övriga samband.

Medearis /4/ anger

$$V = 388 / \left(\frac{R}{\sqrt{Q}} \right)^{1.39} \quad (1.6)$$

som också stämmer väl med övriga värden,

Spencer m fl /5/ anger olika samband för gruvor, stenbrott och
anläggningar. Medelvärden för dessa är

$$V = 135 / \left(\frac{R}{\sqrt{Q}} \right)^{0.98} \text{ mm/s} \quad (1.7)$$

med R i meter och Q i kg.

För de olika arbetsplatserna ovan anges

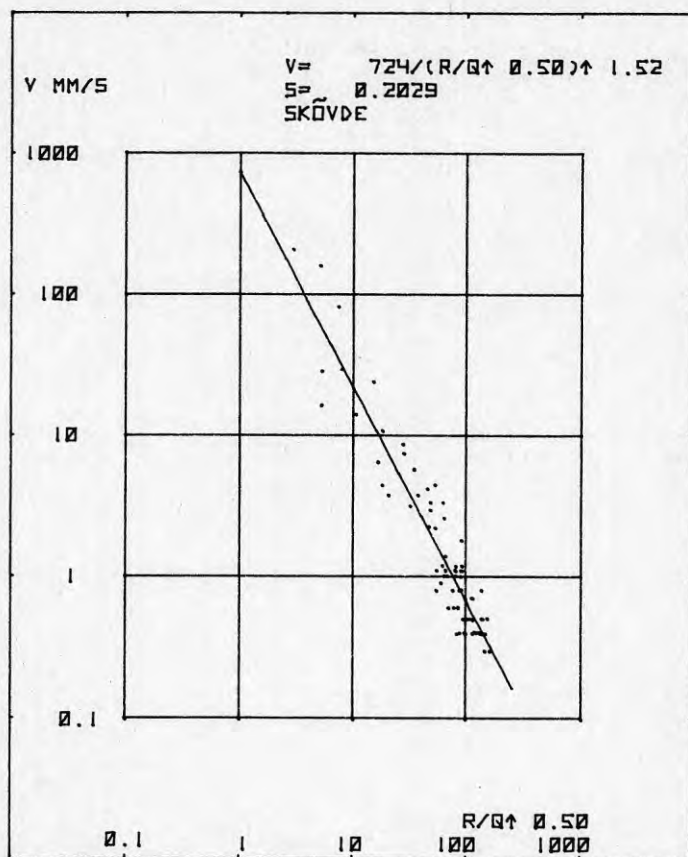
$$V = 310 / \left(\frac{R}{\sqrt{Q}} \right)^{1.21} \text{ för gruvor} \quad (1.8)$$

$$V = 100 / \left(\frac{R}{\sqrt{Q}} \right)^{0.91} \text{ för stenbrott} \quad (1.9)$$

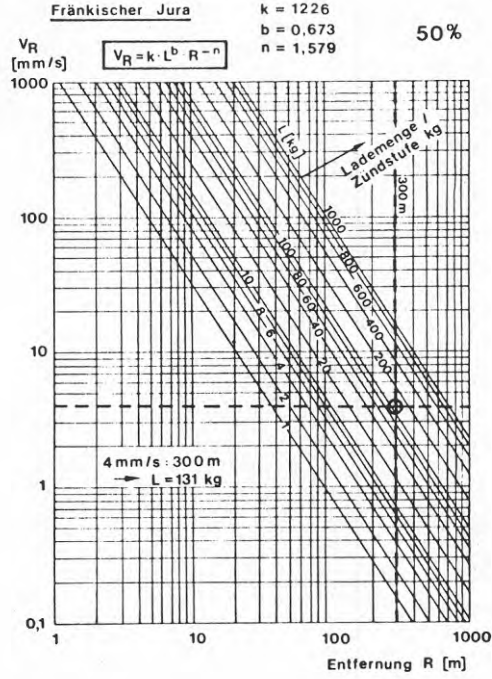
$$\text{och } V = 68 / \left(\frac{R}{\sqrt{Q}} \right)^{0.8} \text{ för anläggningsarbeten} \quad (1.10)$$

sambanden 1.8 - 1.10 är inlagda i figur 1.1.

I figur 1.1 har övre och undre gränsvärden för de uppmätta
relationerna inritats. Förhållandet mellan dessa är betydligt
lägre än de enskilda värdenas spridning kring sitt medelvärde.



Figur 1.3 Sambandet mellan vibration, laddning och avstånd vid Cementa AB i Skövde.



Figur 1.4 Samband mellan vibration, laddning och avstånd enligt Böttcher m fl /3/.

Medelvärden från olika platser, mätt av olika författare är således mindre än spridningen i enstaka mätvärden på en och samma plats uppmätta av samma person och med samma mätutrustning.

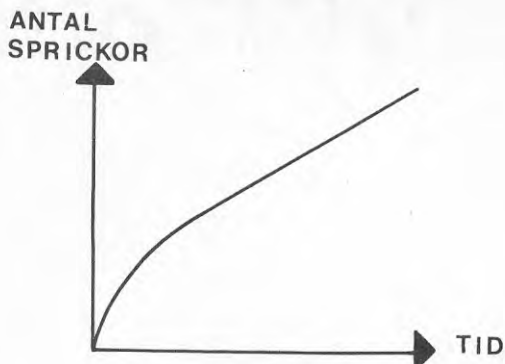
De samband som anges i figur 1.1 kan således anses ge en bra förutsägelse om vilka vibrationer som kommer att uppstå vid sprängning med ett visst antal kg på ett visst avstånd.

Då spridningen i enskilda värden är större än den i figuren angivna lönar det sig inte att göra ett enstaka provskott för att få ett mera exakt samband. På platser med varierande grundförhållanden kan stora avvikelser emellertid ske och det kan då vara befogat att göra provsprängningar. Man måste då ha spridningen i minnet och göra ett visst antal skjutningar med mätpunkter på varierande avstånd och undergrund för att få ett godtagbart samband. Storleken på spridningen avgör sedan hur stor marginal man måste använda för att man vid senare produktionsalvor ska erhålla vibrationer som med en viss säkerhet ligger under uppställda gränsvärden.

