

Erschütterungen als Ursache von Bauwerksschäden

Peter Steinhauser
Universität Wien

ZUSAMMENFASSUNG: Bauwerksschäden (Risse u. dgl.) können eine Reihe von verschiedenen Ursachen haben, zu denen auch Erschütterungen gehören. Bei der Vielzahl an potentiellen Rissursachen ist es im Einzelfall oft schwierig, die wahre Schadensquelle zu identifizieren, zumal die Rissbildung und -entwicklung in einem beschränkten Ausmaß charakteristisch für den Alterungsprozess jedes Bauwerks ist. Es zeigt sich, dass technische Erschütterungsquellen im Vergleich zu anderen Bauwerksbelastungen im allgemeinen eher geringe Bedeutung als Verursacher von Bauwerksschäden besitzen. Untersuchungen über Sprengerschütterungen zeigen, dass das Risiko einer Schadensverursachung bei Schwinggeschwindigkeiten unter 12 mm/s praktisch gleich Null ist. Dies wird an Hand von Fallbeispielen demonstriert. Dabei wird aber gezeigt, dass auch indirekte Erschütterungsschäden auftreten können, wenn etwa durch den Effekt der erschütterungsbedingten Bodenverflüssigung die Tragfähigkeit des Untergrunds nachhaltig vermindert wird.

1. EINLEITUNG

Bauwerksschäden wie etwa Risse können eine Reihe von verschiedenen Ursachen haben. Materialverhalten, Herstellungsbedingungen, Bauwerkslasten und Setzungen zählen zu den wichtigsten. Die Folge davon ist eine langsam fortschreitende Rissbildung, wie sie an jedem Bauwerk beobachtet werden kann, ihrer langsamen Entstehung wegen aber im allgemeinen nicht wahrgenommen wird.

Erschütterungen können ebenfalls Risse verursachen, wobei es aber insbesondere bei Baustellenerschütterungen oft zu konträren Ansichten über die Schadensursache zwischen den Anrainern, die Sorge um ihren Besitz haben, und den jeweils für die Erschütterungsauslösung Verantwortlichen kommt.

Ausgehend von den verschiedenen Rissursachen wird das Schadenspotential von Erschütterungen an Hand von drei Beispielen diskutiert.

2. BANDBREITE DER RISSURSACHEN

Risse werden durch Längenänderungen oder Winkelverdrehungen verursacht, die dem Baustoff durch innere oder äußere Kräfte aufgezwungen werden, sobald die dadurch hervorgerufenen Spannungen zusammen mit den statischen Spannungen und den Eigenspannungen den für den jeweiligen Bauteil gegebenen Grenzwert übersteigen.

Als von außen einwirkende Ursachen für Spannungsänderungen in einem Bauwerk kommen im besonderen in Betracht:

- Temperatur- und
- Feuchtigkeitsänderung
- lastabhängige Verformungen
- Setzungen des tragenden Untergrunds und Grundwasserspiegelschwankungen
- aufgezogene Bewegungen angrenzender Bauteile
- sowie Erschütterungen

Materialmäßig sind dabei die spezifischen Ausdehnungskoeffizienten bei Temperatur- bzw. Feuchteänderung maßgeblich. Beispielsweise ergeben sich unvermeidbare Temperaturänderungen durch die Witterung (Sonneneinstrahlung) und durch die Nutzung (Heizung). Die stärkste Sonneneinstrahlung erhalten südseitige Fassaden, wobei die Oberflächentemperatur um bis zu 8°C/Minute auf bis zu 70°C im Sommer zunehmen kann, während im Winter Außentemperaturen von -20°C durchaus möglich sind. Dabei bleiben die Innentemperaturen mit 15-20°C praktisch konstant. Herstellungsbedingt entstehen etwa Schwundrisse bei der Errichtung von längeren Bauteilen. Asymmetrisch angeordnete Baumassen können in darunter gelegenen Bauteilen ebenso wie auch Setzungsvorgänge Rissbildung verursachen.

Erschütterungen bewirken dynamische Spannungen, deren Größe eine Funktion der Erschütterung und der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Erschütterungswelle bildet. Letztere hängt im allgemeinen nur vom Wellentypus (Druck-, Scher-, Oberflächenwelle etc.) und den elastischen Materialeigenschaften ab. In plattenförmigen Bauwerksteilen (Wände, Decken etc.) treten vor allem BiegeWellen auf, deren Ausbreitungsgeschwindigkeit davon abweichend von der Biegesteifigkeit und der Schwingungsfrequenz abhängt; sie ist immer deutlich kleiner als die von Raumwellen im gleichen Material.

