

ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

D G E B

Deutsche Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.dgeb.org

O G E

Österreichische Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.oge.or.at

S G E B

Schweizer Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.sgeb.ch

Inhalt**Kurzmitteilungen:**

Ad-Hoc Experts's Group Meeting
on earthquake safety in schools,
Paris 9.-11. Feb. 2004 S. 2

John P. Wolf, Nouveau Membre
Honoraire de la SGE B S. 2

Schweiz – Doch kein
Erdbeben-Verfassungsartikel S. 3

Aufsätze:

Schlüter F.-H., Cüppers H.:
Menscheninduzierte Schwingungen S. 4

Sadegh-Azar H., Hartmann H.-G:
Übertragung von Erschütterungen
durch den Erdboden sowie Prognose
der induzierten Gebäudeschwingungen S. 12

Wieland M.: Zur Erdbebensicherheit
bestehender Talsperren S. 18

EDITORIAL

Im 21. Jahr des Bestehens der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik haben wir gemeinsam mit unseren Schwestergesellschaften OGE und SGE B beschlossen, dass das Ihnen als „altes“ DGE B-, OGE- oder SGE B-Mitglied wohlbekannte und vertraute „gelbe“ D-A-CH-Mitteilungsblatt abgelöst wird durch die vorliegende, zweimal im Jahr erscheinende Beilage im „Bauingenieur“, die mit dem jeweiligen Heft an alle Mitglieder verschickt wird.

Wir nehmen dieses Wagnis auf uns, weil wir uns bei über 5000 Abonnenten (und wesentlich mehr Lesern) des „Bauingenieur“ dadurch eine stärkere Präsenz und bessere Wahrnehmung unserer Gesellschaften in der Fachöffentlichkeit erhoffen. Bestärkt hat uns bei dieser Entscheidung die Überzeugung, dass der Stellenwert der in unseren Gesellschaften behandelten Problemkreise angesichts neuer Normen (z.B. SIA 261, DIN 4149, EC 8) und wachsender Anforderungen an die Sicherheit und Gebrauchtauglichkeit von Bauwerken ständig zunimmt. Dass moderne Bauwerke, die sich in der Regel durch große Spannweiten und leichte Konstruktionen auszeichnen, besonders empfindlich auf dynamische Beanspruchungen reagieren, ist hinreichend bekannt; trotzdem kommt es immer wieder vor, dass wegen ungenügender Beachtung der baulastdynamischen Seite Mängel auftreten. Das entsprechende Problembewusstsein zu schärfen und sowohl bewährte als auch neu entwickelte Lösungsmöglichkeiten vorzustellen, gehört zu den zentralen Aufgaben unserer Gesellschaften, wobei wir Sie gern „mit ins Boot“ nehmen möchten. Sie sind herzlich eingeladen, als Mitglied unserer Gesellschaften gemeinsam mit uns an der Lösung solcher Aufgaben mitzuarbeiten und Ihr diesbezügliches Wissen als Studierender, in der Praxis tätiger Ingenieur oder als Lehrender einzubringen bzw. „aufzufrischen“. Gelegenheit dazu haben Sie nicht nur bei unseren regelmäßigen Tagungen und Workshops (so z.B. der für November 2005 vorgesehenen D-A-CH-Tagung gemeinsam mit der Windtechnologischen Gesellschaft), sondern auch durch die Informationen und Angebote auf unseren Internetseiten

<http://www.dgeb.org>

<http://www.oge.or.at>

<http://www.sgeb.ch>

Bitte informieren Sie sich anhand dieser Seiten näher über unsere Gesellschaften – wir würden uns sehr freuen, Sie bald als neues Mitglied begrüßen zu dürfen und hoffen sehr, dass die in dieser Beilage präsentierten Beiträge auf Ihr Interesse stoßen. Ihre diesbezüglichen Anregungen und Kommentare und ggf. auch Originalmanuskripte erbitten wir jeweils an die nationalen Gesellschaften unter

dgeb@lbb.rwth-aachen.de

rainer.flesch@arsenal.ac.at

erik.ruettener@converium.com.

Konstantin Meskouris

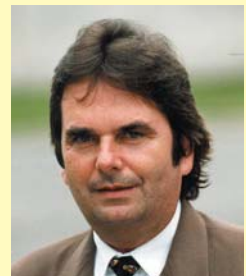
Rainer Flesch

Thomas Wenk

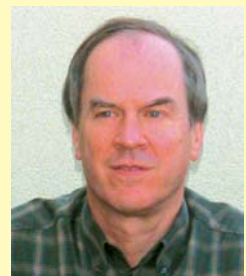
S 1



Konstantin Meskouris
(Vorsitzender DGE B)



Rainer Flesch
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGE B)

AD-HOC EXPERTS' GROUP MEETING ON EARTHQUAKE SAFETY IN SCHOOLS, PARIS, 9.-11. FEBRUAR 2004

Vom 9.-11. Februar 2004 veranstaltete das „Programme on Educational Buildings (PEB)“ der OECD zusammen mit der kalifornischen Non-Profit-Organisation GeoHazards International einen Workshop zum Thema „Erdbebensicherheit von Schulen“. Ca. 40 Wissenschaftler und Behördenvertreter aus Nord- und Lateinamerika, Asien und Europa sowie internationaler Behörden (UNESCO, OECD, UN/ISDR) nahmen teil. Deutschland war vertreten durch Prof. Wenzel, Uni Karlsruhe, und den Unterzeichner. Ausgangspunkt der Veranstaltung war die Tatsache, dass bei Erdbeben in der ganzen Welt Schulen häufig überdurchschnittlich stark betroffen sind. Ziel des Workshops war es, ein Maßnahmenbündel zu definieren, welches die Erdbebensicherheit von Schulen grundlegend verbessern soll, wobei der Anwendungsbereich derartiger Maßnahmen weit über Schulen hinausreicht und allgemein gültig für die Erdbebensicherheit von Gebäuden ist. Der Report über das Treffen ist fertiggestellt.

Er enthält folgende Elemente:

- Beschreibung der Defizite bezüglich Erbebensicherheit von Schulen und sonstigen Bildungseinrichtungen
- Diskussion der Methoden und Kriterien, um die aktuelle Sicherheit bzw. den erreichten Fortschritt zu höherer Sicherheit zu beurteilen
- Empfehlungen für Strategien zur Verbesserung der Situation auf internationaler Ebene
- Empfehlungen für OECD-Aktionen, um die Sicherheit von Schulen in ihren Mitgliedsländern zu erhöhen.

Der Bericht wird nunmehr in den Prozess für die Erarbeitung und den Erlass einer offiziellen OECD-Richtlinie – die, wenn von einem Mitgliedsland akzeptiert, dann bindenden Charakter hat – eingespeist. Eine Veröffentlichung der Richtlinie und damit der Workshop-Ergebnisse wird auf der Homepage der OECD (www.oecd.org) erfolgen.

A. Smolka

JOHN P. WOLF, NOUVEAU MEMBRE HONORAIRE DE LA SGEB

John Wolf a effectué ses études d'ingénieur civil à l'EPF de Zürich. Il y obtient son diplôme d'ingénieur civil en 1961, diplôme distingué par la médaille d'argent de l'EPF (il n'existe pas de médaille d'or à cette École!). Pour l'anecdote, on peut relever que sur les 21 notes de pré-diplômes et diplôme, la plus mauvaise fut un 5 (1 fois, en mathématiques appliquées), les autres étant des 5.5 (8 fois) et des 6 (12 fois). Cette performance exceptionnelle reflétait sans doute déjà les qualités d'engagement et de perfection qui allaient caractériser ses travaux futurs.

Après ses études de diplôme, il rejoint tout d'abord M. le Prof. Thürlimann à l'Institut de Statique et Construction de l'EPF de Zürich. Fidèle à sa devise „aim high“, il s'inscrit cependant rapidement à une autre des écoles techniques les plus prestigieuses de la planète, le Massachusetts Institute of Technology à Boston. Au bénéfice d'une bourse Othmar Amman, du nom du constructeur de ponts mondialement connu, il y prépare une thèse de maîtrise intitulée « Automatic solution of Pucher's Equation » et travaille en tant qu'assistant de recherche auprès de M. le Prof. Connor.

De retour en Suisse après 2 ans, il devient responsable de la section de statique chez Digital AG à Zürich en 1965, développant un des premiers logiciels de calcul statique par éléments finis, nommé STRIP. En parallèle, il rédige sa thèse de doctorat intitulée « Generalized Stress Models for Finite-Element Analysis », obtenant le titre de Docteur en sciences techniques de l'EPF de Zurich en 1974.

Une période excitante débute en 1973 pour John Wolf. Cette année-là, il rejoint Electrowatt Ingénieurs Conseils à Zürich en tant que responsable de la section de dynamique des

structures et de développement. Le terme „développement“ n'est pas un mot vide de substance ni pour Electrowatt ni pour John Wolf. Les projets requérant des solutions analytiques innovatrices ne manquent pas. Rapidement, le groupe s'impose comme spécialiste en analyse des tours de refroidissement. Notre collègue Kurt Bucher gère ces projets.

De manière générale, les activités liées à la construction de centrales nucléaires en Suisse et à l'étranger représentent un point central de l'activité du groupe dirigé par John Wolf. Je citerai ici 2 projets particuliers. Le premier est celui de la centrale nucléaire de Koeberg, en Afrique du Sud. De conception française standardisée, la centrale ne satisfait pas aux exigences de sécurité sismique. Il est alors décidé de construire la centrale sur un radier supérieur, séparé du radier inférieur par un système d'isolation. Celui-ci consiste en des plots en béton surmontés d'éléments en néoprène, eux-mêmes surmontés de plaques de glissement métalliques. Les dimensions du radier et le fonctionnement du système nécessitent l'analyse de l'interaction sol-structure dynamique nonlinéaire. Un challenge maîtrisé à la perfectionnement par John Wolf, avec l'aide de plusieurs collaborateurs dont je faisais partie.

Mais ce ne fut pas là le premier projet à caractère scientifique traité par John Wolf dans le domaine de l'interaction sol-structure. Ce fut celui de la centrale nucléaire d'Angra, au Brésil. Le radier circulaire supportant le bâtiment du réacteur est supporté par près de 300 pieux. Comment vérifier le comportement de cette centrale en cas de séisme? John Wolf relève le défi et apporte les réponses. Cette analyse retient l'attention du monde scientifique. Pour la petite histo-

re, on relèvera que ces travaux retiennent également l'attention d'une jeune ingénieure brésilienne, Magda, qui deviendra son épouse.

Ces 2 projets établissent la réputation de John Wolf dans le domaine de l'interaction sol-structure dynamique non seulement dans le monde de l'ingénierie mais aussi dans le monde académique.

Clairement, sa carrière amorçe alors un virage, s'approchant des milieux universitaires. En parallèle à ses activités à Electrowatt, John Wolf est tout d'abord chargé de cours à l'EPF Zürich, où il accompagne également plusieurs doctorants. En 1988, il décide de quitter la côte dorée zurichoise pour le La Côte doré des bords du Léman: il rejoint le Laboratoire de constructions hydrauliques de l'EPFL, acceptant l'offre qui lui est faite d'y poursuivre sa carrière de cher-

cheur. Il y assure un rayonnement international sans pareil. Je ne mentionnerai ici que la publication de plus de 200 articles dans des journaux référés et 6 livres édités, le dernier étant paru le mois dernier.

Cette activité et cette renommée internationale ont leurs contraintes, en particulier celles de tenir des conférences scientifiques dans le monde entier. John Wolf s'y prête avec complaisance. Il met également ses compétences à la disposition de la communauté suisse des ingénieurs en génie parasismique et en dynamique des structures. Dès 1982, il dirige en effet la Commission pour le génie parasismique du Groupe spécialisé des Ponts et Charpentes de la SIA. Il en assure la présidence jusqu'en 1990, année où elle obtient son statut actuel de société spécialisée de la SIA, portant le nom de SGEB.

Assemblée générale SGEB 2004
Georges R. Darbre

SCHWEIZ – DOCH KEIN ERDBEBEN-VERFASSUNGSARTIKEL !

Die Idee eines Verfassungsartikels über den Schutz vor Naturgefahren und Erdbeben ist vom Tisch. Am 18. November 2003 hat die Umweltkommission des Nationalrates die von ihr selbst ausgearbeitete Parlamentarische Initiative verworfen. Im November 2001 hat die Kommission für Umwelt, Raumplanung und Energie (UREK) des Nationalrates beschlossen, eine verfassungsmässige Basis für ein Aktivwerden des Bundes zu schaffen, damit zukünftig mindestens öffentliche Gebäude wie Spitäler, Bahnhöfe, Schulen oder Parlaments- und Regierungsgebäude nach den gleichen Grundsätzen erdbebengerecht gebaut werden. Im Gegensatz zu anderen Naturgefahren, wie Lawinen oder Hochwasser, räumt die Bundesverfassung dem Bund nämlich keine Kompetenz ein, bezüglich Erdbebenschutz aktiv zu werden. Das Baurecht ist nach geltendem Verfassungsrecht Sache der Kantone. Um die Erdbebensicherheit der Bauwerke gesamtschweizerisch zu erhöhen, hätte daher die Verfassung revidiert bzw. ergänzt werden müssen. Anstelle einer sektoriellen Zuständigkeitsnorm („Der Bund kann Vorschriften über den Schutz vor Erdbeben erlassen.“) sollte die neue Verfassungsbestimmung etwas weiter gefasst werden, damit der Bund seine Ordnungs- und Koordinationsaufgaben im gesamten Bereich der Naturgefahren vergleichbar wahrnehmen können. Gestützt auf die neue Verfassungsbestimmung hätte ein Bundesgesetz über die Erdbebenvorsorge erarbeitet werden sollen, das als Rahmengesetz, ähnlich wie das Wasserbaugesetz, dem Bund eine strategische und ordnende Aufgabe übertragen hätte, während der operative Schutz vor Erdbeben (nähere Ausgestaltung des Bau- und Planungsrechts) Aufgabe der Kantone geblieben wäre. Nach der im Jahre 2002 durchgeführten Vernehmlassung, in der die Vorlage weitgehend positiv aufgenommen wurde,

hat eine knappe Mehrheit der Kommission die Vorlage überraschend abgelehnt und die Initiative zurückgezogen. Befürchtet wurde vor allem eine Ausweitung der Staatstätigkeiten mit unabsehbaren Kostenfolgen, vor allem für Liegenschaftsbesitzer.