2 NAGOT OM SKADOR I BYGGNADER

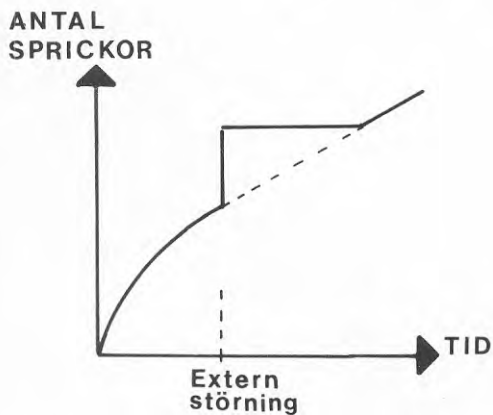
Uppförda byggnader har var och en olika livslängder eller tidsperioder fram till dess en skada inträffar. Livslängden beror på vilka påkänningar som byggnaden utsätts för samt vilket motstånd byggnadsmaterialet har gentemot kemisk och fysisk påverkan. Värme, fukt, belastningar, sättningar etc ger alla upphov till olika rörelser i byggnaden och i ett optimerat val av byggnadsmaterial och konstruktion skall dessa rörelser kunna ske utan att förstörande spänningskoncentrationer byggs upp i byggnadselementen. Om byggnadskonstruktionen ej klarar detta erhålles alltid sprickor som indikerar var dessa rörelseupptagande förband skulle byggts in eller var förstärkningar borde ha utförts. Detta är utförligt beskrivet av Wilhelmsen och Larsson /15/.

För en byggnadskonstruktion som ej utsätts för större externa störningar såsom vibrationer vet man att antalet nytillkomna sprickor kan uttryckas som funktion av tiden. Det naturliga är troligen att ett större antal sprickor bildas per tidsenhet direkt efter byggnationen enligt figur 2.1



Figur 2.1 Sprickökning, som funktion av tid hos byggnad som ej utsatts för externa störningar.

Om externa störningar introduceras ökas spänningskoncentrationerna och momentant utlöses ett antal sprickor. Det sannolika är därefter att den naturliga sprickökningen per tidsenhet stagnerar till dess att spänningskoncentrationerna blir kritiska igen. Då följer sprickbildningen åter den tidigare kurvan enligt figur 2.2.



Figur 2.2 När byggnaden utsätts för vibrationer ökar sprickbildningen momentant.

De för- och efterbesiktningar som utförs och jämförs resulterar oftast i att ej tidigare upptäckta sprickor sammankopplas till vibrationerna och ingen hänsyn tas till att skadebilden troligen ser likadan ut efter en viss tidsenhet oberoende av om vibrationer skulle ha introducerats eller ej.

3 UNDERSÖKNING AV RAPPORTERADE SKADOR I BYGGNADER SOM FUNKTION AV SVÄNGNINGSHASTIGHETEN

Gösta Rundqvist /6/ har, via analys av tidigare upprättade för- och efterbesiktningsprotokoll, upprättat ett samband mellan förändringar i protokollen och uppmätta svängningshastigheter.

På grund av det relativt sett begränsade materialet (ca 100 objekt) har han bara kunnat studera tre typer av stommaterial - trä, lättbetong och betong. Han har jämfört villor med hyreshus och jämfört några olika fasadmaterial. Grundmaterialet för denna analys har hämtats från Nitro Consult:s arkiv.

3.1 Passage av vågfronter

Eftersom vibrationerna från sprängning, pålning osv, alla innehåller samma vågtyper är det här avsnittet allmängiltigt. Det är dock ytvågor av Rayleightyp som är dominerande. Denna våg ger upphov till alla de typer av påkänningar som beskrivs här. Då det dessutom är ytvågen som har lägst utbredningshastighet och störst amplitud blir det den som utsätter byggnaderna för de största påkänningarna.

3.1.1 Dragpåkänningar

När en P-våg utbreder sig i ett material utsätts detta för drag- och tryckspänningar. Då brottgränsen för dragpåkänningar är mycket lägre än för tryck diskuteras bara dessa i fortsättningen, även om de framtagna formlerna gäller för båda typerna.

Den uppkomna spänningen σ_{drag} ges av sambandet

$$\sigma_{\text{drag}} = \epsilon \cdot E \quad (3.1)$$

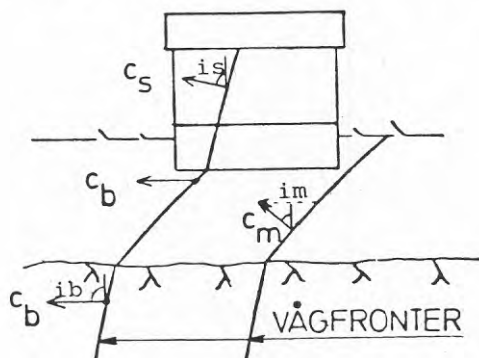
där ϵ = töjningen i materialet och E = materialets elasticitetsmodul

men $\epsilon = \frac{V}{c}$ varför

$$\sigma_{\text{drag}} = \frac{V}{c} \cdot E \quad (3.2)$$

I verkligheten har vi en situation liknande den i figur 3.1, med en vågfront som passerar husgrunden med en horisontell hastighetskomponent som är lika stor som utbredningshastigheten c_b i underliggande berg.

Har vibrationsalstringen ägt rum, på eller i marken blir också vågutbredningsriktningen i marken huvudsakligen horisontell, varför man får byta ut c_b och i_b mot c_m och i_m i aktuella formler.



Figur 3.1 Vågfronter för P- eller S-vågor i mark och byggnad.

En del av vågenergin kommer att refrakteras in i byggnadens stomme med en vinkel i_s som ges av sambandet

$$\sin i_s = \frac{c_s}{c_b} \cdot \sin i_b \quad (3.3)$$

c_b = utbredningshastighet i berg
 c_s = utbredningshastighet i stomme
 oberoende av mellanskikt.

Dragspänningen i byggnadsstommen ges då av sambandet

$$\sigma_{\text{drag}} = \frac{V_{\text{max}}}{c_s} E_{\text{stomme}} \quad (3.4)$$

där V och c mäts i vågutbredningsriktningen i stommen.

Längs byggnadens kontaktyta med undergrunden kommer det att uppstå en horisontell dragspänning σ_{hor} vars storlek kommer att bero både på c_b och c_s .

$$\sigma_{hor} = \frac{c_s}{c_b} \cdot \sin i_b \cdot \frac{V_{hor}}{c_b} \cdot E_{stomme} \quad (3.5)$$

där v_{hor} = svängningshastighetens horisontella komponent i utbredningsriktningen (mm/sek) i stommen.

c_b = utbredningshastighetens horisontella komponent (m/sek) i berget

c_s = utbredningshastigheten i stommen.