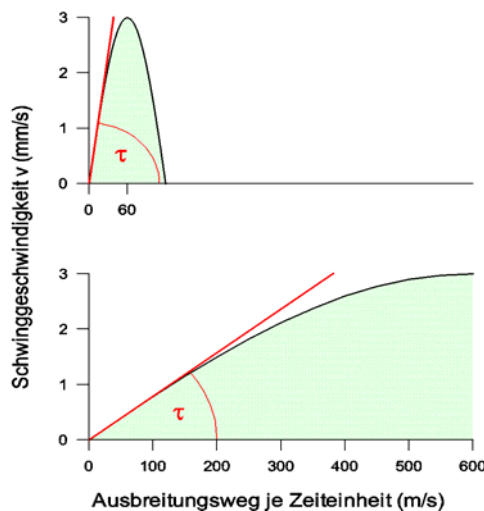


Abbildung 1: *Unterschiedliche Scherwirkung einer Erschütterung mit dem gleichen Schwinggeschwindigkeitsmaximum in Abhängigkeit von der Ausbreitungsgeschwindigkeit*
 oben: *geringe Ausbreitungsgeschwindigkeit – kurzer Ausbreitungsweg – große Scherbeanspruchung*
 unten: *hohe Ausbreitungsgeschwindigkeit – langer Ausbreitungsweg – geringe Scherbeanspruchung*

In welchem Ausmaß Erschütterungen dabei dynamische Spannungen hervorrufen, veranschaulicht Abbildung 1 am Beispiel der Scherspannungen, deren Größe durch den Scherwinkel τ charakterisiert wird. Je größer dabei die materialspezifische

Ausbreitungsgeschwindigkeit c der die Erschütterungen bewirkenden Scherwelle wird, desto kleiner wird der Scherwinkel und damit die dynamische Scherspannung bei gleicher Schwinggeschwindigkeit der Erschütterungen.

Zusätzlich ist zu berücksichtigen, dass sowohl Bauwerke und Gebäudeteile als auch der Untergrund als elastische Körper Eigenfrequenzen besitzen. Diese hängen von den Materialeigenschaften, den Dimensionen (Bauwerksabmessungen, Schichtmächtigkeiten im Untergrund etc.) und der Form ab. Bei einer Anregung im Eigenfrequenzbereich von ausreichender Dauer kommt es dann zu einer Schwingungsanfachung und entsprechender Verstärkung (Resonanz) der Erschütterungen. Dabei tritt Erschütterungsverstärkung nur in einem Frequenzband auf, in dem das Verhältnis von Anregungs- zu Eigenfrequenz den Faktor $\sqrt{2}$ nicht übersteigt. Das Verstärkungsausmaß hingegen wird durch das Dämpfungsverhalten des schwingenden Körpers bestimmt.

Bei der Vielzahl an potentiellen Rissursachen ist es im Einzelfall oft schwierig, die wahre Schadensquelle zu identifizieren.

3. RISSDYNAMIK

Infolge der vorhin diskutierten Einflüsse gibt es kein Bauwerk, das frei von Rissen ist. Dieser Umstand wird in einem Dokument der ISO mit der Feststellung „Praktisch alle Gebäude jedweder Art befinden sich ab dem Zeitpunkt ihrer Errichtung im Stadium eines langsam fortschreitenden Zerfallsprozesses“ beschrieben.

Dies wird durch eine schwedische Untersuchung belegt, die die Rissbildung bei 10 neuerbauten Einfamilienhäusern systematisch über einen Zeitraum von 10 Jahren erfasst hat (Rundquist, 1994). Die untersuchten Häuser sind danach gewählt worden, dass sie soweit wie möglich keinen von außen einwirkenden, anthropogen verursachten Erschütterungsimmissionen (Verkehr, Industrie, Sprengungen) ausgesetzt waren. Wie aus Abbildung 2 ersichtlich ist, war bei breiter Streuung eine zuerst rasche, sich später verlangsamende Zunahme der Rissanzahl an den untersuchten Objekten zu beobachten. Demnach sind an einem Einfamilienhaus 10 Jahre nach der Erbauung etwa 80-140 Risse zu erwarten.

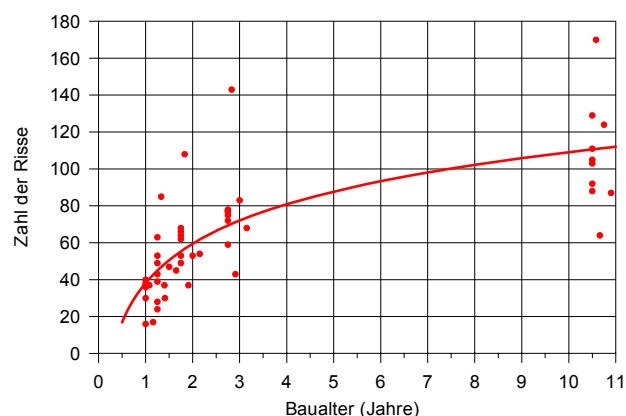


Abbildung 2: Rissanzahl bei Einfamilienhäusern in Abhängigkeit vom Baualter

Einmal ausgebildete Risse bleiben aber selbst für kürzere Zeiträume nicht unveränderlich, sondern „arbeiten“ infolge verschiedenartigster Einwirkungen. Bestehende Risse können sich sogar wieder soweit schließen, dass sie praktisch unsichtbar werden. Über längere Zeiträume gesehen bewirkt diese temperaturabhängige Rissdynamik einen