Der Schutz vor Erdbeben liegt damit nach wie vor in der Verantwortung der Kantone. Seit dem 1. Januar 2003 ersetzt die neue Norm SIA 261 „Einwirkungen auf Tragwerke“ (mit Inkraftsetzung auf den 1. Juli 2004) die bisherige Norm SIA 160. Die Kantone wurden aufgefordert, durch entsprechende Ausgestaltung ihres Baurechtes dafür zu sorgen, dass die Ziele dieser Norm erreicht werden. Der Bund hat allerdings keine Kompetenzen, dies verbindlich vorzuschreiben und den Vollzug zu kontrollieren.

Der Bund ist allerdings nicht ganz untätig geblieben. Er hat im Bundesamt für Wasser und Geologie eine Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge geschaffen, die den Fachstellen der Kantone für beratende und unterstützende Aufgaben zur Verfügung steht und die Erdbebensicherheit der Bauten im Einflussbereich des Bundes (bundeseigene Gebäude oder von Bundesstellen bewilligte oder subventionierte Anlagen) verbessern soll. Die Koordinationsstelle hat im Jahre 2002 Richtlinien über den erdbebengerechten Entwurf von Hochbauten und im Jahre 2003 zur Erdbebenprüfung bestehender Gebäude herausgegeben. Im Juni 2004 soll eine Richtlinie zur Erstellung der seismischen Mikrozonierungskarten in der Schweiz herausgegeben werden.

Olivier Lateltin,
BWG, Leiter der Koordinationsstelle
des Bundes für Erdbebenvorsorge, Biel
<http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/index.htm>

Menscheninduzierte Schwingungen

– Erfahrungen aus der Praxis –

Dr.-Ing. Franz-Hermann Schlüter, Dipl.-Ing. Hans Cüppers, Prof. Eibl + Partner GbR,
Ingenieure im Bauwesen, Karlsruhe www.iibw.de

S 4

1 Einführung

Neue Bauweisen und die Verwendung hochfester Werkstoffe führen zu immer schlankeren und leichteren Tragkonstruktionen. Dies führt immer häufiger zu Schwingungsproblemen, die auf das Gehen oder Laufen von Menschen oder auf rhythmische Aktivitäten wie Hüpfen, Tanzen, Mitwippen, Fußstampfen oder andere sportliche Übungen zurückzuführen sind. Derartige „menscheninduzierte Schwingungen“ können sowohl zu Problemen der Gebrauchsfähigkeit als auch zu einer Einschränkung der Standsicherheit oder der Dauerhaftigkeit von Baustrukturen führen. Auch können die auftretenden Schwingungen schon bei relativ geringen Schwingungsamplituden – insbesondere von an den Aktivitäten unbeteiligten Personen – als unangenehm, störend, belästigend oder unakzeptabel empfunden werden. Im Extremfall können solche Schwingungen zu unvorhersehbaren panikartigen Reaktionen der betroffenen Personen führen.

Da bei der Auslegung von Bauwerken für menscheninduzierte Schwingungen ingenieurmäßige Festlegungen und Annahmen zu treffen sind, die sowohl über die statische Betrachtung als auch über das von sonstigen Schwingungsuntersuchungen gewohnte Maß hinausgehen, soll im folgenden über spezifische Besonderheiten und Erfahrungen mit dieser Problematik berichtet werden, die die Verfasser bei der Untersuchung menscheninduzierter Schwingungen in der Praxis gewinnen konnten. Auf die vielfachen Berechnungsmethoden der Baudynamik soll hier nicht im Detail eingegangen werden. Hierzu wird auf die Fachliteratur verwiesen.

2 Prinzipielles Vorgehen und Rechenannahmen

Zur Beurteilung des Schwingungsverhaltens von Bauwerken und Bauteilen sind zunächst die Eigenfrequenzen den möglichen Erregerfrequenzen oder Vielfachen davon gegenüberzustellen. Kann aufgrund eines zu geringen Frequenzabstandes eine Anregung von Resonanzschwingungen nicht ausgeschlossen werden, sind detaillierte Schwingungsberechnungen durchzuführen, wobei die möglichen Erregerfrequenzen konservativ auf die Eigenfrequenzen des Tragwerks abzustimmen sind. Die sich daraus ergebenden extremalen Schwingungsantworten im Resonanzbereich hängen wesentlich von der im System vorhandenen Dämpfung sowie dem Verhältnis der maximalen Anregungskraft zur Gewichtskraft der beteiligten Massen ab und sind schließlich mit zulässigen Werten zu vergleichen.

Für die praktische Anwendung lassen sich schwingungsfähige Systeme oftmals auf einfache Grundsysteme zurückführen, deren dynamisches Verhalten mit bekannten Näherungsformeln (vgl. [1],[2],[3]) ermittelt werden können.

Hierfür müssen die effektiven Steifigkeiten und Massen sowie die wirksame Dämpfung bekannt sein. Die anzusetzende Steifigkeit kann in der Regel mit den üblichen ingenieurmäßigen Verfahren recht gut bestimmt werden. Bei Bauteilen aus Stahlbeton wäre z.B. in diesem Zusammenhang zu überprüfen, ob diese unter der angenommenen Belastung noch im Zustand I (ungerissener Querschnitt) verbleiben oder ob der Zustand II berücksichtigt werden muss. Die Abschätzung der effektiven Massen gestaltet sich bereits etwas schwieriger. Hier sind die tatsächlich vorhandenen ständigen Lasten zugrunde zu legen. Für Geschossdecken wären z.B. außer ihrem Eigengewicht auch noch der Bodenaufbau, abgehängte Installationsleitungen oder Unterdecken und Brandschutzbekleidungen zu berücksichtigen. Insbesondere bei relativ leichten Tragsystemen mit einem großen Verkehrslastanteil sind darüber hinaus noch Zusatzmassen zur Berücksichtigung der wahrscheinlich vorhandenen Verkehrslasten anzusetzen, da diese zu einem deutlichen Absinken der Eigenfrequenzen führen können. Der Ansatz der „Volllast“ aus der statischen Berechnung führt meist zu unrealistisch niedrigen Eigenfrequenzen. Die wirksame Masse kann schließlich mit Hilfe von „Massenfaktoren“ für verschiedene statische Tragsysteme abgeschätzt werden (vgl. [2],[3]).

Aufgrund ihrer Bedeutung und ihres großen Schwankungsbereiches gehört die zutreffende Abschätzung der Dämpfung zu den mitentscheidenden Aufgaben bei einer Schwingungsberechnung. Dämpfungswerte sind vom Tragsystem, von der Bauweise, von der Nichtlinearität des Werkstoffverhaltens, von Verschiebungen oder Schlupf in Verbindungen und auch von der absoluten Größe der Beanspruchung bzw. der Schwingungsamplituden abhängig. Besonders geringe Dämpfungswerte sind etwa bei geschweißten Stahlkonstruktionen zu erwarten. Sehr niedrige Dämpfungswerte ergeben sich auch bei Fußgängerbauwerken, weshalb dort sogar die Ausbildung des Geländers nennenswerten Einfluss auf die Dämpfung haben kann. In Gebäuden können sekundäre Bauteile wie nichttragende Zwischenwände, abgehängte Decken und Installationsleitungen, aufgeständerte Fußböden oder Bodenbeläge zu einer höheren Dämpfung führen.

Gesicherte Dämpfungswerte lassen sich eigentlich nur durch Messungen am ausgeführten Bauwerk ermitteln. Um Schwingungsuntersuchungen in der Entwurfsphase von Bauwerken durchführen zu können, müssen jedoch Zahlenwerte für die zu erwartende Dämpfung des Systems angenommen werden. Materialdämpfung, Systemdämpfung und Abstrahlungsdämpfung werden zu einem integralen Dämpfungsmaß zusammengefasst. Nach eigenen Erfahrungen aus Berechnungen und Messungen können für baupraktische Untersuchungen im Zusammenhang mit der hier diskutierten Problematik Dämpfungsmaße (Lehr'sches Dämpfungsmaß) von $D=0.5\%$ bis $D=2.0\%$ der kritischen Dämpfung

fung angenommen werden. Die Abschätzung sollte aber unter Beachtung der Streubreite der oben genannten Einflüsse eher konservativ erfolgen.

Vorsicht ist bei der Entnahme von Dämpfungswerten aus der Literatur geboten, da oftmals nicht angegeben wird, für welchen Beanspruchungsbereich die Dämpfungen gelten. So dürfen bei der Untersuchung menscheninduzierter Schwingungen keinesfalls die hohen Dämpfungswerte, die bei Erdbebenbeanspruchungen angesetzt werden, unterstellt werden. Für die Praxis brauchbare Anhaltswerte für baustoffbezogene Dämpfungsmaße D bei Beanspruchungen im elastischen Bereich sind in Tabelle 1 wiedergegeben (vgl. auch [1]-[3]).

Dabei kann von einem Eigengewicht von $G = 0.80$ kN pro Person als Durchschnittswert angesetzt werden. In der Gl. 3.1 kann von Anteilsfaktoren $\alpha_1 = 0.40$ für die 1. Harmonische und $\alpha_2 = \alpha_3 = 0.10$ für die 2. und 3. Harmonische sowie Phasenwinkeln von $\varphi_2 = \varphi_3 = \pi/2$ ausgegangen werden.

„Hüpfen am Ort“ mit gleichzeitigem Auftreten beider Füße stellt bei den vielfältigen Arten rhythmischer Bewegungen bei Sport-, Fitness-, Musik- und Tanzveranstaltungen sowie bei mutwilliger Anregung hinsichtlich der dynamischen Wirkung für die Auslegung von Bauteilen den ungünstigsten Lastfall dar. Hüpfen erfolgt mit einer Anregungsfrequenz von 1.5 bis 3.5 Hz, wobei der letztere Wert als physiologische Obergrenze angesehen werden kann. Bei rhythmischen Aktivitäten über einen längeren Zeitraum oder im Falle einer

Tabelle 1: Anhaltswerte für Dämpfungen

Bauart	Lehr'sche Dämpfung D	Log. Dekrement δ
Stahlbetontragwerke	0.010 – 0.020	0.063 – 0.126
Spannbetontragwerke	0.008	0.05
Stahlkonstruktionen geschweißt	0.005	0.031
Stahlkonstruktionen geschraubt	0.010	0.063
Verbundkonstruktionen	0.015	0.094
Holzkonstruktionen	0.015 – 0.030	0.094 – 0.189

3 Lastannahmen für „Gehen“ und „Hüpfen“

Aus der Vielzahl der möglichen rhythmischen Aktivitäten von Menschen, die zu einer Schwingungsanregung von Tragwerken führen können, sind vor allem Gehen, Laufen und Hüpfen zu betrachten. Bei bestimmungsgemäßem Gebrauch eines Tragwerks ist zumeist das Gehen – unter Umständen aber auch das Laufen oder Hüpfen – von Personen als möglicher Anregungsmechanismus zu untersuchen. In Sport- und Versammlungsstätten können synchronisierte rhythmische Bewegungen wie Wippen und Hüpfen zahlreicher Personen zu beachtlichen Resonanzschwingungen führen. Mutwilliges Anregen kann durch Schaukeln, Stampfen, Wippen oder Hüpfen erfolgen. Die Übergänge zwischen den obigen Belastungsarten sind fließend. Eine grobe Unterscheidung kann danach erfolgen, ob ständig Bodenkontakt vorhanden ist (Gehen) oder dieser zeitweilig unterbrochen wird (Laufen und Hüpfen). Eine rhythmische Anregung durch Menschen kann im Frequenzbereich von 1.5 bis 3.5 Hz und Vielfachen hiervon erfolgen.

„Normales Gehen“ erfolgt mit einer Schrittfrequenz f_s von 1.7 bis 2.3 Hz. Für eine Einzelperson lässt sich für numerische Untersuchungen die nachfolgende harmonische Lastfunktion (Gl. 3.1) verwenden (vgl. [2]):

$$P(t) = G \left(1 + \sum_{n=1}^k \alpha_n \sin(2\pi n f_s \cdot t + \varphi_n) \right) \quad n = 1, 2, 3; \quad f_s = 1.7 \text{ bis } 2.3 \text{ Hz} \quad (3.1)$$

größerer Menschengruppe dürften allerdings kaum höhere Hüpfrequenzen als 3.0 Hz möglich sein. In [5] werden daher Hüpfrequenzen von 1.5 bis 3.0 Hz vorgeschlagen.

Aufgrund der praktischen Bedeutung dieser Anregung soll im Folgenden hierfür die entsprechenden transiente Belastungsfunktion sowie ein aus einem Antwortspektrum ermittelter quasi-statischer Lastansatz wiedergegeben werden.

In der Literatur sind Ansätze zur Beschreibung des Belastung infolge Hüpfen wiedergegeben. Hier ist insbesondere Bachmann [2] zu nennen, der sich eingehend mit dieser Problematik befasst hat. Auch die Verfasser haben hierzu bereits vor einigen Jahren eigene experimentelle Untersuchungen am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe durchgeführt. Systematisch wurde die von hüpfenden Personen auf eine leichte Holzplattform ausgeübte Belastung bei verschiedenen Hüpfrequenzen messtechnisch erfasst und ausgewertet. Auch wurde das synchrone Hüpfen mehrerer Personen betrachtet. Selbst bei Gruppen bis 10 Personen ist bei genauer Vorgabe des Taktes, z.B. durch Rockmusik, ein weitgehend synchrones Hüpfen ohne nennenswerte Reduzierung der effektiven Last zu beobachten.

Für die mathematische Beschreibung des Zeitverlaufs der dynamischen Last infolge „Hüpfen“ kann hinreichend ge-

nau eine idealisierte Lastfunktion in Form eines Halbsinusmodells verwendet werden, die vom Verhältnis der Kontaktzeit t_p zur Hüpfperiode T_0 abhängt (vgl. auch [2]):

$$P(t) = P_0 \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \frac{T_0}{t_p} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{t_p} \cdot t\right) \quad \text{für } t \leq t_p \quad (3.2)$$

$$= 0 \quad \text{für } t_p < t < T_0$$

S 6

mit

$$P_0 = G \cdot n \cdot k_s \quad (3.5)$$

G Eigengewicht einer durchschnittlichen Person, z.B. 0.80 kN

n Anzahl der ein Bauteil belastenden Personen
z.B. 0.5 Personen pro m bzw. m²

k_s Faktor zur Berücksichtigung der Synchronität bei vielen hüpfenden Personen,
z.B.