E_{stomme} = byggnadsstommens elasticitetsmodul (Pa)

$\sin i_b \approx 1$ enligt förutsättningarna

Vid jämförelse mellan (3.3) och (3.5) vet man att det i allmänhet gäller att $V_{hor} < V_{max}$ samt att $c_b > c_s$ varför σ_{drag} oftast blir störst beräknad enligt formel (3.4). När vågfronten gått igenom huset kommer den att reflekteras och vid 90° infallsvinkel ge upphov till fördubbling av partikelhastigheten i reflexionsögonblicket, medan dragspänningen blir 0.

3.1.2 Skjuvpåkänningar

Resonemanget för skjuvpåkänningar följer helt analogt ovanstående resonemang. Partikelhastigheten mäts vinkelrätt mot skjuvvågens utbredningsriktning. Vi erhåller även i detta fall två typer av påkänningar, dels i nedre delen av grunden

$$\tau_{hor} = \frac{c_s}{c_b} \cdot \sin i_b \cdot \frac{V_{hor}}{c_b} \cdot G_{stomme}; y = \frac{V_{vert}}{c_b} \quad (3.6)$$

dels i stommen

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{c_s} \cdot G_{stomme}; y = \frac{V_{max}}{c_s} \quad (3.7)$$

där V och c avser skjuvvågens partikelhastighet respektive utbredningshastighet. G_{stomme} = byggnadens skjuvmodul, (Pa).

3.1.3 Böjpåkänningar

Det är den här typen av påkänningar som förmodligen är dominerande i samband med trafikvibrationer. Den kan dock bara uppstå för låga konstruktioner. Böjpåkänningar uppstår när fastigheten är grundlagd på lösare jordarter som lera och sand där ytvågens utbredningshastighet är låg och våglängden är av samma storleksordning som byggnadens längd.

Om man antar att ytvågen liknar en sinusfunktion kan minsta krökningsradien för en vågtopp tecknas

$$R_{\min} = \frac{c^2}{A \cdot \omega^2} = \frac{\lambda^2}{A \cdot 4\pi^2} \quad (3.8)$$

där c = vågtoppens fasutbredningshastighet

A = förflyttningsamplitud

ω = vinkelfrekvens

λ = våglängd

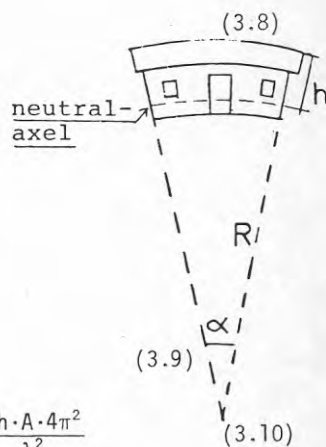
Den relativa töjningen ϵ ges av

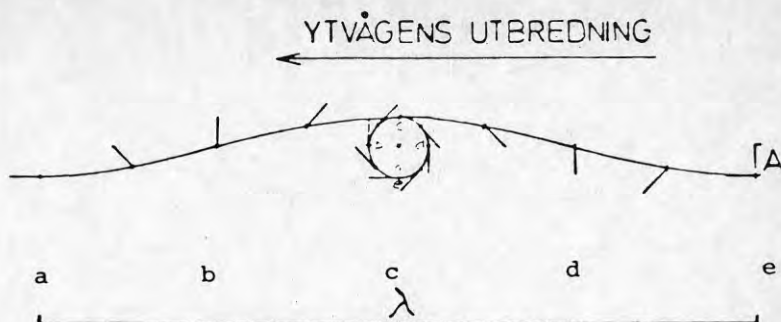
$$\epsilon = \frac{(R+h)\alpha - R \cdot \alpha}{R \cdot \alpha} = \frac{h}{R} \quad (3.9)$$

$$(3.8)+(3.9) \text{ ger } \epsilon_{\max} = \frac{h}{R} = \frac{h \cdot A \cdot \omega^2}{c^2} = \frac{h \cdot y_{\max}}{c^2} = \frac{h \cdot A \cdot 4\pi^2}{\lambda^2} \quad (3.10)$$

Av (3.10) framgår att böjpåkänningen är proportionell mot rörelsens förflyttningsamplitud och byggnadens reducerade höjd och omvänt proportionell mot λ^2 .

Till den härledda böjpåkänningen kommer de drag- och skjuvpåkänningar att adderas som uppkommer på grund av partikelrörelsen hos ytvågen.





Figur 3.2 Partikelrörelsen i en ytvåg.

Figuren 3.2 visar en period av ytvågen. Den har längden λ och förflyttningsamplituden A . Figuren visar också hur en enstaka partikel rör sig under denna period. Vi har antagit att det sker i form av en cirkel medan den i verkligheten är mer ellipsformad. Vi visar också hastighetsvektorns riktning för de olika faserna.

Har vågen amplituden A blir avståndet $b-d = \frac{\lambda}{2} + 2A$ och vi får alltså en töjning i samband med vågtoppens passage. Ett hus som befinner sig på en vågtopp dras således ut av partikelrörelsen i kontaktytan, en sträcka som motsvarar (jfr teoridelen; harmoniska vågor)

$$\epsilon_{\text{drag}} = \frac{2\pi \cdot A_H}{\lambda} = \frac{V_{\text{hor}}}{C_R} \quad (3.11)$$

där A_H = ytvågens horisontella förflyttningsamplitud

V_{hor} = ytvågens horisontella svängningshastighet

λ = våglängden

C_R = ytvågens fashastighet

(3.10) och (3.11) ger

$$\epsilon_{\text{resulterande}} = \frac{h \cdot A_V \cdot 4\pi^2}{\lambda^2} + \frac{2\pi \cdot A_H}{\lambda} \quad (3.12)$$

Arbetar byggnaden som en enhet med underliggande mark (vilket är förutsatt) kommer $\epsilon_{\text{böj}}$ att adderas med ϵ_{drag} och mätpunkten för att bestämma ϵ_{drag} måste placeras uppe i byggnaden rakt ovanför den andra om nivån på neutralaxeln är $< \frac{h}{2}$. Det kan mättekniskt vara lockande att mäta maximala accelerationen för ytvågen samt dess utbredningshastighet (jfr 3.10), men eftersom både P- och S-vågorna är mer högfrekventa än R-vågen kommer dessa vågor med stor sannolikhet att ge större accelerationsnivåer än R-vågen. Det krävs därför ett analogregistrerande instrument för vågtypsidentifikation samt en möjlighet att filtrera bort P- och S-vågorna innan accelerationsnivån bestäms.