Jahresgang der Rissbreite (Abbildung 3), der bei einer Risskartierung zu beachten ist (Wahl des Zeitpunkts und Abstands von Kontrollkartierungen).

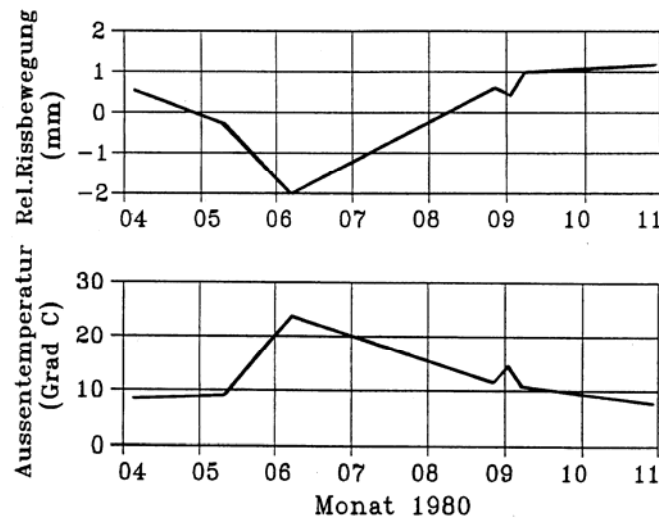


Abbildung 3: Jahresgang der Temperatur und Rissbreite

Diese langsame Rissentwicklung ist für ihre bewusste Wahrnehmung sehr ungünstig, da Risse erst dann auffallen, wenn infolge eines ungewöhnlichen Ereignisses, wozu beispielsweise Baustellenerschütterungen gehören, Nachschau gehalten wird. In der verständlichen Sorge um den Besitz werden dann die frisch entdeckten Risse kausal mit diesem Ereignis verknüpft.

4. RISSAUSLÖSUNG VERSUS RISSURSACHE

Wenn in einem Bauteil ein nahezu kritischer Spannungszustand entstanden ist, genügt eine geringe Zusatzbelastung (Temperatur, Erschütterung etc.), um einen neuen Riss vorzeitig auszulösen. Vorzeitig deshalb, weil er ohne Zusatzbelastung infolge des langsam fortschreitenden Alterungsprozesses zu einem späteren Zeitpunkt auf jeden Fall aufgetreten wäre. Das Schadensbild der eigentlichen Rissursache (beispielsweise Diagonalarisse infolge Setzung) bleibt dabei erhalten. Maßgeblich für die Ursachenzuordnung ist deshalb das Schadensbild. Für Erschütterungen charakteristisch sind je nach Schwingungsform etwa gekreuzte Diagonalarisse oder Zugrisse infolge des Spallingeffekts.

5. SCHADENSWIRKUNG VON ERSCHÜTTERUNGEN

Bauwerke sind immer Erschütterungsbelastungen durch Hausbenutzung, Sturmböen etc. ausgesetzt, die Schwinggeschwindigkeitsmaxima bis etwa $v_{\max} = 10 \text{ mm/s}$ erreichen – Schäden werden dabei nicht beobachtet.

Die stärksten Erschütterungsbelastungen für Bauwerke stammen von Erdbeben und sind somit natürlichen Ursprungs. Hervorzuheben ist dabei, dass Erdbebenfrequenzen oft im Eigenfrequenzbereich von Gebäuden liegen, auf jeden Fall aber im tieffrequenten Bereich.

Dennoch halten Bauwerke bei Erdbebeneinwirkung verhältnismäßig große Erschütterungen aus, ohne Schaden zu nehmen.

Die Schadensschwelle für leichte Bauwerksschäden von Grad 1 (Haarrisse u. dgl.) ist für verschiedene Bauwerks-Empfindlichkeitsklassen nach der European Macroseismic Scale 1992 (EMS92), die eine Weiterentwicklung der bekannten Mercalli-Sieberg Intensitäts-Skala darstellt, aus Tabelle 1 zu entnehmen. Die Schwinggeschwindigkeitsmaxima sind nach dem Verfahren von Mc Guire(1974) bestimmt worden und sind auf den Bereich der Schwingungseinleitung in ein Bauwerk, d.h. sein Fundament bezogen.