$k_s = 1,0$ für $n < 10$ und $k_s = 0,8$ für $n \geq 10$

T_0 Hüpfperiode, Kehrwert der Frequenz $f_s = 1.5$ bis 3.5 Hz

t_p Kontaktzeit, $t_p = 0.15$ s bei einer einzelnen Person und $t_p = 0.20$ s bei einer Menschengruppe (> 5 Personen)

Der Zeitverlauf entsprechend Gl. 3.2 ist beispielsweise für zwei verschiedene Hüpffrequenzen in Bild 1 wiedergegeben. Als ruhende Last ist in beiden Fällen $P_0 = 1$ kN angenommen. Aus der Bedingung der Gleichheit der potentiellen Energie folgt die Forderung, dass das Integral der dynamischen Belastungsfunktion über die Periodendauer T_0 dem Integral der statischen Last gleich sein muss. Hieraus ergibt sich für den Maximalwert der Last die Beziehung:

$$\max P = P_0 \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \frac{T_0}{t_p} \quad (3.4)$$

Bei einer Hüpffrequenz von $f_s = 1.8$ Hz beträgt $\max P/P_0 = 4.56$, bei $f_s = 3.0$ Hz $\max P/P_0 = 2.62$.

Unter Ansatz der Belastungsfunktion nach Gl. (3.2) können die Systemantworten der beaufschlagten Strukturen mittels einer dynamischen Analyse ermittelt werden. Wie bereits angemerkt, muss die Anregungsfrequenz auf die Eigenfrequenzen des Systems abgestimmt werden. Den häufigsten Anwendungsfall stellt ein Einmassenschwinger als ein-

fachstes schwingendes System dar. Balken und Platten lassen sich recht einfach in solche Systeme überführen. Sie sind charakterisiert durch die Eigenfrequenz, die eindeutig vom Verhältnis der Steifigkeit zur Masse bestimmt wird. So liegt es nahe, nicht jedes Mal für ein konkretes Einmassensystem eine erzwungene Schwingung zu berechnen, sondern – ähnlich wie bei der Auslegung für Erdbeben geläufig – Antwortspektren zu bilden. Für eine bestimmte Belastungsfunktion mit der Hüpfperiode f_s werden eine Vielzahl von Einmassensystemen im Frequenzbereich von 0.1 bis 20 Hz berechnet, die maximalen Systemantworten registriert und über die jeweilige Eigenfrequenz aufgetragen. Anschließend wird die Anregungsfrequenz im interessierenden Bereich variiert und erneut eine Vielzahl von Einmassensystemen berechnet. Aus den vielen Antwortspektren wird schließlich ein einhüllendes Antwortspektrum gebildet, das die maximalen Systemantworten unter der ganzen Bandbreite der möglichen Anregungen darstellt.

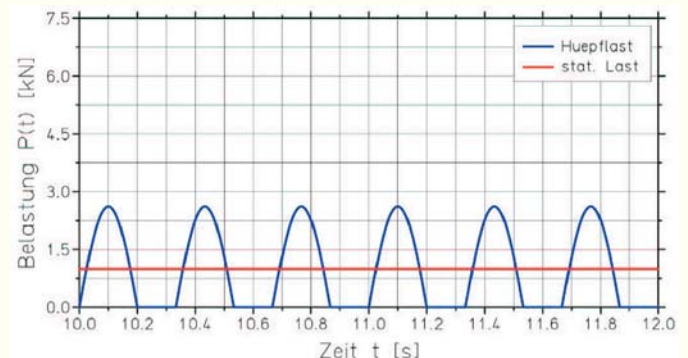
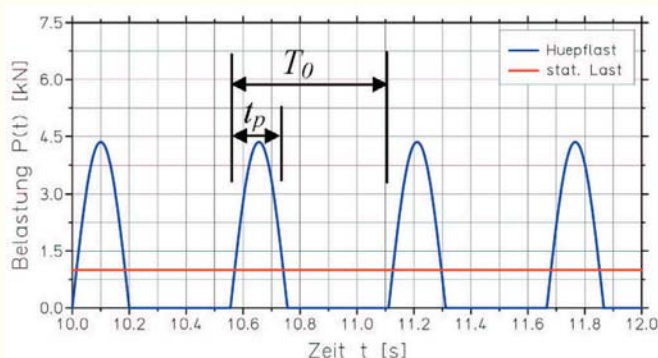
Das Bild 2 gibt das Antwortspektrum der Federkraft des Einmassensystems bei verschiedenen Dämpfungen wieder. Diese ist gleichbedeutend mit der effektiven Ersatzlast, die im statischen Fall die gleiche Systemantwort hervorruft wie die dynamische Last. Man erkennt, dass bei kleinen Dämpfungsmaßen von $D=0.5\%$ eine sehr starke Resonanzhöhung im Bereich von 2 bis 4 Hz stattfindet. Gegenüber der ruhenden Last von $P_0 = 1$ N treten hier Lasten von über 120 N auf. Selbst bei einer Dämpfung von $D=2\%$ beträgt der Überhöhungsfaktor noch über 40. Deutlich ist an dem Diagramm festzustellen, dass ab Systemfrequenzen von 6.5 bis 7 Hz keine nennenswerte Überhöhungen mehr zu verzeichnen sind. Die effektiven Lasten werden hier durch die üblichen Verkehrslasten abgedeckt.

Ergänzend zu dem Spektrum der effektiven statischen Ersatzlast in Bild 2 sind in Bild 3 die Antwortspektren der Beschleunigung und Geschwindigkeit für eine Masse von $M=1$ kg wiedergegeben. Die tatsächlichen Beschleunigungen und Geschwindigkeiten sind umgekehrt proportional zu der effektiven Masse des betrachteten Systems.

Eine praktische Untersuchung und Bemessung für den Lastfall Hüpfen bei Sport- und Versammlungsstätten kann für ein System, das sich in einen Einmassenschwinger überführen lässt, mit den oben angegebenen Antwortspektren wie folgt durchgeführt werden:

- 1) Klären der Aufgabenstellung: Erfolgt die Anregung planmäßig, zufällig oder mutwillig? Wie viele Personen sind an der Anregung beteiligt? Wie groß ist die Personendichte bzw. Massenbelegung pro m² (z.B. 0.5 Personen zu 80 kg pro m²)? Inwieweit ist ein synchrones Verhalten der Personen möglich (z.B. Sport mit Musik, Fans bei Rockkonzerten usw.)?

Bild 1: Belastungsfunktion Hüpfen mit $t_p = 0.2$ s bei einer Hüpfperiode $T_0 = 0.555$ s bzw. $f_s = 3.0$ Hz ($T_0 = 0.333$ s) für eine Einheitslast $P_0 = 1$ kN.



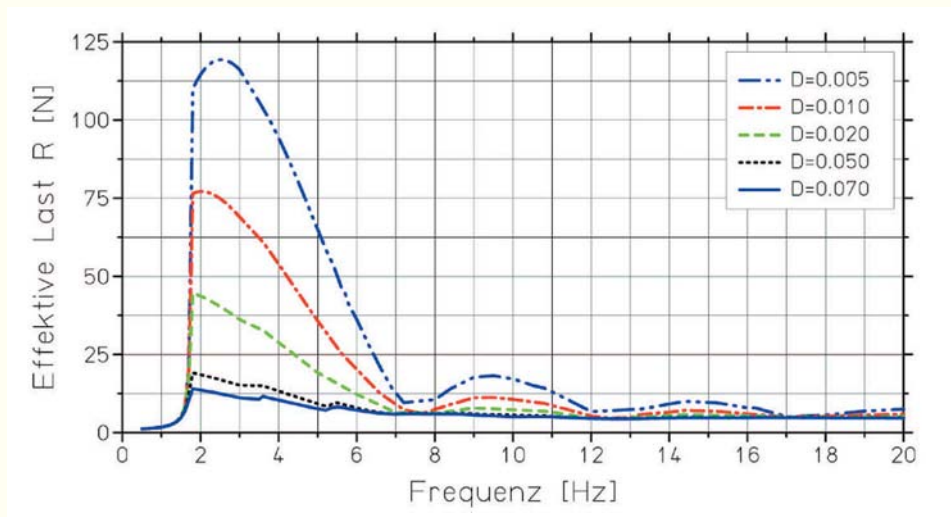


Bild 2: Effektive statische Ersatzlast für den Lastfall Hüpfen infolge Einheitslast $P_0 = 1$ N bei verschiedenen Lehr'schen Dämpfungsmaßen D ; Anregung erfolgte nach Gl. (3.2) im Frequenzbereich $f_s = 1.8$ bis 3.0 Hz, $t_p = 0.20$ s

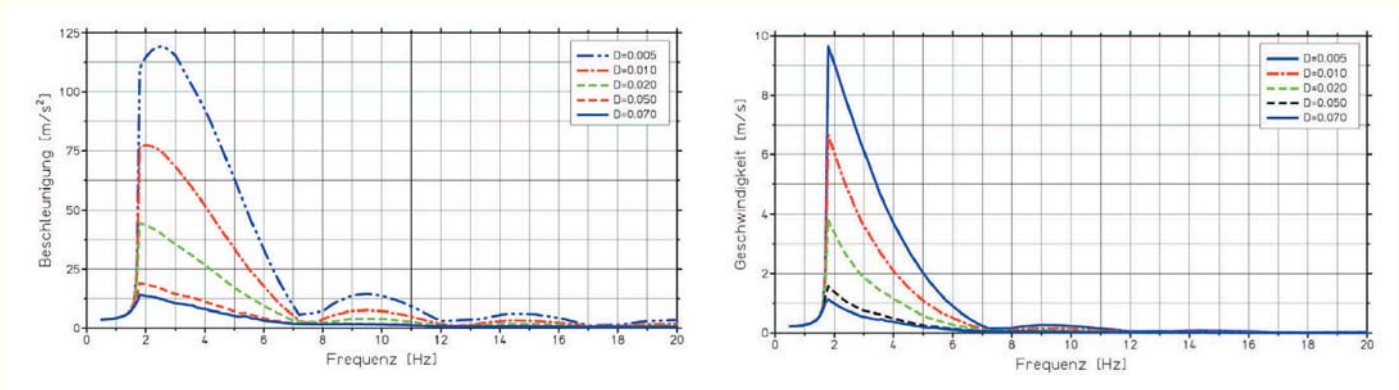


Bild 3: Antwortspektrum der Beschleunigung a und Geschwindigkeit v infolge Hüpfen mit $P_0 = 1$ N, effektive Systemmasse $M = 1$ kg

- 2) Wahl des dynamischen Systems und Bestimmung von effektiver Steifigkeit k_{eff} , effektiver Masse M_{eff} und Dämpfung
- 3) Bestimmung der Eigenfrequenz; wenn größer als 7 Hz, keine weiteren Untersuchungen, sondern statische Auslegung für übliche Verkehrslast
- 4) Bestimmung der effektiven Belastung aus P_0 nach Gl. (3.5)
- 5) Ermittlung der effektiven statischen Ersatzlast durch Multiplikation des Diagrammwertes aus Bild 2 (in Abhängigkeit der Eigenfrequenz des Systems und der Dämpfung) mit der tatsächlich vorhandenen ruhenden Last P_0 ; Nachweis der Standsicherheit mit dieser statischen Ersatzlast
- 6) Ermittlung der effektiven Beschleunigungen a_{eff} und Schwinggeschwindigkeiten v_{eff} aus den Diagrammen in Bild 3 (Einheiten N, kg, m, s beachten!):

$$a_{eff} = a \cdot P_0 [N] / M_{eff} [kg] \quad \text{in } [m/s^2]$$

$$v_{eff} = v \cdot P_0 [N] / M_{eff} [kg] \quad \text{in } [m/s]$$

- 7) Vergleich mit zulässigen Werten

4 Zulässige Schwingungsgrößen

Als „unzulässig“ sind nicht nur Schwingungen anzusehen, die eine Schädigung von Bauwerken oder eine Einschränkung der Gebrauchsfähigkeit oder Dauerhaftigkeit zur Fol-

ge haben, sondern auch solche, die auf Dauer zu einer Beeinträchtigung des Wohlbefindens von Menschen führen. Hierbei ist allerdings unbedingt zu beachten, dass Schwingungen von verschiedenen Menschen stark unterschiedlich wahrgenommen werden können.

Das subjektive Empfinden von Schwingungen wird dabei nicht nur durch direkte Effekte (Frequenz, Größe, Dauer, Richtung der Erschütterung etc.) sondern auch wesentlich durch indirekte Effekte (Umgebungsgeräusche, Höhe über Grund, Kenntnis der Erschütterungsquelle, Erwartungshaltung, Gewöhnung an Schwingungen, äußere Erscheinung einer Baustruktur, Vertrauen in eine Baustruktur etc.) beeinflusst. Bekannt ist eine subjektiv stärkere Wahrnehmung von Erschütterungen, wenn gleichzeitig hörbare Geräusche (Maschinenbrummen, Türenklappern, Gläserklirren usw.) oder sichtbare Bewegungen von Gegenständen (Tassen, Gläser, Lampen, usw.) auftreten. Bei diesen Erscheinungen muss es sich jedoch nicht zwangsläufig um unzulässige Schwingungen von Bauteilen handeln; vielmehr ist anzunehmen, dass Resonanzschwingungen sekundärer Bauteile wie z.B. Türen, Fenster, leichter Trennwände oder Wandschränke vorliegen. Großen Einfluss auf das menschliche Empfinden haben auch die Körperposition (liegend, stehend, sitzend), die Aktivität während der Wahrnehmung der Schwingungen (Ruhe oder intensive Bewegung) und der Gesundheitszustand der beteiligten Personen. Sehr empfindliche Menschen können unter Umständen bereits Schwin-

gungen als störend empfinden, die nur geringfügig über der Wahrnehmungsgrenze liegen.

Dem subjektiven Empfinden von Schwingungen entsprechend werden auch in der Literatur bzw. in den Normen zu meist Bereiche zulässiger Größen mit relativ breiter Streuung vorgeschlagen, die aber nicht als starr einzuhaltende „Richtwerte“ sondern als Anhaltswerte und Empfehlungen anzusehen sind. Grundsätzlich ist zu unterscheiden, ob es sich bei den Angaben um Effektivwerte (RMS-Werte) oder um Spitzenwerte handelt. Als Ergebnisse von Schwingungsmessungen werden in der Regel Effektivwerte angegeben. Neben Schwingwegen und Schwingungsgeschwindigkeiten sind für die Beurteilung von Schwingungen vor allem die auftretenden Beschleunigungen von Interesse, da diese maßgeblich das menschliche Empfinden bestimmen.