3.1.4 Tillåten töjning för olika byggnadsmaterial samt exempel på vibrationspåkänningar

Nedanstående tabell visar tillåtna töjningar innan brottstukning uppstår för statiska belastningar. Då materialets hållfasthet vanligen ökar vid dynamiska påkänningar, kommer detta att innebära att de angivna värdena innehåller god säkerhetsmarginal för vibrationspåkänningar. Vid dragpåkänningar måste värdena sänkas med 75-90%.

<u>Byggnadsmaterial</u>	<u>Töjning (ϵ) ⁰/100</u>
Tegel- och sand kalksten A	2,5
B	4,0
Betongsten- hålblock, klass A-B	3,5-4,9
Lättklinker	2,5
Gasbetong 0.65 kg/dm ³	2,0
Gasbetong murat	4,0
Gasbetong limmat	3,5
Gasbetong staplat	4,5
Betong	0,1
Gipsskiva	3,5

Tabell 1. Tillåtna trycktöjningar för olika byggnadsmaterial.

Några exempel på vilka töjningar som kan uppstå i olika byggnads-material för olika mark- och vågtyper redovisas i nedanstående tabell. Byggnadsstommens höjd antas vara 4 m.

Mark/Stomme	Vågtyp $\frac{P_{\text{mark}}/S_{\text{stomme}}}{(\text{m/s})}$	Vibr.nivå (mm/s)	Töjning/ Skjuvning ($^{\circ}/\text{oo}/\text{radianer}$)
Berg/betong	$P_M = P_S = 4500$	70 V/HV *	0,016
	$S_M = P_S = 3000$	70 V/HV	0,023
Berg/lättbetong	$P_M = 4500$	30 H	0,007
	$P_S = 2000$	30 HV	0,015
	$S_S = 1500$	30 HV	0,020
Morän/betong	$P_M = P_S = 4500$	50 H/HV	0,011
	$R_M = 1500$	50 V/H20 HZ	0,045
Lera/betong	$P_M = P_S = 4500$	20 H/HV	0,004
	$R_M = 400$	20 V/H 10 HZ	0,082
Lera/lättbetong	$P_M = 4500$	10 H	0,002
	$P_S = 2000$	10 HV	0,005
	$R_M = 400$	10 V/H 10 HZ	0,041

Tabell 2. Skjuvningar i byggnadsmaterial vid olika undergrund och vibrationsnivå.

* Med HV menas att vibrationsnivån ska mätas i förhållande till vågutbredningsriktningen i stommen.

De angivna vågutbredningshastigheterna är mycket approximativa och stora variationer förekommer i verkligheten. Speciellt R-vågen kan ha mycket låg utbredningshastighet och den har vid några tillfällen uppmätts till mindre än 50 m/s.

3.2 Jämförelse mellan teoretiska och praktiskt tillämpade gränsvärden

De i föregående tabell redovisade belastningsfallen ansluter sig ganska väl till aktuella gränsvärden för tillåtna vibrationspåkänningar. Vid den praktiska riskbedömningen använder man sig dock av en finare uppdelning av marktyster, stommaterial osv och hänsyn tas även till ålder och skick på fastigheten. Tyvärr visade det sig svårt att finna några uppgifter på vilka skjuv- eller dragspänningar olika byggnadsmaterial klarar. De framräknade skjuvpåkänningarna för olika belastningsfall saknar därför utprovat jämförelsematerial. Vad man testat är i allmänhet materials tryckhållfasthet och för betong även knäckgränsen för böjdragsspänning. Vanligen kan man dock anta att draghållfastheten är 10-15% av tryckhållfastheten. Vid dynamiska förlopp är det inte otroligt att en större töjning kan tolereras än vid ett statiskt förlopp. Som framgår av tabell 2 ger de redovisade belastningsfallen upphov till töjningar som ligger 10-20 ggr lägre än vad materialet ska klara statiskt. Ett undantag är betongen där man ligger på gränsen. Å andra sidan är betongen alltid armerad just för att kunna ta upp dragspänningar. Tack vare armeringen fördelar sig töjningen likformigt och tillåten töjning ges av armeringsmaterialet. I de projekt /12, 13/ där man sprängt tills byggnaden börjat spricka, har mycket höga värden registrerats innan gasbetongen spruckit. Vibrationsnivån var då ca 350 mm/s. Med en utbredningshastighet på P-vägen i gasbetongen på ca 2000 m/s erhålles

$$\epsilon = \frac{350}{2000} \text{ } ^\circ/\text{oo} = 0,18 \text{ } ^\circ/\text{oo} \quad (3.13)$$

Denna har vid drag gränstöjningen 0.4 $^\circ/\text{oo}$. Ålder och eventuella upplagrade spänningar kan förklara skillnaden. Ett av de huvudsakliga användningsområdena för gasbetong är murning av källarvåningar. Efter färdigställandet sker en återfyllnad mot muren och man får ett jordtryck mot väggen som ger upphov till dragspänningar som är så stora att dragsprickor ofta initieras på väggens insida. Detta har man delvis kommit tillrätta med genom att armera fogarna. Trots detta kan det inträffa att det bara krävs små tillskottspänningar för att den sammanlagda dragspänningen ska bli så stor att sprickor uppstår.

3.3 Samband mellan antal tillkommande noteringar vid efterbesiktningen och uppmätt vibrationsnivå

Som framgår av föregående avsnitt är det mycket svårt att teoretiskt bestämma ett praktiskt användbart värde på högsta tillåtna svängningshastigheter. Förekomsten av upplagrade spänningar innebär att det alltid finns en potentiell risk för nya sprickor när vibrations-spänningarna är större än vid normalt bruk samt vad de klimatologiska faktorerna åstadkommer. De gränsvärden som används måste därför bli en kompromiss där man accepterar en viss risk för att det uppstår nya sprickor. En väg att uppskatta denna risk är att genom analys av utförda besiktningar och vibrationsmätningar försöka teckna ett statistiskt samband mellan antalet tillkommande noteringar och uppmätt vibrationsnivå på respektive fastighet. Undersökningen har möjliggjorts tack vare Nitro Consults besiktningsförfarande där man för varje besiktigad fastighet fyller i en blankett där markslag, grundläggning osv anges. Det finns emellertid två primära felkällor. För det första är det i det närmaste omöjligt att vid en förbesiktning hitta samtliga sprickor och för det andra tillkommer det alltid skador med tiden på grund av byggnadens "åldrande".

3.4 Noggrannhet vid förbesiktningen

I skriften "Syneförrättning - Sprickbesiktning av byggnader" /14/ ingår som en del i en utförd enkät försök att uppskatta hur stor procentuell andel av befintliga skador som missas vid förbesiktningen.