Tabelle 1: Erdbeben-Schadensschwelle für Bauwerksschäden, Grad 1 für verschiedene Bauwerks-Empfindlichkeitsklassen nach EMS92

Empfindlichkeitsklasse	typische Bauform	Bebenintensität I	Schwinggeschwindigkeits-Richtwert v_{max}
A	Adobe (luftgetrocknete Lehmziegel)	5°	25 mm/s
B	Stein, Ziegel und Betonstein mit nicht versteiften Decken (Tram etc.)	6°	47 mm/s
C	Ziegel mit versteiften Decken (Fertigteil mit Stahlbetonaufgabe, Stahlbetonplattendecken, etc.)	7°	87 mm/s

Bei einem Erdbeben sind immer eine größere Anzahl von Häusern derselben Bauwerksempfindlichkeitsklasse der gleichen Erschütterungsbeanspruchung ausgesetzt. Schäden treten dabei erfahrungsgemäß zuerst an jenen Objekten einer Empfindlichkeitsklasse auf, die in besonders schlechtem Bauzustand sind bzw. die besonders ungünstige bautechnische Eigenschaften besitzen.

Da Adobebauten in Österreich praktisch nicht vorkommen ergibt sich als Schadensschwelle für Haarrisse und andere leichte Bauwerksschäden in nicht tragenden Bauteilen die Bebenintensität 6° mit $v_{max} = 47$ mm/s für Häuser mit ungünstigen baudynamischen Eigenschaften (Empfindlichkeitsklasse B).

Im Vergleich zu diesen hohen Schadensschwellen besitzt der Mensch ein sehr gutes Wahrnehmungsvermögen und verspürt bereits Erschütterungen mit Schwinggeschwindigkeitsmittelwerten von größenordnungsmäßig 0,2 – 0,5 mm/s (dies entspricht etwa einer Bewertete Schwingstärke von $K_B = 0,1 - 0,25$) – ein Unterschied der zwangsläufig zu den einleitend genannten Konflikten mit Anrainern führen muss.

Wie dieses Schadenspotential im Vergleich zu anderen Belastungsformen zu bewerten ist, kann an Hand der thermischen Spannungen, die sich laufend aus Temperaturänderungen ergeben, gezeigt werden.

In Tabelle 2 sind die spezifischen Längenänderungskoeffizienten wiedergegeben, die in verschiedenen Baumaterialien durch eine Temperaturänderung um 1° C bzw. durch eine Erschütterungseinwirkung von 1 mm/s Schwinggeschwindigkeit hervorgerufen werden. Für Beton wird dabei neben der Druckwellenbeanspruchung c_p auch die Biegewellenbeanspruchung für eine Ausbreitungsgeschwindigkeit c_B , die für eine bestimmte Plattendicke gilt, angegeben. Die Belastungskoeffizienten durch Biegewellenerschütterungen sind somit deutlich größer als die der Druckwellen, sind aber immer noch signifikant kleiner als die durch die thermische Beanspruchung.

Tabelle 2: Mittlere spezifische Belastungskoeffizienten von verschiedenen Baustoffen in Prozent des Temperaturkoeffizienten für Ziegel

Material	Temperatur	Erschütterung
Kalkmörtel	220%	13%
Gipsputz	500%	8%
Ziegel	100%	7%
Stahlbeton – $c_p=3700$ m/s	240%	5%
Stahlbeton – $c_B=500$ m/s	240%	40%

Da beispielsweise während einer winterlichen Kälteperiode in einer Hausmauer Temperaturgradienten von $30 - 50^\circ$ C zwischen Innen- und Außenseite auftreten können, ergeben sich thermisch verursachte Spannungsbelastungen von beträchtlicher Größe und zeigen, dass die Höhe der Schwinggeschwindigkeitsmaxima, die für Erdbebenschäden die Schadensschwelle bilden (Tab. 1), durchaus plausibel ist.

6. FALLBEISPIELE

Welche Bedeutung technische Erschütterungsquellen und insbesondere Baustellenerschütterungen als Verursacher von Rissen besitzen, soll im folgenden an Hand von drei Fallbeispielen, die die Bandbreite der kausalen Zusammenhänge charakterisieren, gezeigt werden.