Seit langer Zeit ist bekannt, dass sich vor allem leichte oder weitgespannte Fußgängerbrücken zu unzulässigen Schwingungen anregen lassen; dementsprechend ist der Bereich zulässiger Größen dort relativ gut bekannt. In [2] schlägt Bachmann vor, die vertikalen Beschleunigungen von Fußgängerbrücken auf 0.50 bis 1.00 m/s² zu beschränken; der obere Wert kann für größere Brücken noch toleriert werden. Für gewöhnliche Fußgängerbrücken empfiehlt Kramer [8] maximale Beschleunigungen von 0.80 m/s² zuzulassen. Der britische Standard BS 5400 [10] begrenzt die Vertikalbeschleunigungen bei Fußgängerbrücken in Abhängigkeit von der Schrittfrequenz auf $0.5 \cdot \frac{1}{f}$ in [Hz], bei einer mittleren Schrittfrequenz von etwa 2.0 Hz also auf 0.70 m/s².

Für Schwingungen in Gebäuden sind je nach Nutzung weitergehende Betrachtungen erforderlich. Als grobe Anhaltswerte werden in [2] für Turn- und Sporthallen, Tanzlokale und Konzertsäle maximale Beschleunigungen von 0.50 bis 1.00 m/s² vorgeschlagen. Für Bürogebäude sollten diese aber bereits unter 0.20 m/s² liegen. Zur Beurteilung von Schwingungen in Wohngebäuden und vergleichbar genutzten Räumen kann auch DIN 4150 Teil 2 [6] herangezogen werden. Aus gemessenen Schwingungssignalen wird dort die „maximale bewertete Schwingstärke“ $KB_{F_{max}}$ (Effektivwert der Schwingungsgeschwindigkeit) als Beurteilungsgröße abgeleitet und mit unteren bzw. oberen Anhaltswerten A_u bzw. A_o verglichen. Diese berücksichtigen neben der Zeitdauer und der Tageszeit des Auftretens der Schwingungen auch die Wohnumgebung und deren vorwiegende Nutzung. Die geringsten Werte ergeben sich für reine Wohngebiete und Krankenhäuser. Alles in allem ist DIN 4150 Teil 2 aber eher für die Auswertung von durchgeführten Schwingungsmessungen geeignet.

Eine noch differenziertere Betrachtung des menschlichen Empfindens von Schwingungen in Gebäuden kann nach ISO 2651-2:1989 [4] erfolgen. Dort werden zunächst frequenzabhängige Grundwerte für vertikale und horizontale Beschleunigungen bzw. Geschwindigkeiten angegeben, die anschließend noch mit Erhöhungsfaktoren zu multiplizieren sind. Diese berücksichtigen außer der Gebäudenutzung auch noch, ob die Erschütterungen ständig oder nur zeitweise auftreten und ob dies tagsüber oder nachts passiert. Das es sich hierbei auch nur um Anhaltswerte handeln kann, ist daran zu erkennen, dass die Erhöhungsfaktoren 1 bis 128 betragen können. Für den Anwender verbleibt somit ein großer Ermessensspielraum.

Eine Beurteilung der Auswirkungen möglicher Schwingungen auf bestimmte Bauteile kann z.B. nach DIN 4150 Teil 3 [7] erfolgen. Danach ist bei kurzzeitigen vertikalen Schwin-

gungen von „Decken und ähnlichen Bauteilen“ und Schwingungsgeschwindigkeiten von weniger als 20 mm/s eine Verminderung der Gebrauchsfähigkeit der Decke nicht zu erwarten. Bei dauernder Einwirkung ist bei Schwingungsgeschwindigkeiten von unter 10 mm/s weder eine Beeinträchtigung der Standsicherheit und noch eine Verminderung der Tragfähigkeit zu erwarten.

Insgesamt ist festzuhalten, dass die Festlegung zulässiger Schwingungsgrößen nur im Rahmen einer ingenieurmäßigen Bewertung eines Gesamtzusammenhanges (Systemeigenschaften, Dämpfung, Lastannahmen und zulässige Werte) erfolgen kann. Trotzdem verbleiben Fragestellungen, die sich nach unserer Auffassung nicht eindeutig klären lassen – wie genau lässt sich z.B. angeben, ab welchem Beschleunigungswert Schwingungen als so bedrohlich empfunden werden, dass eine „Panik“ unter den Besuchern eines Rockkonzertes ausbricht?

5 Maßnahmen zur Vermeidung bzw. Reduzierung von Resonanzschwingungen

Grundsätzlich lässt sich die Gefahr von Resonanzerscheinungen durch die Schaffung eines ausreichenden Frequenzabstandes zwischen maßgebender Bauwerkseigenfrequenz und möglichen Erregerfrequenzen weitgehend ausschließen. Da bei menscheninduzierten Schwingungen – anders als durch Maschinen hervorgerufene Schwingungen – nicht eine bestimmte Erregerfrequenz sondern relativ große Bereiche möglicher Erregerfrequenzen vorliegen, ist hier meist nur eine Hochabstimmung der Eigenfrequenzen sinnvoll. Die Größe des erforderlichen Frequenzabstandes ist dabei von der tatsächlichen Dämpfung abhängig.

Für Geschossdecken von Turn- und Sporthallen, die konservativ auf die 2. Harmonische der Belastung durch „Hüpfen“ abgestimmt werden sollten, werden in [2] für Stahlbeton-, Spannbeton-, Verbund- und Stahlkonstruktionen minimale Eigenfrequenzen von 7.5, 8.0, 8.5 und 9.0 Hz empfohlen. Die zunehmenden Frequenzwerte werden dabei mit, zu den einzelnen Bauweisen korrespondierenden, abnehmenden Werten für Steifigkeit, Masse und Dämpfung begründet. Tanzlokale und Konzertsäle, bei denen geringere Erregerfrequenzen und wirksame Lastanteile auftreten dürften, sollten Eigenfrequenzen von mindestens 6.5 bis 8.0 Hz aufweisen. Bürogebäude, für die eine Abstimmung auf die 3. Harmonische der Belastung durch „Gehen“ vorgeschlagen wird, sollten Eigenfrequenzen von mindestens 7.5 bis 9.0 Hz aufweisen. Nach eigener Auffassung dürften die vorstehenden Frequenzwerte aber oftmals weit auf der sicheren Seite liegen. Unter Berücksichtigung des Antwortspektrums in Bild 2 wird je nach Bauweise, Tragsystem und zu erwartender Dämpfung in praktischen Fällen vorgeschlagen, minimale Eigenfrequenzen von 6.5 bis 7.5 Hz anzustreben und ggf. die Einhaltung zulässiger Schwingungsgrößen anhand einer Schwingungsberechnung zu überprüfen.

Falls die in einer Schwingungsberechnung ermittelten Schwingungsgeschwindigkeiten bzw. Schwingbeschleunigungen zulässige Werte überschreiten, sind mehrere Maßnahmen denkbar. So kann eine Anhebung von Eigenfrequenzen durch eine Reduzierung der wirksamen Massen oder durch eine Erhöhung der Systemsteifigkeiten zum Ziel führen. Diese „klassischen“ Lösungen können allerdings auch zu Nutzungseinschränkungen (Raumhöhe !) führen oder einfach unwirtschaftlich werden. In diesem Fall sind daher

auch Sondermaßnahmen zur Erhöhung der Systemdämpfung (z.B. die Kopplung eines Tragwerks mit viskosen Dämpfern) oder der Einsatz von Schwingungstilgern denkbar. Unter Umständen kann auch eine Kopplung von Tragwerken sinnvoll sein.

6 Ausgewählte Beispiele

Während der praktischen Tätigkeit der letzten Jahre konnten die Autoren zahlreiche Projekte zum Problemkreis „menseninduzierte Schwingungen“ bearbeiten. In diesem Abschnitt soll an drei ausgewählten Beispielen über die Erfahrungen berichtet werden.

6.1 Kinocenter mit Fitness-Studio

Kurz vor Fertigstellung eines großen Kinocenters wurde beschlossen, die Anzahl der Kinosäle von zehn auf sechs zu reduzieren und die dadurch frei werdenden beiden obersten Ebenen des Gebäudes zukünftig als Fitness-Studio zu nutzen. Da in diesem die verschiedensten Hüpf-, Tanz- und Gymnastikübungen möglich sein sollten, erwies sich praktisch nur eine Abstimmung der Geschossdecken auf die 2. Harmonische der Belastung aus „Hüpfen“ hinsichtlich Gebrauchsfähigkeit und Standsicherheit als ausreichend sicher. Hierbei wurde angenommen, dass bei einer größeren Gruppe von Menschen und der erforderlichen Synchronität kaum höhere Hüpf Frequenzen als 3.0 Hz möglich sind.

Bei der Auslegung der ca. 21.0 m weit spannenden unteren Geschossdecke, die sich unmittelbar über dem größten Kinosaal befindet, waren erhöhte ständige Lasten zu berücksichtigen, die unter anderem aus baulichen Maßnahmen zur Vermeidung einer gegenseitigen Schallübertragung zwischen Kinosälen und Fitness-Studio resultierten. Da die bereits fertiggestellten Baustrukturen und die zur Anlieferung bereit stehenden Bauteile weiterverwendet werden sollten, wurde der Abstand der vorgesehenen Stahlverbundträger auf 2.40 m halbiert und deren Untergurte durch aufgeschweißte Laschen verstärkt. Für das verstärkte Tragsystem wurde eine 1. Eigenfrequenz von 7.45 Hz ermittelt.

Die oberste Geschossdecke sollte ursprünglich als 25.0 m weit gespannte frei tragende Stahlverbunddecke ausgeführt werden. Zusätzliche Besonderheit war eine ca. 7*8 m große Deckenöffnung. Da Systemverstärkungen zu weiteren Einschränkungen der Nutzhöhe geführt hätten, wurde die oberste Geschossdecke mit der Dachdecke gekoppelt und beide an oberhalb der Dachebene befindlichen Dachträgern aufgehängt. Für das gekoppelte Gesamtsystem aus Geschossdecke, Dachdecke und Fachwerkträgern mit den jeweiligen abgehängten Massen war eine höhere Dämpfung

als bei einem reinen Trägersystem zu erwarten, weshalb hier eine erste Eigenfrequenz von nur 6.5 Hz angestrebt wurde. Für das gewählte System wurden unterste Eigenfrequenzen von 6.32 Hz, 6.41 Hz und 6.97 Hz ermittelt. Diese resultierten aus unterschiedlichen Trägerabständen, die aufgrund der baulichen Gegebenheiten nicht mehr verändert werden konnten.

Anschließend wurden Schwingungsberechnungen durchgeführt, um die Einhaltung zulässiger Schwingungsgrößen zu überprüfen. Dabei wurde von einer maximalen Hüpf Frequenz von 3.0 Hz, einer Personendichte von 0.5 Personen/m², einem Personengewicht von 0.80 kN und bereichsweiser Vollbelegung mit bis zu 25 Personen ausgegangen. Unter Rücksichtnahme auf an der Erregung unbeteiligte Personen aber auch um eine mögliche Schwingungsanregung abgehängter Bauteile zu vermeiden, sollten die auftretenden Schwingbeschleunigungen auf 0.50 m/s² beschränkt werden. Für die untere Geschossdecke wurde angesichts abgehängter Decken und Installationen mit einer modalen Dämpfung von 1 % gerechnet. Es ergaben sich hier maximale vertikale Schwingbeschleunigungen von 0.44 m/s². Bei den Schwingungsberechnungen für die obere Geschossdecke wurde für das gekoppelte Deckensystem mit mehrfach abgehängten Massen eine modale Dämpfung von 2% unterstellt. Für drei

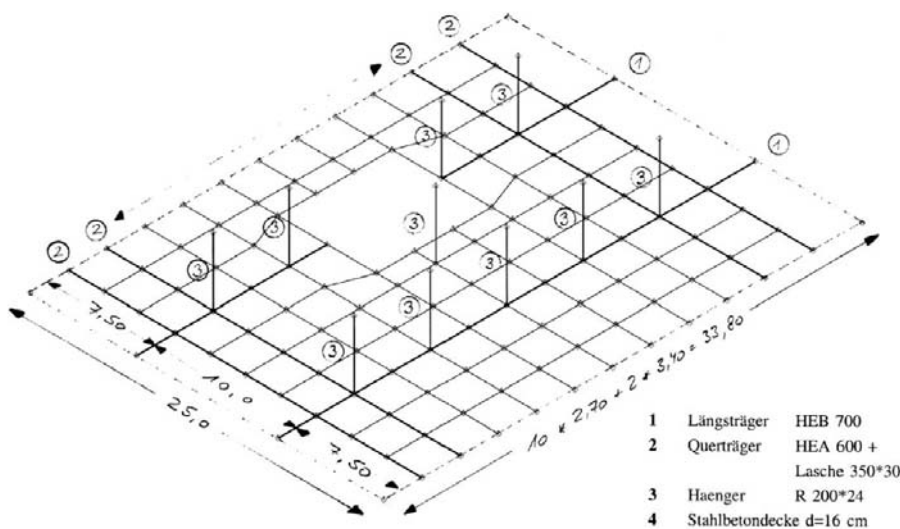


Bild 4: System der Geschossdecke des Fitness-Studios mit großer Deckenöffnung und Hängern

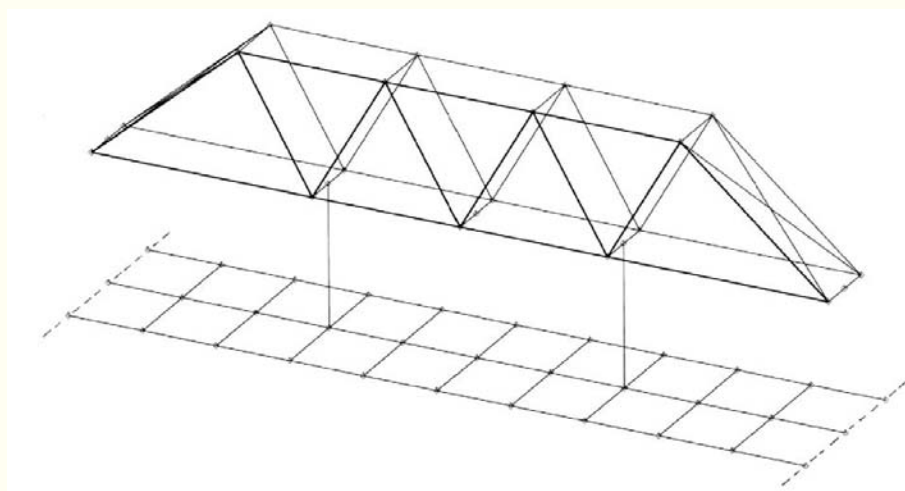


Bild 5: Systemausschnitt des Dachträgers mit angehängter Geschossdecke des Fitness-Studios

konservativ festgelegte mögliche Belastungszonen ergaben sich extremale Schwingbeschleunigungen von 0.45 m/s^2 bis 0.56 m/s^2 .