	Andel missade skador i %					
	0-0,3	1-2	3-5	6-10	10-15	20
Antal konsulter som angivit resp andel	2	3	4	2	3	2

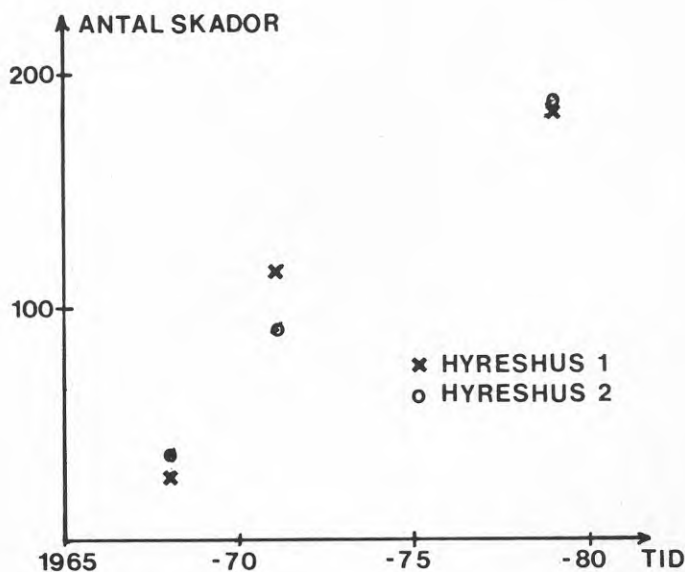
Medelvärdet blir ca 7%.

Tabell 3. Uppskattning av missade skador i %.

Vid efterbesiktningar använder man sig av förbesiktningsprotokollet som underlag varför en efterbesiktning aldrig ger ett mindre antal sprickor. Det är därför stor sannolikhet för att det blir ett antal tillkommande noteringar i efterbesiktningsprotokollet utan att antalet skador ökat.

3.5 Byggnadens åldrande

För att undersöka i vilken omfattning antalet sprickor ökar med tiden har vi analyserat besiktningsprotokollen från två hyreshus som av olika anledningar besiktigats tre gånger sedan uppförandet 1965. Dessa var av samma konstruktion och hade likartad grundläggning.



Figur 3.3 Samband mellan fastighetens åldrande och antalet skador.

Som framgår av figur 3.3 äger det rum en kontinuerlig ökning av antalet skador. För fastigheten markerad med (o) sker detta mycket likformigt medan tillväxttakten av sprickantalet för den andra fastigheten (x) sker mer oregelbundet. Medeltillväxten av antalet sprickor blir emellertid mycket lika och ligger vid 12-13 sprickor per år. Det måste dock betonas att dessa siffror bara gäller i detta speciella fall och att det är högst troligt att andra byggnader åldras på helt annat sätt och i en annan takt. Att det sker förändringar med tiden är dock helt klart.

3.6 Resultat av undersökningen

3.6.1 Villor - hyreshus

Flertalet av de undersökta objekten är grundlagda på berg. Det finns bara ett mindre antal villor som grundlagts på sand - lera. I figurerna 3.4 redovisas totala antalet nyupptäckta skador för hyreshus grundlagda på berg och villor grundlagda på berg respektive lera. Som framgår är det stor spridning på värdena men för villor på lera kan noteras att det inte finns någon tillkommande notering då vibrationsnivån legat under 10 mm/s. Totala antalet objekt är emellertid i minsta laget för att säkra slutsatser skall kunna dras.

Både för villor och hyreshus grundlagda på berg syns en klar tendens till att antalet tillkommande noteringar ökar med vibrationsnivån. För bägge finns en stor andel objekt med 0 - 1 tillkommande noteringar för vibrationsnivåer understigande 20 mm/s. Vid större nivåer har de flesta objekten tillkommande noteringar.

3.6.2 Olika stommaterial

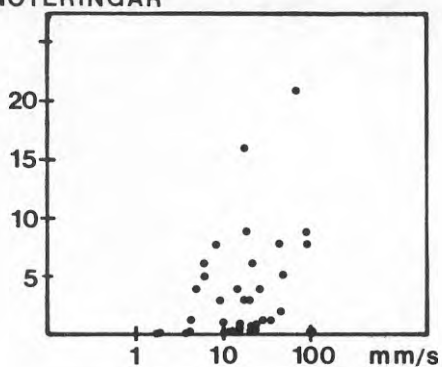
För fastigheter grundlagda på berg har även det ingående stommaterialets betydelse undersökts. I figurerna 3.5 redovisas resultatet för stommar av trä, lättbetong respektive betong. Överraskande nog tycks lättbetong ha lägst antal tillkommande noteringar för vibrationsnivåer understigande 100 mm/s medan trästomme tycks innebära risk för tillkommande noteringar från 5-10 mm/s.

3.6.3 Olika typer av fasad

Vi har även tittat på olika typer av fasad oberoende av grundläggning. Vi har tre olika fasadmaterial redovisade, nämligen puts, sandkalksten och tegel i figur 3.6. I de flesta fall blir det inte några tillkommande noteringar för fasadmaterialen som finns redovisade

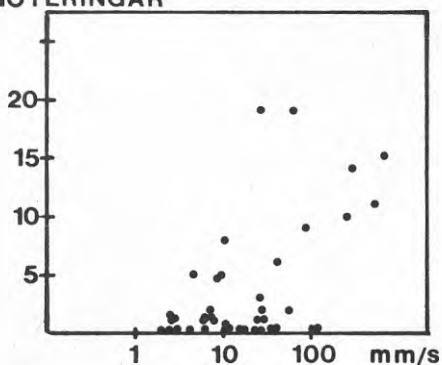
Analysen visar att det största antalet nyupptäckta skador uppträder inne i fastigheten i väggbeklädnadsmaterial och inte i fasaden.