6.1 DECKENBELASTUNG DURCH STOLLENSPRENGUNGEN

Beim sicherheitstechnischen Ausbau eines alten Straßentunnels mussten Fluchtstiegen vom Fahrbahnniveau bis zur Zwischendecke des Frischluftkanals durch sehr hartes Gestein gesprengt werden. Zum Schutz der Zwischendecke und des Tunnels hatte der Bauherr den Erschütterungsrichtwert der ÖNORM S 9020 für Industriebauten von $v_{R,max} = 30$ mm/s als Grenzwert auf der Zwischendecke vorgegeben. Der ohnehin sehr kleine Ausbruchsquerschnitt des Schrägstollens von $8,1$ m² wurde deshalb in 3 Teilabschlägen gesprengt. Vom Sprengunternehmen wurden maximale resultierende Schwinggeschwindigkeiten von $v_{R,max} = 20$ mm/s mit dominant hochfrequenten, breitbandigen Frequenzspektren, wie im Nahbereich einer Sprengung typisch, prognostiziert. Bei Sprengungen in $2,5$ m Distanz traten jedoch auf der Tunnelzwischenendecke Erschütterungsspitzen von knapp $v_{R,max} = 300$ mm/s bei schmalbandigen, niederfrequenten Spektren mit $f_{max} = 12$ Hz (!) auf, wie Abbildung 4 zeigt. Die aus den Baudaten berechnete Eigenfrequenz der Zwischendecke von $f_0 = 13$ Hz wurde somit durch die Sprengungen resonanzartig angeregt. Obwohl sich diese Belastung der Zwischendecke bei praktisch allen Sprengungen wiederholte, sind keine Schäden verursacht worden.

Um zu klären, weshalb keine Schäden aufgetreten sind, wurden die dynamischen Spannungen ermittelt. Die Größe der Ausbreitungsgeschwindigkeit in der Zwischendecke wurde dazu hammerschlagseismisch mit $c = 1500$ m/s bestimmt. Erwartungsgemäß waren somit nicht Druckwellen, die in Beton höhere Ausbreitungsgeschwindigkeiten besitzen, sondern Biegewellen für die Schwingungsanregung maßgeblich. Die Größe der dynamischen Spannungsspitzen

ergibt sich hieraus mit $\sigma_{\text{dyn}} = 4,9 \text{ MN/m}^2$. Unter Berücksichtigung der vorhandenen statischen Spannungen liegt diese dynamische Belastung bautechnisch noch im zulässigen Bereich.

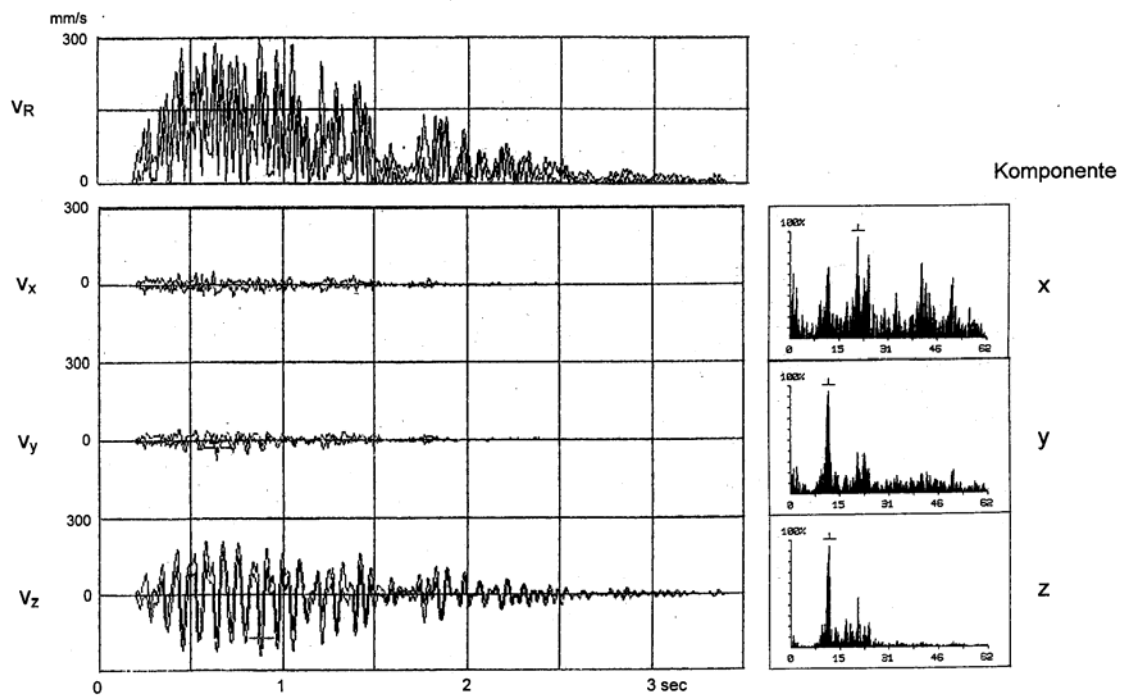


Abbildung 4: 3-Komponenten Seismogramm und Frequenzspektren auf der Zwischendecke (Steinhauser, 2005)

6.2 BAUGRUBENSPRENGUNG UND BAUWERKSBELASTUNG

Auf einem Hanggrundstück unterhalb eines östlich davon gelegenen Einfamilienhauses war die Baugrube für ein Wohnhaus auszuheben.