6.2 Mehrzweckhalle

Bei der Mehrzweckhalle „Kölnarena“ war für bestimmte Bauteile zu prüfen, ob sich diese zu unzulässigen Schwingungen anregen lassen. Da für die Herstellung des Rohbaus fast ausschließlich Stahlbeton- und Spannbetonfertigteile als Einfeldträger in den Betongüten B35 und B55 verwendet werden sollten und für diese nur geringe Dämpfungen zu erwarten waren, war es das Ziel, die Bauteile auf die 2. Harmonische der Belastung aus „Hüpfen“ hoch abzustimmen, um eine mögliche Anregung weitestgehend ausschließen zu können.

Vor Bestimmung der Eigenfrequenzen wurde nachgewiesen, dass die Bauteile auch bei voller Beanspruchung im Zustand I (ungerissener Stahl- bzw. Spannbetonquerschnitt) verbleiben oder es wurde das Absinken der Steifigkeit im Zustand II (gerissener Stahlbetonquerschnitt) durch eine Reduktion der elastischen Steifigkeit berücksichtigt. Die Plattenbalken und Unterzüge im Bereich der Eisfläche, die Tribünenstufen und die darunter befindlichen „Sägezahnträger“ wurden für Eigenfrequenzen von mindestens 7.5 Hz ausgelegt. Für die diversen Querschnittstypen der im gesamten Hallenrund verlegten, unterschiedlich langen Tribünenstufen wurden dabei vereinfachend maximal zulässige Trägerlängen ermittelt. Für einzelne Treppenläufe wurden nur Eigenfrequenzen von 7.2 Hz ermittelt, was akzeptiert werden kann, da das für die Maximalbeanspruchung erforderliche, sehr schnelle synchrone Hüpfen auf den beengten Treppenstufen wohl kaum möglich sein dürfte.

Darüber hinaus wurden Schwingungsberechnungen für die außen liegenden Freitreppen, bestehend aus übereinander und nebeneinander angeordneten Treppenläufen einschließlich der Stützen und Auflager sowie der Anschlüsse an Mundlöcher und Podeste durchgeführt. In Abstimmung mit Bauherr, Planer und Bauaufsicht wurde ein Szenario unterstellt, dass bei einer Veranstaltung wie z.B. einem Rockkonzert die Treppen mit Personen besetzt sein können, die rhythmisch nach Vorgabe der Musik wippen oder gar hüpfen. Durch verschiedene konstruktive Maßnahmen konnte die

kleinste Eigenfrequenz des Systems von ursprünglich ca. 2 Hz auf maximal 4.5 Hz angehoben werden. Eine weitere Anhebung auf über 7.0 Hz war nicht möglich. Folglich mussten die Auswirkungen der möglichen Anregungen durch numerische Analysen untersucht werden. Hierbei wurde angenommen, dass jede Treppenstufe eines durchgehenden Treppenlaufs mit zwei Personen zu je 80 kg besetzt ist. Die Erregerfrequenz wurde mit 2.25 Hz auf die niedrigste Eigenfrequenz des Systems von 4.5 Hz abgestimmt. Es ergaben sich rechnerisch maximale vertikale Beschleunigungen von 2.0 m/s^2 , die für Einwirkungsdauern von wenigen Minuten noch unterhalb der „Ermüdungsgrenze“ nach ISO 2631 in [4] liegen und unter Berücksichtigung der hier vorliegenden Randbedingungen auf Treppenläufen akzeptiert werden konnte.

6.3 Fußballstadien Köln-Müngersdorf und Weserstadion Bremen

Im Fußballstadion Köln-Müngersdorf wurden erstmals 1987 bei einem Open-Air-Rockkonzert besorgniserregende Schwingungen der Tribünenstufen festgestellt, die ohne Zweifel auf niedrige Eigenfrequenzen von minimal 3.9 Hz zurückzuführen waren. Um die Eigenfrequenzen der Stufen zu erhöhen, wurden die Tribünen bei den folgenden Open-Air-Konzerten mit temporären Abstützungen versehen. Wegen der damit verbundenen Kosten und Nutzungseinschränkungen wurden in der Folgezeit sowohl praktische als auch theoretische Untersuchungen durchgeführt, um die auftretenden Schwingbeschleunigungen dauerhaft zu reduzieren (vgl. [11], [12]).

Bei systematischen „Aufschaukelversuchen“ vor Ort konnte nachgewiesen werden, dass sich die Stufen durch das Hüpfen von Personen in der halben Eigenfrequenz anregen lassen. Die damals gemessenen Beschleunigungen betragen bis zu 6.2 m/s^2 . Im Frühjahr 1995 wurde eine bereichsweise Verpressung der Längsfugen der Tribünenstufen mit einem Epoxidharz durchgeführt, um die einzelnen Stufen miteinander zu koppeln. Bei einer messtechnischen Erfolgskontrolle konnte aber lediglich eine Anhebung der untersten Eigenfrequenzen von 3.9 auf 4.6 Hz festgestellt werden, was in Bezug zu der möglichen Anregung nicht ausreichend war. Auch die Dauerhaftigkeit der Kopplung konnte nicht geklärt werden. Bei den in den Folgejahren stattfindenden Open-Air-Konzerten wurde das Schwingungsverhalten der Tribünenstufen messtechnisch überwacht. Dabei ergaben sich maximale Beschleunigungen von ca. 2.0 m/s^2 ; allerdings wurden auch bei keinem der Konzerte übermäßige körperliche Aktivitäten des Publikums auf den Tribünen beobachtet. Von Seiten der Bauaufsicht wurde die Frage aufgeworfen, ab wann die im Falle von Rock-Konzerten möglicherweise auftretende Schwingungen der Tribünenstufen – diese sind für die auf den Stufen befindlichen Personen „stark spürbar“ – Angstreaktionen der Zuschauer bis hin zur Panik auslösen können.

Im Jahre 1995 wurden erstmals auch Schwingungen der gesamten Tribünenbinder beobachtet, was sich durch heftige Bewegungen der am auskragenden Dachträger abgehängten Lautsprecher und Beleuchtungseinrichtungen zeigte. In dynamischen Untersuchungen wurde daher das Schwingungsverhalten eines repräsentativen Binders analysiert. Dabei wurden unterschiedliche Stufenbelegungen und auf die Eigenfrequenzen des Tragwerks abgestimmte Hüpfrequenzen untersucht. Vereinfachend wurde für das Gesamtsystem aus Stufen, Binderscheibe und Baugrund mit einer modalen Dämpfung von 5% berechnet.

Bild 6: FE-Modell eines Tribünenbinders

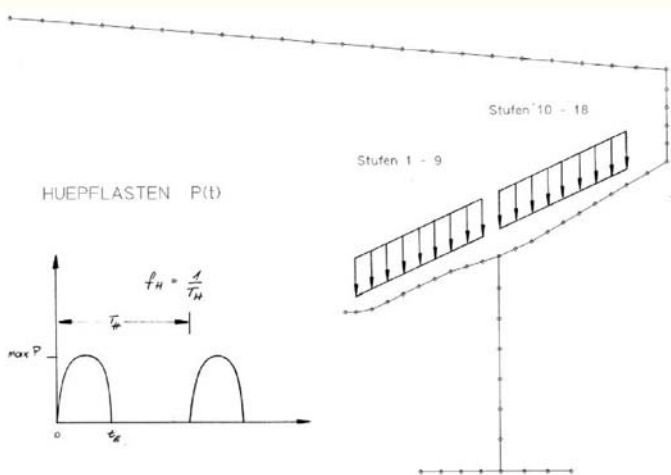




Bild 7: Untersicht der Tribünenstufen und Kragarm des Tribünenbinders

Es zeigte sich, dass die beim Lastfall „Hüpfen“ resultierenden Gesamtschnittgrößen bei konservativen Lastannahmen die Auslegungsschnittgrößen durchaus überschreiten können. Da aber erst mehrere Einflussfaktoren – Vollbelegung, Liedfrequenz, Bauwerkseigenfrequenz und Publikumsaktivität – ungünstigst zusammenkommen müssen, bevor die ermittelte extremale Beanspruchung auftreten kann, besitzt dieser Sonderlastfall sicherlich nur eine geringe Eintrittswahrscheinlichkeit. Eine geringfügige Reduzierung der üblichen Sicherheitsfaktoren kann daher akzeptiert werden. Eine Beeinträchtigung der Standsicherheit des Gesamttragwerks ist nicht zu erwarten, eine Einschränkung der Gebrauchsfähigkeit ist jedoch nicht auszuschließen.

Bereits kurz nach seiner Fertigstellung hatte das Müngersdorfer Stadion bautechnische Bekanntheit durch spektakuläre Spanngliedbrüche erlangt, die durch Korrosion des Spannstahls in offensichtlich unverpresst gebliebenen Spanngliedkanälen verursacht wurden. Darüber hinaus wies der verwendete Spannstahl eine hohe Empfindlichkeit gegenüber Spannungs-Riß-Korrosion auf. Da das 1972 erbaute Müngersdorfer Stadion im Hinblick auf die Fußballweltmeisterschaft 2006 den heutigen Anforderungen an einen Multifunktionsarena nicht mehr entspricht, wurde es inzwischen abgerissen.

Auch beim baugleichen Weserstadion in Bremen traten Schwingungsprobleme auf. Hier wurden verschiedene Sanierungsmöglichkeiten ausgearbeitet, z.B. mit an den Stufen angeklebten Stahlprofilen zur Anhebung der Steifigkeit und damit der ersten Eigenfrequenz. Beim Neubau der Südtribüne kamen verstärkte Stufen zum Einsatz. Bei Open-Air-Rockkonzerten werden nach wie vor messtechnische Überwachungen der Beschleunigungen durchgeführt.

Zusammenfassung

Immer schlankere und leichtere Tragkonstruktionen machen in zunehmendem Maße die Auslegung von Baustrukturen gegen menscheninduzierte Schwingungen erforderlich. Für die Festlegung der Last- und Systemannahmen, die Abschätzung der Dämpfung und die Bestimmung zulässiger Schwingungsgrößen sind ingenieurmäßige Annahmen zu treffen. Nach kurzer Erörterung der hierbei auftretenden spezifischen Probleme werden für den Lastfall „Hüpfen“ auf

Basis des Antwortspektrenverfahrens statische Ersatzlasten angegeben, die für einfache System verwendet werden können. Abschließend wird an ausgewählten Beispielen über Erfahrungen berichtet, die die Verfasser bei der Untersuchung menscheninduzierter Schwingungen in der Baupraxis gewinnen konnten.

Literatur

- [1] Eibl, J., Henseleit, O., Schlüter, F.-H.: Baudynamik. Betonkalender 1988, pp. 665–774, Ernst & Sohn: Berlin, 1988.
- [2] Bachmann, H., Amman, W.: Schwingungsprobleme bei Bauwerken. Durch Menschen und Maschinen induzierte Schwingungen. IABSE-AIPC-IVBH. ETH-Hönggerberg, Zürich: 1987.
- [3] Flesch, R.: Baudynamik Praxisgerecht. Band I: Berechnungsgrundlagen. Bauverlag, Wiesbaden und Berlin: 1993.
- [4] ISO 2631-2: 1989 (E): Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 2: Continuous and shock-induced vibration in buildings (1 to 80 Hz).
- [5] ISO 10137: 1992 (E): Bases for design of structures – Serviceability of buildings against vibration.
- [6] DIN 4150 – Erschütterungen im Bauwesen. Teil 2 (06/99): Einwirkungen auf Menschen.
- [7] DIN 4150 – Erschütterungen im Bauwesen. Teil 3 (02/99): Einwirkungen auf bauliche Anlagen.
- [8] Kramer, H.: Dynamische Belastung durch Fußgänger. Bauingenieur 73 (1998), Nr. 7/8 pp. 342–346.
- [9] Grundmann, H., Kreuzinger, H., Schneider, M.: Schwingungsuntersuchungen für Fußgängerbrücken. Bauingenieur 68 (1993), 215–225.
- [10] British Standards Institution, BS 5400, Part 2, Appendix C: „Vibration Serviceability Requirements for Foot and Cycle Track Bridges“, 1978.
- [11] Eibl, J., Rösch, R.: Schwingungsprobleme in einem Fußballstadion. Bauingenieur 65 (1990) 307–311. Springer-Verlag, 1990.
- [12] Bericht des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (Prof. Dr.-Ing. Eibl) vom 01.08.95: Stadion Köln-Müngersdorf, Schwingungsüberwachung und Auswertung von 3 Open-Air-Konzerten.

Übertragung von Erschütterungen durch den Erdboden sowie Prognose der induzierten Gebäudeschwingungen

Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar, Hochtief Construction AG, IKS, Frankfurt, E-Mail: hamid.sadegh-azar@hochtief.de

Dr.-Ing. Hans-Georg Hartmann, Hochtief Construction AG, IKS, Frankfurt, E-Mail: hans-georg.hartmann@hochtief.de

S 12

1 Einführung

Regelmäßige Bauwerkserschütterungen können zu erheblichen Nutzungsbeeinträchtigungen von Gebäuden oder Anlagen führen. Häufig verursachen schienengebundene Verkehrsmittel merkliche Erschütterungen in den angrenzenden Gebäuden. Diese Einwirkungen werden nicht selten bei der Planung von neuen Schienenverkehrsstrecken oder von Gebäuden nahe vorhandener Strecken unterschätzt, manchmal aber auch überschätzt.

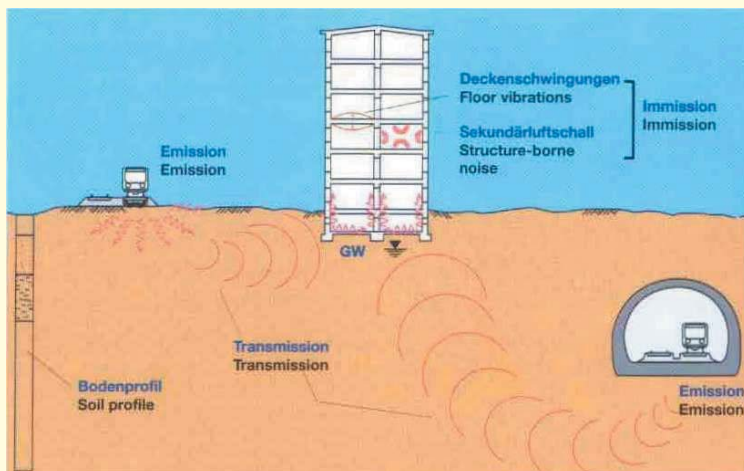
Beide Arten der Fehleinschätzung können enorme finanzielle Einbußen verursachen. Eine Unterschätzung der Erschütterungen führt z.B. bei einem Wohngebäude zu einem relativ hohen Wertverlust, bei einer erschütterungssensiblen Anlage vielleicht zu einem Totalverlust, wenn die Anlage nicht in Betrieb genommen werden kann. Andererseits sind erschütterungsreduzierende Maßnahmen (z.B. Elastomergelager im Gebäude, Masse-Federsysteme im Unterbau des Gleiskörpers, Unterschottermatten, etc.) mit relativ hohen Baukosten verbunden, wodurch auch eine Überschätzung der zu erwartenden Erschütterungen zur Unwirtschaftlichkeit eines Projekts führen kann.