ANTALET TILLKOMMANDE
NOTERINGAR



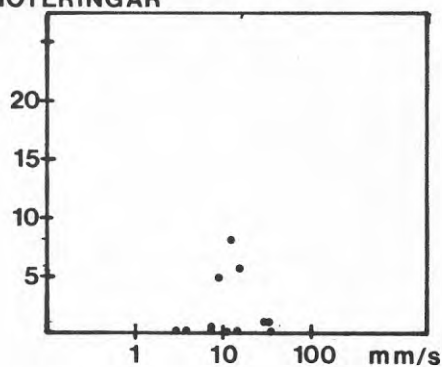
a. Hyreshus på berg

ANTALET TILLKOMMANDE
NOTERINGAR



b. Villor på berg

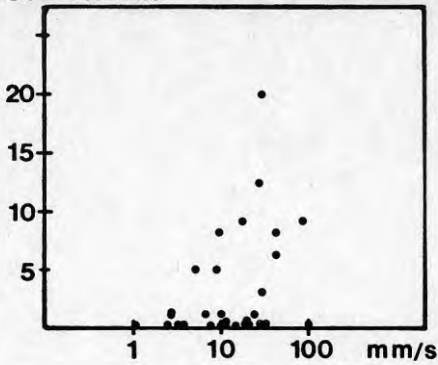
ANTALET TILLKOMMANDE
NOTERINGAR



c. Villor på lera

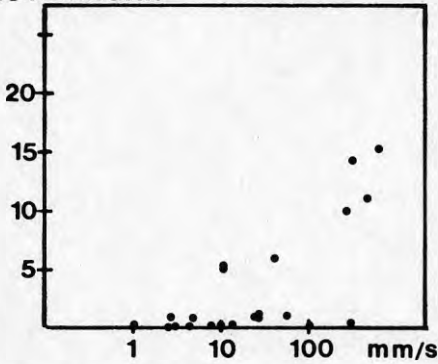
Figur 3.4 a, b, c Samband mellan nyupptäckta skador vid efterbesiktning och uppmätt vibrationsnivå.

ANTALET TILLKOMMANDE
NOTERINGAR



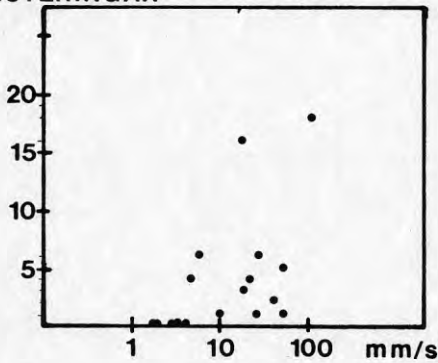
a. Berg - trä

ANTALET TILLKOMMANDE
NOTERINGAR



b. Berg - lättbetong

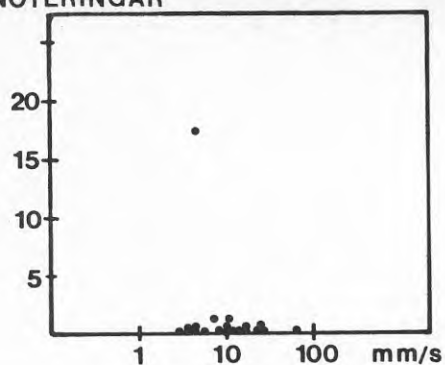
ANTALET TILLKOMMANDE
NOTERINGAR



c. Berg - betong

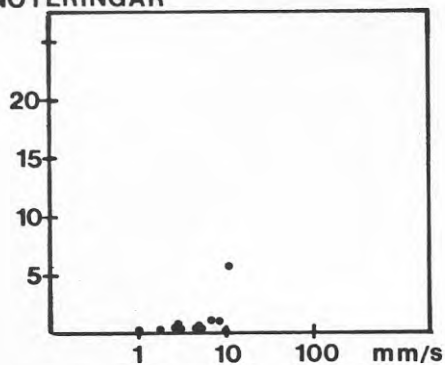
Figur 3.5 a, b, c Samband mellan antalet nyupptäckta skador vid efterbesiktning och uppmätt vibrationsnivå.

ANTALET TILLKOMMANDE
NOTERINGAR



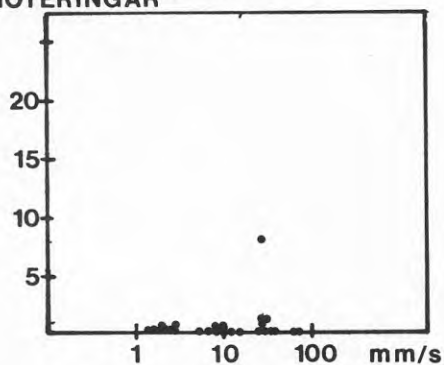
a. Putsad fasad

ANTALET TILLKOMMANDE
NOTERINGAR



b. Fasad av kalksten

ANTALET TILLKOMMANDE
NOTERINGAR



c. Tegelfasad

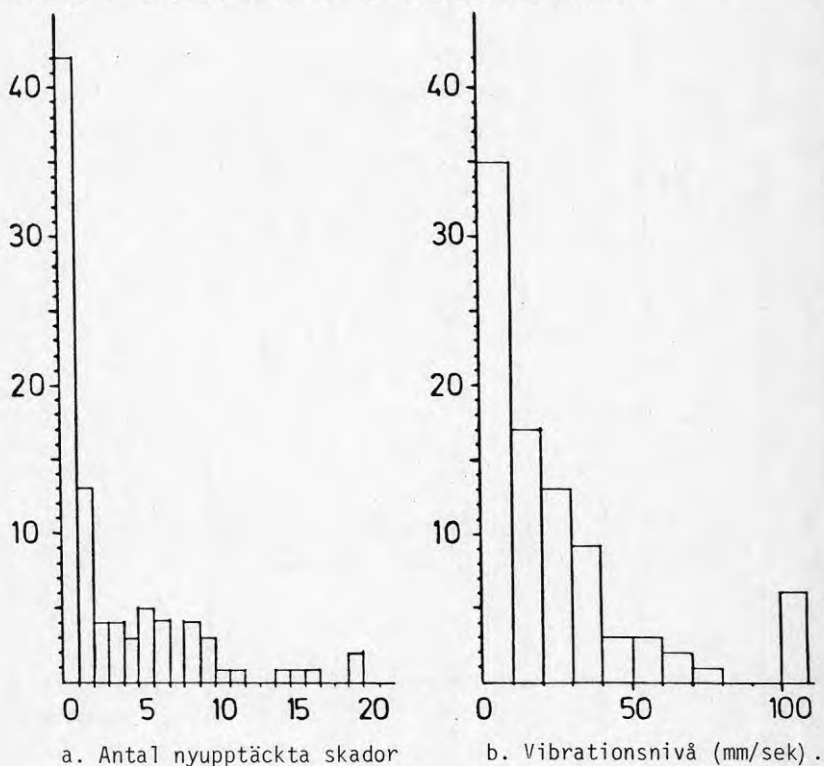
Figur 3.6 a, b, c Samband mellan antal nyupptäckta skador vid efterbesiktning och uppmätt vibrationsnivå.

3.7 Statistisk analys

För att få en bild av hur vanligt det är att man uppnår vissa vibrationsnivåer och ett visst antal tillkommande noteringar i angränsande fastigheter, upprättades nedanstående två histogram, figur 3.7.