Das Einfamilienhaus war 35 Jahre vorher errichtet worden und nach 30 Jahren umfassend umgebaut und renoviert worden. Die Umbauten betrafen schwerpunktmäßig die Südseite des Hauses, wo mehrere Wände abgebrochen oder versetzt worden sind. Das Haus ist hinsichtlich seiner Belastbarkeit durch Erschütterung in die Gebäudeklasse III nach ÖNORM S 9020 einzuordnen. Die Fundamente ruhen auf festem Konglomerat, dessen Ausbreitungsgeschwindigkeit mit $c_p = 2200 \text{ m/s}$ bestimmt worden ist. Somit ergibt sich nach ÖNORM S 9020 ein zulässiger Erschütterungsrichtwert von $v_{R,\text{max}} = 12 \text{ mm/s}$

Die Aushubsohle der Baugrube sollte 8 m tiefer liegen als die Fundamente des Einfamilienhauses bei einem Seitabstand von etwa 8,5 m. Da Hydraulikhämmer für den Aushub des Konglomeratgesteins nicht ausreichten, musste auf Baugrubensprengungen umgestellt werden. Zuvor wurde die erforderliche Hauszustandsfeststellung durchgeführt, die bei dem Einfamilienwohnhaus einen Bestand von ca. 140 Rissen ergeben hat. Weil von Anfang an ein Konflikt Baustelle-Anrainer bestanden hat, wurden Erschütterungsmessungen bei allen Sprengungen durchgeführt. Trotzdem wurde zweimal die Einstellung des Aushubs verfügt und von Gericht ohne Beiziehung eines Sachverständigen 6 Wochen nach Beginn der Sprengarbeiten ein Grenzwert von $v_{R,\text{max}} = 2,5 \text{ mm/s}$ festgesetzt.

Die Ergebnisse der begleitenden Erschütterungsmessungen im Einfamilienwohnhaus lassen sich statistisch wie folgt zusammenfassen:

- 240 Sprengungen in 3 ½ Monaten
- stärkste Sprengerschütterung: $v_{R,max} = 4,2 \text{ mm/s}$
- mittleres Erschütterungsmaximum: $v_{R,max} = 1,8 \text{ mm/s}$

Der Richtwert von ÖNORM S 9020 wurde somit eingehalten u.zw. sogar jener für die Gebäudeklasse IV, in die denkmalgeschützte Objekte fallen, die nicht dem Stand der Technik entsprechen müssen. Die baodynamischen Spannungen sind mit $\sigma_{dyn} = 10\text{-}20 \text{ kN/m}^2$ unbedenklich.

Die Risskartierung nach Abschluss der Aushubarbeiten ergab aber, dass rund 100 Risse neu entstanden sind, die praktisch ausschließlich fein bis mittelbreit (nach ÖNORM S 9020) waren. Die neuen Risse waren auf die verschiedenen Hausteile unterschiedlich verteilt, wie Tabelle 3 zeigt.

Tabelle 3: Verteilung der Rissneubildungen auf die verschiedenen Hausteile

Hausteil	Rissneubildung
E	5%
N	10%
W	13%
S	72%

Demnach sind die Risse vorwiegend auf der Südseite des Hauses neu entstanden; die Baustelle lag aber westlich des Hauses.

Die Analyse des Schadensbildes, der Baudokumentation und der Sprengerschütterungsregistrierungen ergibt weiters:

- Die dynamische Spannungsermittlung zeigt, dass die Stärke der Sprengerschütterungen für die Rissverursachung nicht ausreichend ist.
- Wenn Erschütterungsschäden in größerer Zahl verursacht werden, ist eine große Schadensbandbreite charakteristisch: dies trifft hier nicht zu.
- Trotz der langen Andauer der Aushubarbeiten erfolgte die Sicherung der Baugrubenwand nur zeitlich verzögert.

Die Stabilität des tragenden Untergrundes beim Oberlieger wurde durch diese Verzögerung offensichtlich beeinträchtigt, was unabhängig von der Art des Aushubs ist – Erschütterungsschäden liegen somit nicht vor: die Rissbildung ist auf bodenmechanische Ursachen zurückzuführen, die primär in den durch die vorangegangenen Umbauten geschwächten Bereichen zu Schäden geführt haben.