Aus diesen Beispielen geht die Bedeutung einer möglichst realitätsnahen und wissenschaftlich fundierten Erschütterungsprognose hervor. Derzeit werden sehr verschiedene, meist auf Erfahrung basierende Verfahren zur Erschütterungsprognose angewandt. Die Folge hieraus sind durchaus unterschiedliche, oft subjektiv geprägte Ergebnisse.

Für die Prognose kann das Erschütterungsproblem aufgliedert werden in die Teilbereiche (Bild 1.1):

- Emission: Die Lastentstehung, z.B. bei Schienenverkehr das Zusammenwirken von Fahrzeug und Fahrweg (Fahrzeug, Rad, Schiene, etc.)
- Transmission: Die Erschütterungsausbreitung durch den Boden (Gleiskörper, Baugrund, Gebäude, etc.)

Bild 1.1: Teilbereiche einer Erschütterungsuntersuchung



- Immission: Die Auswirkungen auf benachbarte Gebäude/Anlagen (Gebäude, Geschosdecke, Wände, etc.)

Eine zuverlässige Prognose von Verkehrserschütterungen ist wegen der Vielzahl der Einflussparameter in all diesen Teilbereichen sehr schwierig. Derzeit werden meist sehr grobe empirische Verfahren oder relativ fragwürdige dynamische Berechnungsmodelle für die Abschätzung bzw. Ermittlung der zu erwartenden Erschütterungen angewandt. An einem einheitlichen Verfahren zur Erschütterungsprognose arbeitet zurzeit eine Arbeitsgruppe eines vom BMBF geförderten gemeinschaftlichen Forschungsvorhabens von Partnern aus Industrie und Forschung unter Beteiligung von HOCHTIEF. Die Federführung liegt bei der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) und der TU Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik. Ziel dieses Vorhabens ist es, Grundlagen zu schaffen, die es ermöglichen, Erschütterungsimmissionen in einem sowohl wissenschaftlich fundierten als auch praktikablen Prognosemodell vorherzubestimmen. Hierfür soll eine „Richtlinie zur Erstellung von Prognosen von Erschütterungs- und Sekundärschallimmissionen in Gebäuden an Schienenwegen“ ausgearbeitet werden.

In diesem neuen Prognoseverfahren werden, je nach Planungsphase von Strecke oder Gebäude und Datenbestand von Messungen, drei unterschiedliche Untersuchungstiefen definiert:

Verfahren 1: Einzahlwerte

Hierbei werden anhand von statistisch ausgewerteten Messergebnissen an vergleichbaren Strecken oder Gebäuden Einzahlwerte (z.B. KB_F -Wert, L_{AFmax} -Pegel) ermittelt.

Verfahren 2: Spektrale Betrachtung (Terzspektren)

Hierbei wird das Emissionsspektrum durch Korrekturspektren anhand der am Standort vorhandenen Gegebenheiten modifiziert. Diese Methode ermöglicht den Einbau eventueller vorhandener Messergebnisse in das Prognosemodell.

Verfahren 3: Anwendung von analytischen Funktionen

Hierbei wird anhand von analytischen Funktionen und numerischen Rechenverfahren eine Detailprognose (Schmalbandanalyse) durchgeführt. Dieses Verfahren kann für die Auslegung und die Bemessung von Minderungsmaßnahmen an der Quelle, im Übertragungsweg und im Gebäude angewandt werden.

Für jedes dieser Verfahren sollen entsprechende allgemeine einheitliche Vorgehensweisen definiert werden.

Für den Bauherrn, Bauplaner, Architekten und letztlich die ausführende Baufirma ist es wichtig, schon in der Anfangsphase eines Projekts eine günstige Ausführungsvariante unter Einhaltung der zulässigen Erschütterungen zu finden. Wegen der relativ hohen Kosten der erschütterungsreduzierenden Maßnahmen ist es durchaus angemessen schon in dieser frühen Projektphase eine Erschütterungsprognose

nach Verfahren 3 durchzuführen, welche dann ggf. durch Vor-Ort-Messungen im Laufe der Bauausführung ergänzt wird. Hierdurch kann die ökonomische Machbarkeit sichergestellt, die erschütterungsrelevanten Richtlinien eingehalten und die zugehörigen Gewährleistungspflichten erfüllt werden.

In diesem Aufsatz wird anhand einiger Beispiele von Erschütterungsprognosen aus der Praxis von HOCHTIEF IKS eine effiziente Methode zur Erfassung der Transmission im Baugrund vorgestellt. Das vorgestellte Verfahren kann auch bei verwandten Fragestellungen (dynamische Boden-Bauwerk-Wechselwirkung, Abstrahlungsdämpfung im Baugrund etc.) Anwendung finden.

2 Emission am Beispiel Schienenverkehr

2.1 Methoden zur Ermittlung und Reduzierung der Emission

Je nachdem, in welcher Phase das Projekt steht und was für technische Daten der Erschütterungsquelle zur Verfügung stehen, können entweder theoretische Abschätzungen (z.B. dynamische Schwingmodelle) oder Schwingungsmessungen zur Ermittlung der Emission angewandt werden. Die mathematische Modellierung wird normalerweise als diskretes Ein- oder Mehrmassensystem des gesamten Schiene-Unterbau-Systems vorgenommen. Auch hier werden die Modelldaten meist in Kombination mit empirischen Messungen an vorhandenen Systemen ermittelt.

Die Ursachen für die Entstehung der Emission sind u. a. Laufflächenunebenheiten der Schiene (Wellen, Riffeln, Rauigkeiten, hohl liegende Schwellen, Schweißstöße, etc.) und die Sekundärdurchbiegung der Schiene zwischen zwei Stützpunkten. Die Größe der Emission hängt u. a. ab von den Fahrzeugeigenschaften (unabgefederte Radsatzmasse, Achslast, Geschwindigkeit, Radreifenoberfläche, Alter, Instandhaltung, etc.) und der Beschaffenheit des Systems Schiene/Oberbau (Schienenrauigkeit, Schienenlagerung, Schienenfestigkeit, Oberbauart z.B. Schotterbett mit oder ohne Unterschottermatte, Masse-Feder-Systeme, etc.).

Die effektivsten und in den meisten Fällen kostengünstigsten Maßnahmen zur Reduzierung der resultierenden Erschütterungen sind diejenigen direkt an der Quelle, d. h. am Emissionsort. Hierzu gehören z.B. Masse-Federsysteme, Unterschottermatten, Schwellenlager, Zwischenplatten/Zwischenlagen.

Die Größe der Emission wird in genaueren Untersuchungen (Verfahren 3) meist in Form eines Spektrums in Abhängigkeit der Frequenz angegeben.

Im Rahmen einer Erschütterungsprognose für eine neue unterirdische S-Bahnlinie in Hamburg sind z.B. die Emissionsspektren der Lastenzüge ET 472/473 und ET 474/874 (mit einer Geschwindigkeit von 80 km/h) ermittelt worden. Diese Spektren sind für verschiedene erschütterungsreduzierende Maßnahmen in Bild 2.1 dargestellt. Die Emission wird hier in Form von Kraftspektren (effektive Kraftamplitude über Frequenz, $f=0.4$ Hz) dargestellt. Die Modellparameter sind zum Teil aus Messungen bei ähnlichen Verhältnissen abgeleitet worden.

Es sind folgende Maßnahmen am Gleisoberbau zur Reduzierung der Erschütterung untersucht worden :

- USM1: Unterschottermatte mit einem statischen Bettungsmodul 0.01 N/mm^5 und einer dynamischen Verhärtung von 30%. (Schiene S54, Zwischenlagen Zw687a, Schwellen B70, Schotterbettdicke 30 cm)

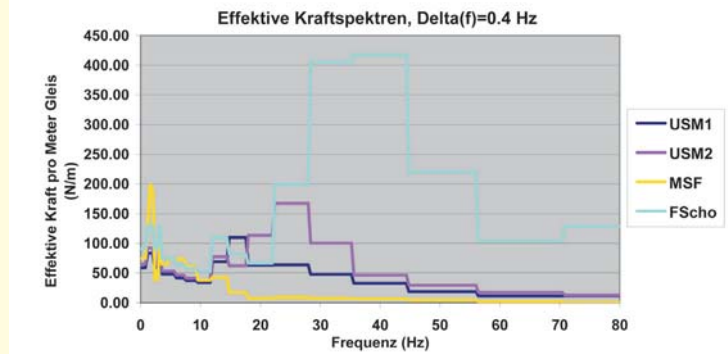


Bild 2.1: Kraftspektren in Schmalbandfrequenz ($f=0.4$ Hz) für verschiedene Maßnahmen (USM1: Unterschottermatte, statischer Bettungsmodul 0.01 N/mm^3 , USM2: Unterschottermatte, statischer Bettungsmodul 0.02 N/mm^3 , MSF: Masse-Feder-System, Abstimmfrequenz 8 Hz, FSchO: Freier Schotter-Oberbau ohne Erschütterungsreduzierende Maßnahme)

- USM2: Unterschottermatte mit einem statischen Bettungsmodul 0.02 N/mm^3 und einer dynamischen Verhärtung von 30%. (Schiene S54, Zwischenlagen Zw687a, Schwellen B70, Schotterbettdicke 30 cm)
- MSF: Masse-Feder-System mit einer Abstimmfrequenz (Masse der Gleistragplatte ohne Zug) von 8 Hz. Diese Maßnahme entspricht der Ausschreibung (Schiene S54, Zwischenplatten 22.5 kN/mm , Platte 40 cm dick und 3 m breit). Für diese Berechnung ist es unerheblich, ob Stahlfederelemente oder elastomere Federkörper verwendet werden.
- FSchO: Freier Schotter-Oberbau ohne Erschütterungsreduzierende Maßnahme. (Schiene S54, Zwischenlagen Zw687a, Schwellen B70, Schotterbettdicke 30 cm)

Aus diesen Spektren ist ersichtlich, dass der Ansatz eines Masse-Feder-Systems oder einer Unterschottermatte die Emission erheblich reduziert.

Folgende (nichtbauliche) Maßnahmen ermöglichen auch eine Reduzierung der Emissionen, werden aber hier nicht weiter behandelt:

- Schleifen der Fahrflächen von Rad und Schiene
- Veränderung der Fahrgeschwindigkeit
- Durcharbeiten des Schotterbettes zum Wiederherstellen elastischer Eigenschaften im Oberbau
- Erneuerung der Fahrzeuge
- Vermeidung von Weichen und Isolierstößen in Bereichen mit nahe liegender Bebauung

3 Transmission

3.1 Einführung

Die emittierten Erschütterungen breiten sich im Boden in Form von elastischen Wellen aus. Dies sind im Untergrund Kompressions- und Scherwellen (Raumwellen), an der Bodenoberfläche und an ausgeprägten Schichtgrenzen Rayleigh- und Love-Wellen (Oberflächenwellen). Befinden sich im Boden Inhomogenitäten (z.B. Fundamente, Hohlräume, Gräben, Dämme, Grundwasserspiegel), werden die Wellen reflektiert oder gebrochen und erzeugen sekundäre Wellen der jeweils anderen Typen.

Über die Abstrahlung von elastischen Wellen breitet sich die Energie von der Erschütterungsquelle her im Boden aus. Von einer Punktquelle aus z.B. nehmen die Erschütterungsamplituden im Raum umgekehrt proportional zum Radius r ab (Faktor r^{-1} , entsprechend der Energie an der Oberfläche einer Halbkugel). An der Bodenoberfläche schrumpfen sie umgekehrt proportional zur Wurzel des Radius r (Faktor $r^{-0.5}$, entsprechend der Energie über den Umfang eines Kreises). Werden die Wellen von einer räumlich ausgedehnten Quelle ange-regt (z.B. aus Schienenverkehr) nehmen die Amplituden mit

der Entfernung weniger stark ab. Mit wachsender Entfernung von der Erschütterungsquelle gewinnen die Oberflächenwellen für praktische Erschütterungsprobleme besondere Bedeutung.

3.2 Theoretische Grundlagen der Berechnung

Die Ausbreitung der elastischen Wellen kann mit kommerziellen Finite-Element-Programmen nur unzureichend berechnet werden, es müssen nämlich Störungen durch Reflexionen an den Modellrändern vermieden werden. Prinzipiell kann dies durch ein entsprechend großes Modell oder durch am Rand angebrachte Dämpfungselemente erreicht werden. In der Praxis ergibt die erste Methode sehr aufwendige und meist nicht mehr handhabbare Berechnungsmodelle, die zweite Methode stößt auf Probleme, da die anzusetzenden Dämpfer vom Einfallswinkel der Wellen, ihrem Typ und ihrer Frequenz abhängig sind.

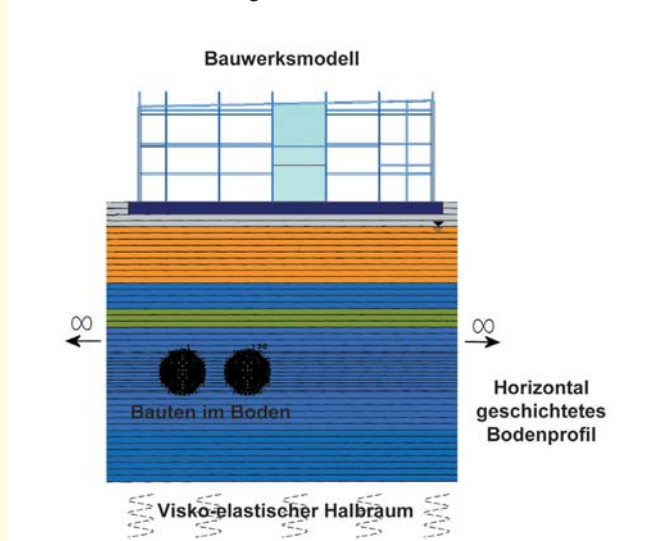
Es wird hier in einem kurzen Abriss eine schnelle und leistungsfähige Berechnungsmethode für die Transmission vorgeführt. Das Verfahren ist eine Weiterentwicklung der so genannten semifiniten Randelemente von Waas [15,14] und ist auch von anderen Autoren unter dem Namen „Methode der dünnen Schichten“ (Thin-Layer-Method) bekannt gemacht worden. Es wird z.B. für die Berechnung der dynamischen Boden-Bauwerks-Wechselwirkung bei Erdbebenproblemen verwendet. Ähnlich leistungsfähige Methoden wie die „Boundary-Element-Method“ erfordern i. A. einen erheblich höheren Berechnungsaufwand.