I dessa saknas extremvärdena både vad gäller högsta antal noteringar och uppmätt vibrationsnivå. Totalt har 91 fastigheter undersökts.

ANTAL FASTIGHETER/FREKVENSIINTERVALL



Figur 3.7 Histogram visande fördelningen av antalet fastigheter som erhållit ett visst antal tillkommande noteringar vid efterbesiktning samt fördelningen av uppmätta vibrationsnivåer.

Av figuren framgår att för drygt hälften av de efterbesiktigade fastigheterna har man noterat högst en nyupptäckt skada. Ungefär samma andel fastigheter har varit utsatta för vibrationsnivåer lägre än 20 mm/s. Ur det här projektets synpunkt hade det varit bättre om de undersökta objekten fördelat sig jämnare mellan frekvensintervallen, dvs om undersökningsresultatet varit lika stort för respektive klossbredd.

Figur 3.7 visar att under den tidsperiod som förflyter mellan en för- och efterbesiktning då markarbeten pågår noterades i genomsnitt ca 1 nyupptäckt skada. Figur 3.3 visar att för två fastigheter som undersökts under en längre tidsperiod är antalet nytillkomna skador 12-13 stycken per år. Det är således uppenbart att en efterbesiktning för det mesta resulterar i ett antal nyupptäckta skador vilka oftast associeras till externa störningar och ej till fastighetens åldrande vilket borde vara fallet.

4. DISKUSSION

Det som kanske har varit något överraskande är att det är så liten skillnad både mellan olika byggnadsmaterial i stommen samt mellan villor och hyreshus. Därför har samtliga objekt sammanförts i figur 4.1. Det har också tillkommit några objekt som inte redovisats tidigare på grund av ofullständiga uppgifter angående grundläggning och byggnadskonstruktion. I figuren har två linjer inritats. Den vänstra anger det största antal tillkommande noteringar som kan förväntas i respektive fastighet när den utsätts för en viss vibrationsnivå. Den högra linjen anger det minsta antalet tillkommande noteringar som kan förväntas för en bestämd vibrationsnivå.

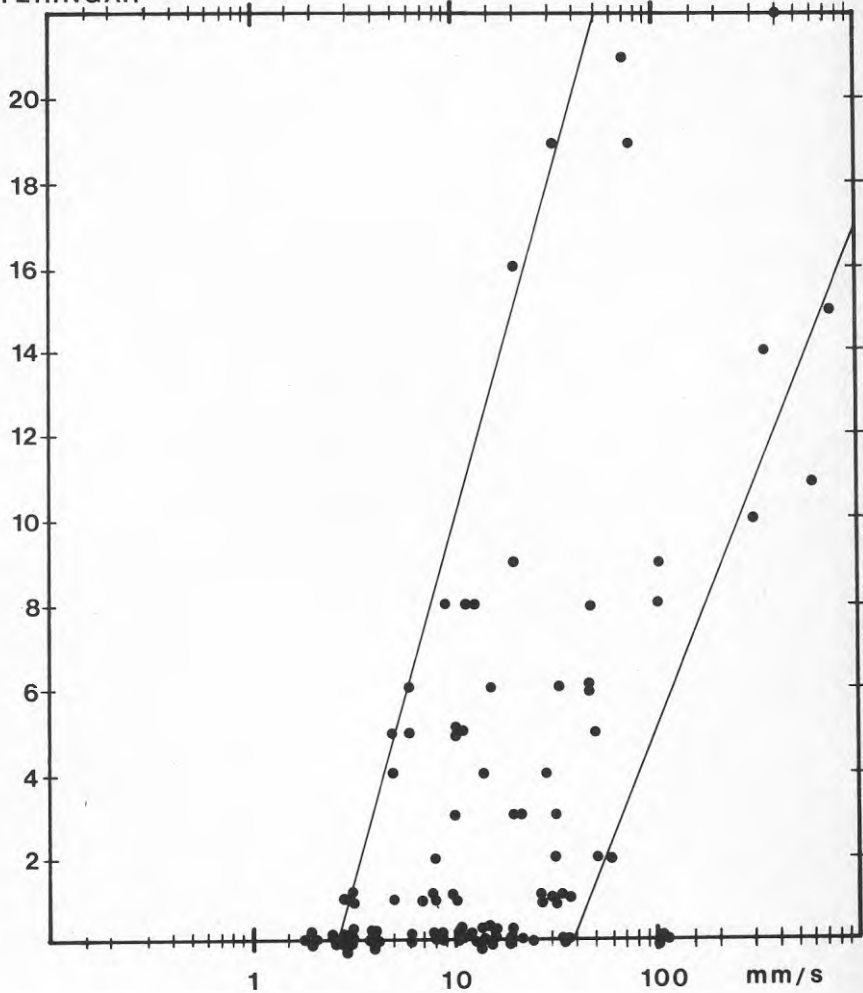
Undersökningsmaterialet har varit för litet för att några absoluta gränser skall kunna konstateras. Resultaten ger dock en god indikation att det är sannolikt att skador kan förväntas vid vibrationsstörningar.

I en amerikansk undersökning har Siskind /7/ utfört en liknande analys. På grund av ett mer omfattande material har sambandet mellan sannolikheten för skada och uppmätt svängningshastighet säkrare kunnat fastställas, se figur 4.2. Ett liknande arbete har utförts av