6.3 INDIREKTE ERSCHÜTTERUNGSSCHÄDEN

Beim viergleisigen Ausbau einer zweigleisigen Bahnstrecke sind an einem alleinstehenden mehr als 150 Jahre alten Bauernhof Risschäden aufgetreten. Entsprechend den durchgeführten Aufschlussbohrungen befindet sich in etwa 7 m Tiefe die Oberkante des festen Tertiärs (Schlier), das von quartären Kiesen und Sand sowie einer bindigen Deckschicht überlagert ist. Die lockeren Sandlagen erreichen dabei eine Mächtigkeit bis zu 2 m. Der Grundwasserspiegel befindet sich in 1-2 m Tiefe. Wegen dieser Grundwasserverhältnisse ist der Bauernhof nicht unterkellert und dürfte überdies nur sehr flach fundiert sein. Der Erschütterungsempfindlichkeit nach ist das Haus der Gebäudeklasse III nach ÖNORM S 9020 zuzuordnen.

Bei den Bauarbeiten waren Erschütterungen durch Bagger und Vibrationswalzen unvermeidlich. Sehr starke Erschütterungen hat gemäß Anrainerangaben das Setzen der Fahrleitungsmaste hervorgerufen. Die Mastfundamente, die an ihrer Unterkante ein Kastenprofil mit ca. 50 cm Seitenlänge besitzen, sind mit 60-100 Schlägen je Minute durch einen 1500 kg schweren Rammbock bis in den Schlier hineingerammt worden. Der Rammvorgang ins feste Tertiär erklärt die starken Erschütterungen.

Während der Bauarbeiten sind Schäden (Rissverlängerungen und -neubildungen) an dem Hof entstanden, die abgegolten worden sind. Überraschenderweise setzte sich diese Rissbildung auch noch zwei Jahre nach dem Abschluss der Bauarbeiten weiter fort.

Da inzwischen der Bahnbetrieb auf den neuen, 16 m näher beim Bauernhof gelegenen Gleisen aufgenommen worden war, wurden die Immissionen des Schienenverkehrs gemessen. Diese erreichten Schwinggeschwindigkeitsmaxima von 0,3 mm/s an den Hausfundamenten und konnten deshalb als Schadensursache ausgeschieden werden.

Nun ist aus geotechnischer Sicht der Schlieruntergrund als schwer rammbaar einzustufen, weshalb entsprechend große Erschütterungen beim Mastrammen ausgelöst worden sind. Diese Erschütterungen können bei Sanden unterhalb des Grundwasserspiegels zu Tragfähigkeitsproblemen führen. Bei wassergesättigtem, locker gelagertem (kohäsionslosem) Sand wird bei zyklisch wiederholter dynamischer Beanspruchung unter der Wirkung der Vertikalspannung das Korngerüst sukzessive in eine dichtere Lagerung gebracht, weshalb sich das Volumen verkleinern möchte. Da aber das Porenwasser nicht entweichen kann, ergibt sich keine Volumsabnahme sondern eine Erhöhung des Porenwasserdrucks. Während der Porenwasserdruck stetig zunimmt, sinkt die Scherfestigkeit. Sobald der Porenwasserdruck den Überlagerungsdruck erreicht, ergibt sich Bodenverflüssigung und die Scherfestigkeit fällt auf null.

Die Andauer der erschütterungsbedingten Bodenverflüssigung ist für die Auswirkung des dadurch bedingten Tragfähigkeitsverlustes maßgeblich: eine nur kurzzeitige Verflüssigung wird Setzungsvorgänge und Labilisierungseffekte für auflagernde Objekte hervorrufen, während länger andauernde oder sehr starke Erschütterungen (wie bei einem Erdbeben) Kippung oder Kollaps von Bauwerken hervorrufen können.

Welche Stärke der Erschütterungseinwirkung zur Bodenverflüssigung erforderlich ist, hängt von der relativen Dichte des Sandes ab. Diese ist als das Verhältnis der tatsächlich vorhandenen Lagerungsdichte zu der Dichte desselben Sandes mit dem geringstmöglichen Porenvolumen definiert. Je geringer die relative Dichte ist, desto kleinere Schwingbeschleunigungswerte sind ausreichend, um Bodenverflüssigung hervorzurufen. Bei entsprechend geringer relativer Dichte sind demnach bereits Schwingbeschleunigungen von 1-2 m/s² zur Bodenverflüssigung ausreichend.

Qualitativ begünstigt die geringe Tiefenlage der Sandschichten durch den folglich geringen Überlagerungsdruck das Bodenverflüssigungspotential. Der Rammvorgang ist zyklisch abgelaufen, wobei die Rammschläge so rasch aufeinander folgten, dass für einen Druckausgleich durch Entwässerung der Sandschichten die Zeitintervalle zu kurz waren.

Die Entfernung vom Hof zum nächstgelegenen Mastfundament beträgt etwa 37 m. Hohe Erschütterungsmissionen sind daher wahrscheinlich. Hiefür sprechen die leichten Schäden, die während der Bauarbeiten aufgetreten sind. Mangels durchgeführter Erschütterungsmessungen können die dabei auftretenden Erschütterungsspitzen nur geschätzt werden, wobei sich maximale resultierende Schwinggeschwindigkeiten von 4-6 mm/s ableiten lassen.