3.3 Programmsystem BOBAX / BAUBOW

Der Boden wird als Halbraum betrachtet, der in der wichtigen oberen, einer Baugrunderkundung zugänglichen Zone als horizontal geschichtet, darunter als homogen aufgebaut angenommen wird. Das Transmissionsproblem wird gelöst durch eine geschlossene Methode im Frequenzbereich, wobei analytische und FE-Lösungen der Greenschen Funktionen verwendet werden, d.h. Verschiebungen an bestimmten Orten infolge von Einheitsanregungen an anderen Orten. Die wichtigsten Berechnungsannahmen sind im Folgenden zusammengefasst, einige davon sind in Bild 3.1 skizziert:

- Der Boden wird als Halbraum betrachtet, der in der oberen Zone horizontal geschichtet, darunter homogen aufgebaut ist. Der Halbraum besteht aus elastischem oder visko-elastischem Material.

Bild 3.1: Modellskizze für Programm BOBAX



- Die obere Schichtung wird in vertikaler Richtung im Sinne Finiter Elemente in dünne Unterschichten diskretisiert. In horizontaler Richtung werden mit Hankel- und Besselfunktionen die analytischen Lösungen des Kontinuumsproblems verwendet. (Semifiniten Ansatz nach Waas).
- Der Boden kann als 2D-Modell (Programm BOBAX) oder als 3D-Modell (Programm BAUBOW) dargestellt werden. Zur Reduzierung des Berechnungsaufwandes werden einfache und doppelte Symmetrie des Bodenmodells sowie Rotations-symmetrie ausgenutzt.
- Die Bauwerke mit Emission und Immission können durch 2D- oder 3D-FE-Modelle abgebildet werden. Die Elemente gehorchen einem linearen Stoffgesetz, das auch Materialdämpfung berücksichtigt.
- Als Anregung können statische oder harmonische Lasten, Verschiebungen oder Beschleunigungen oder im Boden vertikal propagierende Scher- oder Kompressionswellen angesetzt werden. Als Ergebnis werden Übertragungsfunktionen von Verschiebungen, Geschwindigkeiten oder Beschleunigungen ermittelt.
- Die dynamische Berechnung wird im Frequenzbereich ausgeführt. Für Verschiebungen, Geschwindigkeiten oder Beschleunigungen werden Übertragungsfunktionen zwischen 0 Hz und einer oberen Grenzfrequenz ermittelt. Der zeitliche Verlauf der Größen kann durch eine anschließende Schnelle Fourier Transformation (FFT) bestimmt werden.
- Das Berechnungsmodell kann transmissionsreduzierende Maßnahmen in hoher Genauigkeit abbilden.

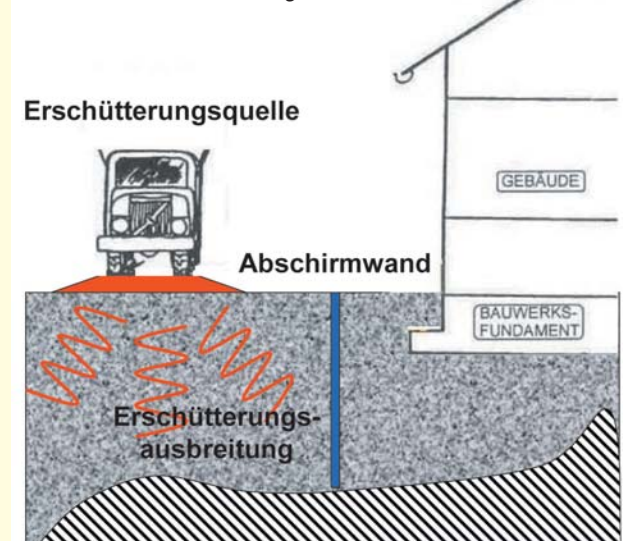
3.4 Transmissionsreduzierende Maßnahmen

Als transmissionsreduzierende Maßnahmen werden solche Maßnahmen verstanden, mit denen eine Abschirmung der elastischen Wellen im Boden erreicht wird. Dies ist prinzipiell möglich durch

- Bodenschlitze,
- Schlitzwände,
- Massive Störkörper.

Da die Energieausbreitung vorwiegend in Form von Oberflächenwellen verläuft, erscheinen Schlitze oder Schlitzwände im Boden als sinnvolle Maßnahme zur Erschütterungsabschirmung, siehe Bild 3.2. Der Abschirmeffekt ist umso deutlicher, je größer der Unterschied der Impedanz (dynamische Steifigkeit) von Boden und Wand ist. Ein offener Schlitz wäre daher besser als eine steife Wand. Boden-

Bild 3.2: Transmissionsreduzierung durch Abschirmwand



schlitze lassen sich jedoch nicht in der für praktische Zwecke notwendigen Tiefe (z.B. 10 m) auf Dauer offen halten. Stattdessen sind Betonschlitzwände mit darin enthaltenen flexiblen gasgefüllten Röhren verwendet worden. Wenn die Schlitztiefe mindestens der Wellenlänge der dominierenden Frequenz entspricht, lassen sich so die Schwingungsamplituden auf etwa die Hälfte reduzieren.

Bei massiven Schlitzwänden ist die Abschirmwirkung umso stärker, je größer die Querschnittsfläche ist. Spundwände haben wegen ihrer geringen Querschnittsfläche keine nennenswerte abschirmende Wirkung.

Massive Störkörper sind z.B. flache Betonplatten auf der Bodenoberfläche, die durch Interferenzeffekte oder durch ihre Masse das Wellenfeld beeinflussen. Reduzierungen bei bestimmten Frequenzen werden hier in der Regel erkaufte durch Verstärkungen der Schwingungsamplituden für andere Anregungsfrequenzen.

Generell gilt, dass Abschirmmaßnahmen im Boden in der Regel aufwendig und teuer sind. Sie sind daher nur dann sinnvoll, wenn reduzierende Maßnahmen an Quelle und betrachtetem Objekt ausscheiden.

4 Immission

4.1 Ermittlung, Grenzwerte, Normen

Die Erschütterungen werden vom Baugrund über die Gründungen in die Gebäude übertragen, wo sie meist durch schwingende Gebäudeteile verstärkt werden (Abb. 1.1). In diesem Aufsatz werden die Einwirkungen auf Menschen (DIN 4150-2) und Gebäude (DIN 4150-3) untersucht.

Die für die Erschütterungsimmission maßgeblichen Orte sind i. A. die der Erschütterungsquelle nächstgelegenen Geschossdecken. Der maßgebende Frequenzbereich reicht von 1 bis 80 Hz (DIN 4150 [1]).

In DIN 4150-2 [1] wird als Maß für die Größe der Erschütterungen der KBF_{\max} -Wert angesetzt. Der KBF_{\max} -Wert wird normalerweise aus Messungen vor Ort von Schwingungsgeschwindigkeit als Funktion der Zeit ermittelt. Um eine schnelle Einschätzung für den KBF_{\max} -Wert zu erhalten, gilt näherungsweise nach [DIN 4150-2]:

$$KB = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{v_{\max}}{\sqrt{1+(f_0/f)^2}}$$

$$KB_{F_{\max}}^* = KB \cdot c_F$$

Dabei ist:

v_{\max} maximale Schwingschnelle (mm/s)
 f Frequenz (Hz)

f_0 5.6 Hz (Grenzfrequenz des Hochpasses)

c_F Konstante (Tabelle 3, DIN 4150-2 [1], entsprechend der Art der Erschütterung, Wertebereich: 0.6–0.9)

Die zulässigen Grenzwerte für den KBF_{\max} -Wert sind in Tabelle 1 der DIN 4150-2 gegeben. Für Wohngebiete z.B. liegt dieser Wert tagsüber bei 0.15. In einer Erschütterungsprognose kann der KBF_{\max} -Wert jedoch auch in guter Näherung durch Auswertung von Spektren ermittelt werden (Verfahren 5).

Die Immission kann durch verschiedene Verfahren prognostiziert werden. Ist die Baustruktur genau bekannt, kann z.B.

durch den Einbau der Bauwerksmodelle in das Transmissionsmodell die Immission direkt an den entsprechenden Strukturteilen der Bauwerke ermittelt werden. In diesem Verfahren werden die entsprechenden Bauwerkseigenschaften sehr genau abgebildet (z.B. Deckenfrequenzen, Wandfrequenzen, etc.) und es kann eine bauwerksspezifische Aussage über die zu erwartende Erschütterung getroffen werden.

Ein weiteres Verfahren zur Ermittlung der Immission ist die Verknüpfung von prognostizierten Freifelderschütterungen (aus dem Transmissionsmodell) mit Messergebnissen aus der Übertragung von Freifeldschwingungen ins Bauwerk. Dieses Verfahren kann natürlich nur bei vorhandener Bebauung angewandt werden. Da in der Praxis aber meist die Bauwerkseigenschaften weit streuen oder die vorhandene Bebauung sehr unterschiedlich ist, wird häufig die Verstärkung der Bauwerkerschütterungen durch einen Faktor oder durch eine gemittelte Gebäude-Übertragungsfunktionen in Abhängigkeit der Frequenz beschrieben. Diese Faktoren oder die Übertragungsfunktionen basieren auf statistisch gemittelten Werten oder auf Erfahrungswerten.

Durch eine Multiplikation der aus der Transmission resultierenden Signale (z.B. in Form von Spektren) mit den Übertragungsfunktionen/Übertragungsfaktoren des Bauwerks ergeben sich die Verschiebungen bzw. Geschwindigkeiten im Gebäude. Da in Verfahren 5 diese Berechnungen meist im Frequenzbereich durchgeführt werden, erhält man Resultate in Form von Spektren (z.B. Spektren der effektiven Geschwindigkeit im Frequenzbereich von 1 bis 80 Hz). Um einen Bezug der ermittelten Spektren zu den in DIN 4150-2 gegebenen Grenzwerten herstellen zu können, ist aus diesen Spektren der $KB_{F_{\max}}$ -Wert zu bestimmen. So werden z.B. die $KB_{F_{\max}}$ -Werte näherungsweise als energetische Summe der spektralen Geschwindigkeitswerte angenommen. Die Spektralwerte werden jedoch zuvor noch gemäß DIN 4150 „frequenzbewertet“. Der Faktor der einzelnen Geschwindigkeiten in jeder Frequenz ist:

$$|H_{KB}(f)| = \frac{1}{\sqrt{1+(f_0/f)^2}}$$

wobei f_0 5.6 Hz ist.

Die Frequenzbewertung wird herangezogen, da die menschliche Wahrnehmung von der jeweiligen Körperhaltung abhängt. Sie setzt sich zusammen aus Elementen der Bewertungen für Einwirkungen im Stehen und Sitzen.

Zur Reduzierung der Immission können geplante Gebäude in der Nähe von Schienenverkehrswegen insgesamt elastisch gelagert werden. Als Federelemente kommen u. A. Elastomer-Blocklager oder Stahlschraubenfedern zum Einsatz. Der Rohbaukosten-Mehraufwand beträgt etwa 10%, ermöglicht jedoch eine weitgehende Abschirmung gegenüber Erschütterungseinwirkungen.

5 Anwendung der Methode

5.1 Prognose der Erschütterungen in einem Neubau neben einem Stadtbahntunnel und Messungen am fertigen Bauwerk

Für das in Bild 5.1 dargestellte Wohn- und Geschäftshaus hatte HOCHTIEF als Generalübernehmer auch die Verantwortung für Aufgaben im Bereich des baulichen Erschütterungsschutzes und die entsprechenden Gewährleistungspflichten übernommen. Die Verkaufsfläche im Unterge-

schoss schließt an einen vorhandenen U-Bahnhof an. Für das Bauwerk waren daher Verkehrserschütterungen aus der U-Bahnstrecke zu erwarten.

Infolge des festgeschriebenen Planungsablaufs wurde die Frage nach Verkehrserschütterungen erst während der Ausführungsphase akut. Es sollte untersucht werden, ob für die Wohnbereiche die zu erwartenden Erschütterungen gemäß DIN 4150, Teil 2 zulässig oder ob zusätzliche erschütterungsreduzierende Maßnahmen zu treffen wären. Es wurden zunächst Messungen der Verkehrserschütterungen in der Baugrube vorgenommen. Diese Daten wurden interpretiert und als Eingabe für eine dynamische Berechnung im Rahmen der Erschütterungsprognose verwendet. Bild 5.2 zeigt die Messpunkte A, B und C in der Baugrube und projiziert in das spätere Bauwerk. Bild 5.3 zeigt einen typischen Messschrieb an Messpunkt A ($\Delta t = 0.003$ s, $T = 60$ s) und das zugehörige Fourierspektrum. Die maximalen vertikalen Schwingschnellen lagen bei Messpunkt A (ca. 17 m Abstand zur Tunnelwand) etwas über 0.2 mm/s. Bei Messpunkt B (ca. 26 m Abstand) ergaben sich etwa halbe, bei Messpunkt C (ca. 10 m Abstand) etwa doppelte maximale Schwingschnellen. Man erkennt, dass die maximalen Erschütterungen im entscheidenden Maße von hochfrequenten Anteilen (größer als 40 Hz) dominiert wurden. Die Erschütterungen erreichen das Bauwerk primär über die Sohlplatte und werden dabei durch deren Steifigkeit in ihrem Frequenzcharakter verändert. Durch ein vereinfachendes 2D-Modell von Tunnel, Baugrund und Sohlplatte wurde dieser Einfluss abgeschätzt. Bild 5.5 zeigt das dazu verwendete Berechnungsmodell. Zur Vereinfachung wurde angenommen, dass Tunnel- und Gebäudefundament in gleicher Tiefe liegen. Es wurde die Übertragungsfunktion von Kräften an der Tunnelsohle zu Schwingschnellen in der Baugrube und an Deckenmitten im Gebäude berechnet. Über die in der Baugrube gemessenen Erschütterungen konnten die verursachenden Kräfte an der Tunnelsohle und daraus die Erschütterungen im Bauwerk ermittelt werden.