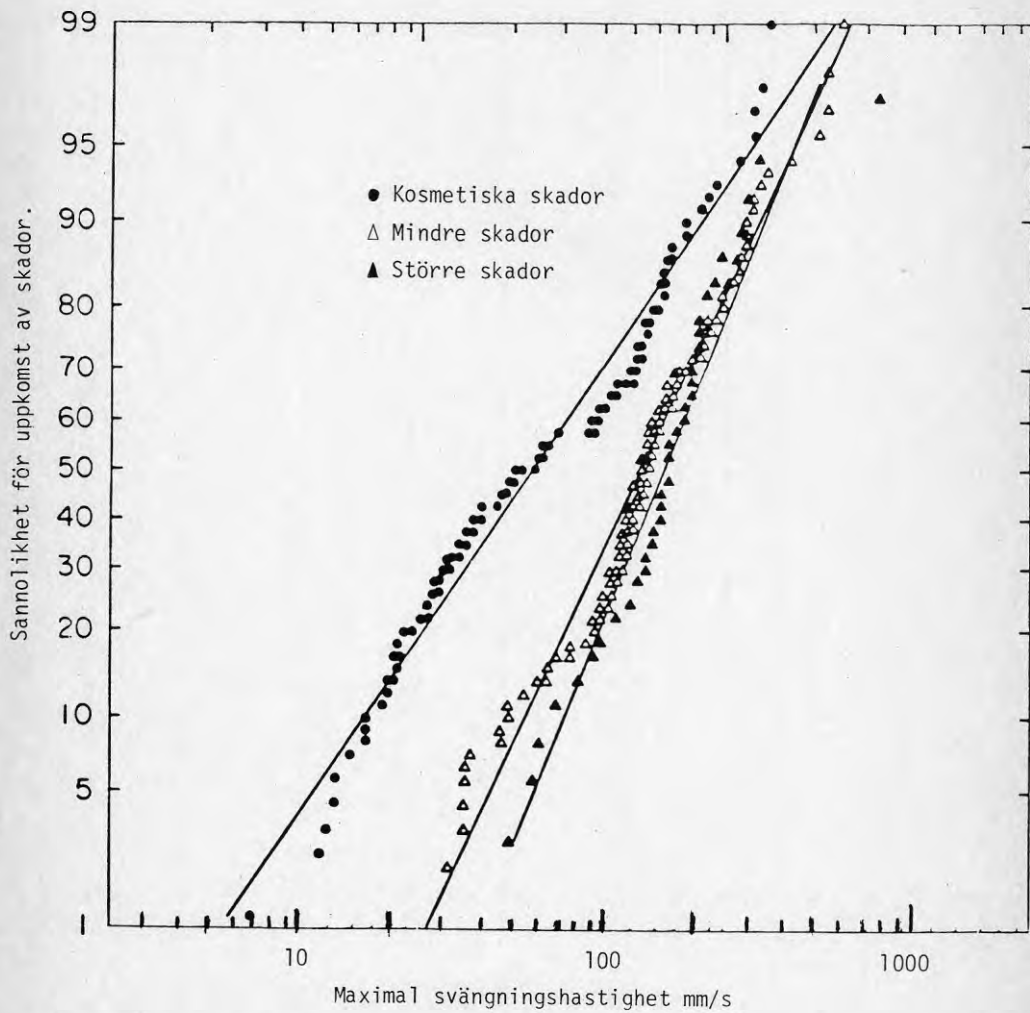
Medearis /4/ som även har jämfört svängningshastigheten med vibrationens responsspektrum vid en analys av bästa kriterium. Hans resultat överensstämmer väl med Siskinds /7/.

Ur ekonomisk synpunkt måste man alltid göra avvägningen mellan vad det kostar att hålla sig under en viss vibrationsnivå mot vad det kostar att åtgärda de tillkommande skador som kan förväntas. Ett gränsvärde måste därför läggas så att det blir en rimlig fördelning mellan dessa kostnader.

Författarna framför sitt tack till Göran Lande, Nitro Consult AB för värdefulla synpunkter och kritisk granskning av manuskriptet, samt till Burnis Lidmark för utskrift av manuskriptet.

ANTAL TILLKOMMANDE
NOTERINGAR

Figur 4.1 Samband mellan antalet tillkommande skador vid efterbesiktning och uppmätt vibrationsnivå.



Figur 4.2 Diagram för sannolikhet att skada inträffar.

5. REFERENSER

1. Lundborg, N,
Holmberg, R och
Persson, P-A
Markvibrationers avstånds- och
laddningsberoende.-
BFR-rapport R11:1978.
2. Rundqvist, G
Utredning avseende vibrations-
alstringen mot Våmbs by från
sprängning med varierande håldia-
meter och laddningsmetod i det
norra brottet hos Cementa AB, Skövde.-
Nitro Consult rapport ATG 8019,
Stockholm, 1980.
3. Böttcher, G,
Lüdeling, R och
Würtenhagen, K
Zum Immissionsschutz bei Sprenger-
schütterungen.-
Nobelhefte 45 heft 2, 1979.
4. Medearis, K
The Development of Rational Damage
Criteria for Low-Rise Structures
Subjected to Blasting Vibrations.-
Report, National Crushed Stone
Association, Washington, 1976.
5. Spencer, S,
Lucole, P E och
Dowding, C H
Statistical Analysis of Blast
Emission Records from Quarrying,
Mining and Construction Operations
in the State of Illinois.-
Report Illinois Institute of Natural
Resources, 1979.
6. Rundqvist, G
Skadekriterier.-
Nitro Consult rapport, delrapport
i SveDeFo:s projekt Markvibrationer
och skadekriterier, 1980.
7. Siskind, D E,
Stagg, M S och
Stachura, V J
Safe Ground Vibration and Airblast
Criteria.-
51st Annual Meeting Eastern Section
Seismological Society of America.
1979.
8. Langefors, U,
Westerberg, H och
Kihlström, B
Skadeverkan av markskakningar vid
sprängning.-
Tekniska meddelanden, Nitroglycerin
AB, Gyttopp. 1964.
9. Holmberg, R
Sammanställning av ett antal mark-
vibrationsmätningar.-
SveDeFo rapport DS 1977:9, Stockholm,
1977.
10. Lundborg, N
Mätning av markvibrationer i Eolshäll
SveDeFo rapport DS 1977:1. Stockholm,
1977.

12. Bogdanoff, J,
Larsson, T och
Nilsson, R
Lättbetonghus utsatt för vibrationer
från sprängning.-
BFR-rapport R 42:1975.
13. Bergling, J O,
Eklund, K och
Sjöberg, C
Betong - lättbetonghus utsatt för
vibrationer från sprängning.-
BFR-rapport R 32:1977.
14. Stridh, S
Synförrättning - Sprickbesiktning
av byggnader - Rekommendation av
utförande.-
IVA-rapport nr 187, 1981.
15. Wilhelmsen, A M och
Larsson, B
Ljudbangar och byggnadsskador.-
BFR-rapport R 43:1972.
16. Snoddgrass, J J och
Siskind, D E
Vibration from Underground Blasting.-
US Bureau of Mines RI 7937, 1974.
17. Wiss, J
Control of Vibration and Blast
Noise from Surface Coal Mining.-
US Bureau of Mines Contract Nr
J0255022, 1978.



Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 790016-0
från Statens råd för byggnadsforskning till Stiftelsen
Svensk Detonikforskning, Stockholm.

R85: 1981

ISBN 91-540-3501-5

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Art.nr: 6700385

Abonnemangsgrupp:
Ingår ej i abonnemang

Distribution:
Svensk Byggtjänst, Box 7853
103 99 Stockholm

Cirkapris: 25 kr exkl moms