Mit Hilfe der Frequenzspektren von Kleinsprengungen, die in einer knapp 4 km entfernten Bohrung mit gleichem Untergrundaufbau durchgeführt worden sind, können daraus die auftretenden Schwingbeschleunigungen abgeschätzt werden, da diese Sprengungen ebenso wie die Rammschläge Impulscharakter besitzen. Diese Abschätzung ergibt $a_{\max} = 1,0-3,0 \text{ m/s}^2$.

Gleichzeitig zeigen die Sieblinien von Proben aus der näheren Umgebung des Bauernhofs einen Verlauf, der praktisch vollständig in den verflüssigungsgefährdeten Kornverteilungsbereich fällt (Abbildung 5).

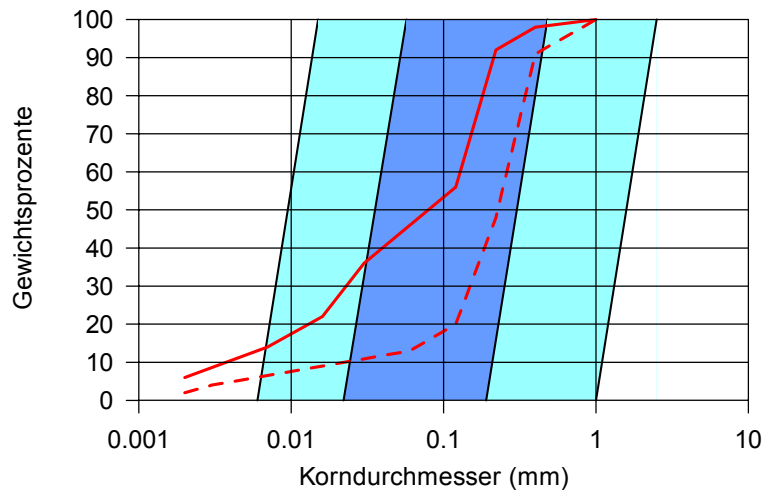


Abbildung 5: Verflüssigungsgefährdete Kornverteilungsbereiche nach KTA 2201.2 (türkis: Zone 1, blau: Zone 2) und charakteristische Sieblinien aus dem Bereich des Bauernhofs

Es ist davon auszugehen, dass mit hoher Wahrscheinlichkeit die Ramm-Arbeiten beim Mast-Setzen eine kurzzeitige Verflüssigung von Sandschichten im Bereich der Hausfundamente hervorgerufen haben. Durch diese Erschütterungen dürften Setzungs Vorgänge ausgelöst worden sind, die erst im Lauf der Zeit und somit lange nach Abschluss der verursachenden Bauarbeiten abklingen.

7. SCHLUSSFOLGERUNG

Wie die diskutierten Beispiele zeigen, besitzen technische Erschütterungsquellen im allgemeinen eher geringe Bedeutung als Verursacher von Bauwerksschäden. Dies bestätigen auch Untersuchungen über Sprengerschütterungen, wonach das Risiko einer Schadensverursachung durch Erschütterungen bei Schwinggeschwindigkeiten unter 12 mm/s praktisch gleich Null ist (Siskind, 2005).

Die Richtwertangaben sämtlicher mitteleuropäischer Erschütterungsnormen zum Bauwerksschutz sind in diesem Sinne als Unbedenklichkeitswerte zu verstehen. Die oft geübte Praxis, diese Richtwertangaben durch zusätzliche Sicherheitsabschläge weiter herabzusetzen, erhöht lediglich den Aufwand, ohne einen Sicherheitsgewinn zu bringen, und kann im Extremfall tendenziell sogar nachteilig wirken.

SCHRIFTENVERZEICHNIS

- Council of Europe, CEGS, 1993. European Macroseismic Scale 1992 (EMS 92), Vol.7, 79 pp..
- McGuire, R.K., 1974: Seismic structural response risk analysis, incorporating peak response regressions on earthquake magnitude and distance. MIT, Dept. Civ. Eng. Research Report 74 – 51.
- Rundquist, G., 1994. Natürlig sprickbilding in nya smahus. Report R7: 1988, SDRF, Stockholm, 13 pp..
- Siskind, D.E., 2005. Vibrations from Blasting. ISEE, Cleveland.
- Steinhauser, P., 2005. Sprengerschütterungen – Wirkung auf Menschen und Bauwerke. ÖIAZ 150, 13-19.

ANSCHRIFT DES VERFASSERS:

Univ.Prof.Dr.Peter Steinhauser
Zivilingenieur für Techn.Physik
Delugstraße 8, 1190 Wien, Österreich
e-mail: peter@steinhauser.eu