Die errechneten maximalen vertikalen Schwingschnellen der Decken lagen im ungünstigsten Fall bei 0.16 mm/s. Die daraus bestimmten KB_{Fmax} -Werte an den Gebäudedecken im Wohnbereich ergaben in Bezug auf die Anhaltswerte der DIN 4150, Teil 2 keine Notwendigkeit für besondere

bauliche Maßnahmen zur Erhöhung des Erschütterungsschutzes. Das Bauwerk wurde daher ohne Änderung der Planung weitergebaut und fertig gestellt.

Nach Fertigstellung der Gebäude konnte die Güte der Prognose durch Schwingungsmessungen an verschiedenen Stellen im fertigen Bauwerk geprüft werden, siehe Bild 5.4. Die gemessenen Erschütterungen lagen deutlich unter den prognostizierten und zulässigen maximalen Werten.

5.2 Prognose von Erschütterungen aus Trümmerabsturz innerhalb eines denkmalgeschützten Bauwerks und Vergleich mit Messungen

Der Gasbehälter 3 im ehemaligen Gaswerk in Dresden-Reick sollte zu einem Musical-Theater umgebaut werden. Das zylindrische Umfassungsbauwerk des so genannten Erlwein-Gasbehälters (benannt nach dem Architekten Hans Erlwein) wurde in den Jahren 1907/1908 in Stahlbetonbauweise errichtet und steht unter Denkmalschutz, siehe Bild 5.6. Im Rahmen des Umbaus sollte die vorhandene kuppelförmige Dachkonstruktion, die im wesentlichen aus 25 nicht mehr tragfähigen Stahlfachwerkbindern (insgesamt ca. 700 kN) und einer oberlichtartigen Laterne aus Stahl und Beton (ca. 1450 kN) bestand, durch Sprengung abgebrochen werden. Die Dachkonstruktion sollte innerhalb des Umfassungsbauwerks herunterfallen. Die durch den Aufprall der Dachkonstruktion auf die Sohlplatte bzw. ein Fallbett entstehenden Erschütterungen durften die Gründung der Zylinderschale des Bauwerks nicht beeinträchtigen. Es sollte die Größe der Erschütterung am Fundament der Schale ermittelt werden, um eine eventuelle Gefährdung des Bauwerks beurteilen zu können, siehe Bild 5.7.

Die Ermittlung der Erschütterung erfolgte durch dynamische Berechnung mit einem drei-dimensionalen rotationssymmetrischen Modell des Gründungsbereichs mit dem Programm BOBAX. Die Belastung durch den Aufprall der Dachkonstruktion wurde näherungsweise durch Last-Zeitverläufe mit ringförmiger Verteilung erfasst. Die Last-Zeitverläufe wurden aus dem Impuls der fallenden Massen ermittelt. Dabei wurde ein Stoß angenommen, bei dem die kinetische Energie weitgehend in plastische Deformationen der Dachkonstruktion und des Bodens bzw. des Fallbetts im Aufprallbereich umgewandelt wurde. Die unvermeidlichen Unschärfen wurden durch mehrere Rechnungen mit variierten Annahmen abgedeckt.

Bild 5.1: Wohn- und Geschäftshaus neben U-Bahnlinie

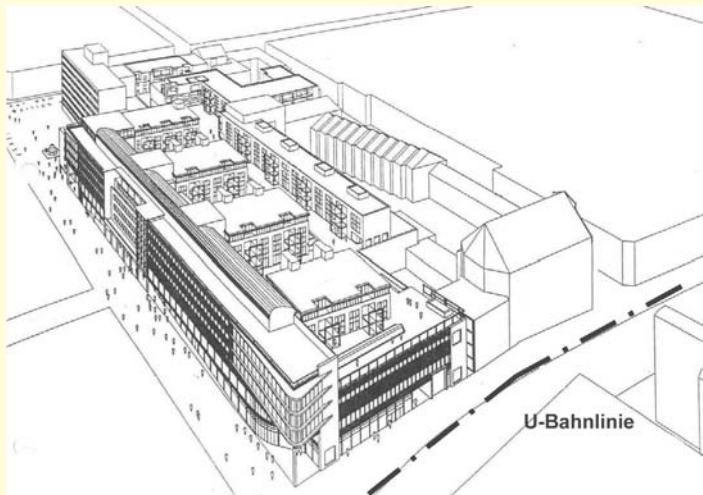
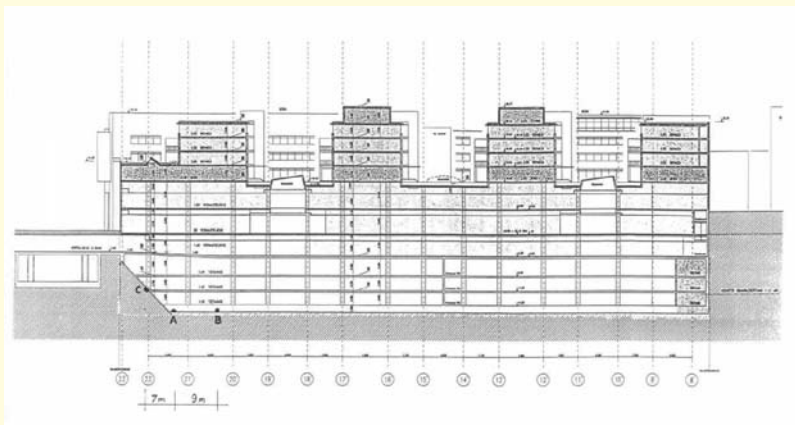


Bild 5.2: Messpunkte in der Baugrube im Vergleich zur Lage im Gebäude



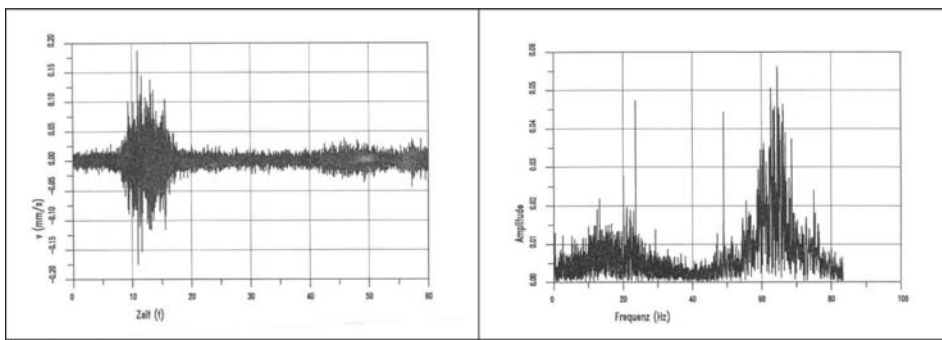


Bild 5.3: Typischer Messschrieb in Baugrube an Messpunkt A mit Fourierpektrum

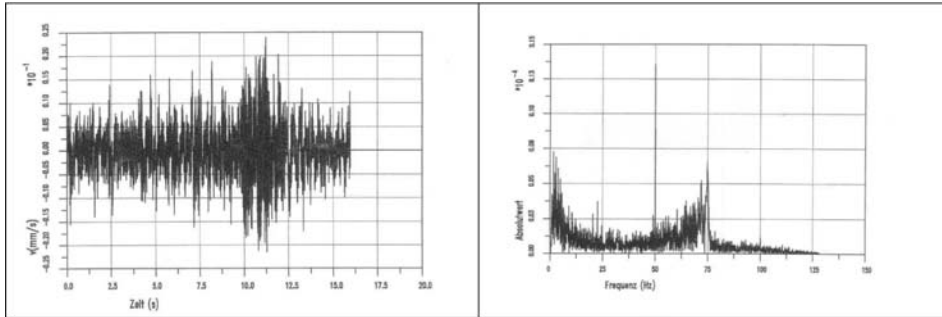


Bild 5.4: Typischer Messschrieb im fertigen Gebäude und Fourierpektrum

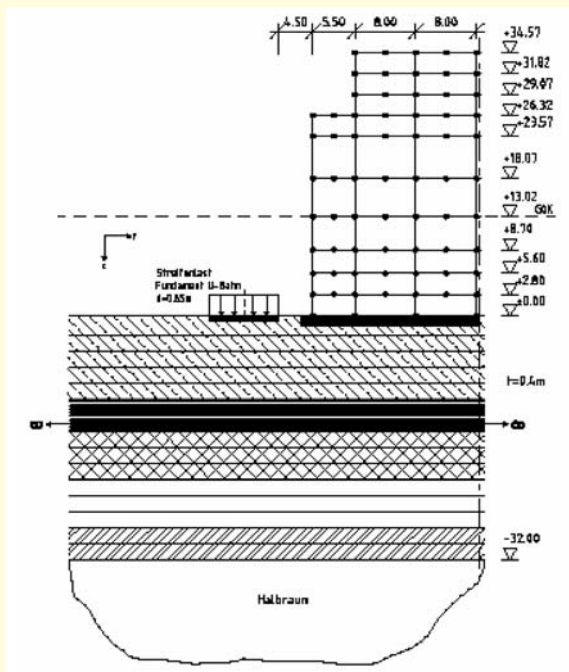


Bild 5.5: 2D-Modell von Tunnel, Baugrund und Gebäudesohlplatte

Es wurden Zeitverläufe der Verschiebungen und Schwinggeschwindigkeiten mit Hilfe von Übertragungsfunktionen und Fouriertransformationen numerisch berechnet. Die berechneten Maximalwerte der Schwinggeschwindigkeit betragen weniger als 10 mm/s im Bereich des Fundamentes. Sie überschritten somit nicht die Anhaltswerte der DIN 4150 Teil 3. Auch die maximalen Verschiebungen der Fundamente waren mit ca. 0.3 mm unbedenklich klein. Eine Gefährdung der Standsicherheit des Behälters und eine Beeinträchtigung seines Zustands durch induzierte Erschütterungen konnte somit ausgeschlossen werden.

Die Sprengung der Kuppel des Gasbehälters fand 1998 statt und verlief wie geplant. Die Laterne stürzte genau zentrisch ab. Die Stützen des inneren Rings und über etwa 1 m auch die Zylinderschale drangen in das Prallbett ein. Die Kuppelträger knickten beim Aufprall und das Dach der Laterne beulte nach unten aus.

Die durch die Explosion und den Aufprall der Kuppel verursachten Geschwindigkeitszeitverläufe wurden gemessen. Die gemessenen maximalen Schwinggeschwindigkeiten betrugen am Fundament der Treppentürme 8 mm/s und an der Traufe nach Informationen der Sprengfirma etwa 28 mm/s, siehe einen typischen Messschrieb in Bild 5.8. Abgesehen von herunterfallenden Glasscheiben entstanden keine Schäden am zu erhaltenden Bauwerk. In Anbetracht der Unsicherheiten bei der Abschätzung der Stoßlast stimmten die Messwerte mit den berechneten Werten in hervorragender Weise überein.

6 Ausblick

Derzeit werden verschiedene Verfahren zur Erschütterungsprognose angewendet. Im Allgemeinen wird deren Ergebnis von den jeweiligen Erfahrungen des Bearbeiters geprägt. Die Folge hieraus sind sehr unterschiedliche Prognoseergebnisse, wobei Unsicherheiten häufig durch hohe Konservativität kompensiert werden sollen. Abgesehen von längeren Bauzeiten bedeuten erschütterungsreduzierende Maßnahmen wie verstärkte Decken, zusätzliche Trennfugen in Decken und Wänden, Abfederung von Stockwerken, Einbau von Dämmmatten o. ä. Mehrkosten in Millionenhöhe, die mitunter im Nachhinein als unnötig erkannt werden. Andererseits kann der wirtschaftliche Schaden bei einer Unterschätzung des Problems weit höher ausfallen.

Wichtig erscheinen daher klare und objektive Methoden zur Untersuchung des Erschütterungsproblems. Die oben vorgestellten Verfahren und Programme ermöglichen durch die Modellierung des Baugrundes eine genauere Erfassung der Transmission und dadurch eine detaillierte bauwerksspezifische Erschütterungsprognose.

Zurzeit wird im Rahmen des FuE-Vorhabens „Prognose von Bauwerkserschütterungen durch Schienenverkehr“ an einer einheitlichen Erschütterungsrichtlinie gearbeitet, die schwingungstechnischen Gutachtern als Leitlinie für Erschütterungsprognosen dienen kann. Die Anwendung der oben dargestellten Verfahren und Programme in Rahmen der neuen Richtlinie wird präzisere Ergebnisse bei der Erschütterungsprognose von Bauwerken ermöglichen.

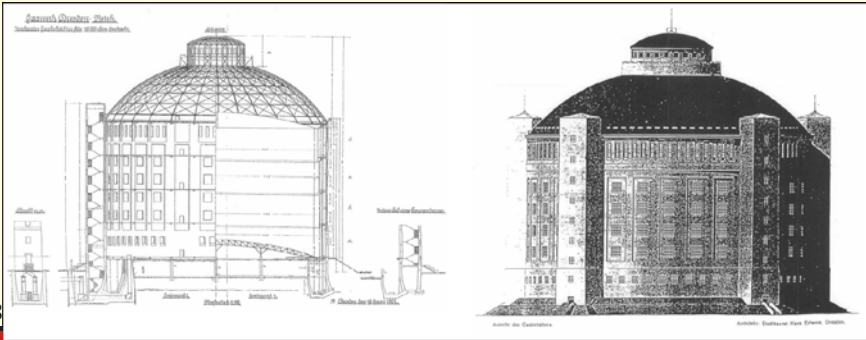


Bild 5.6: Erlwein-Gasbehälter in Dresden

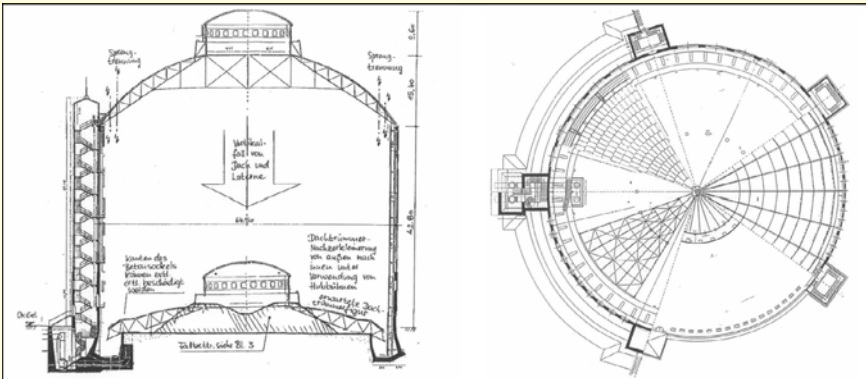


Bild 5.7: Geplanter Abbruch des Stahldaches

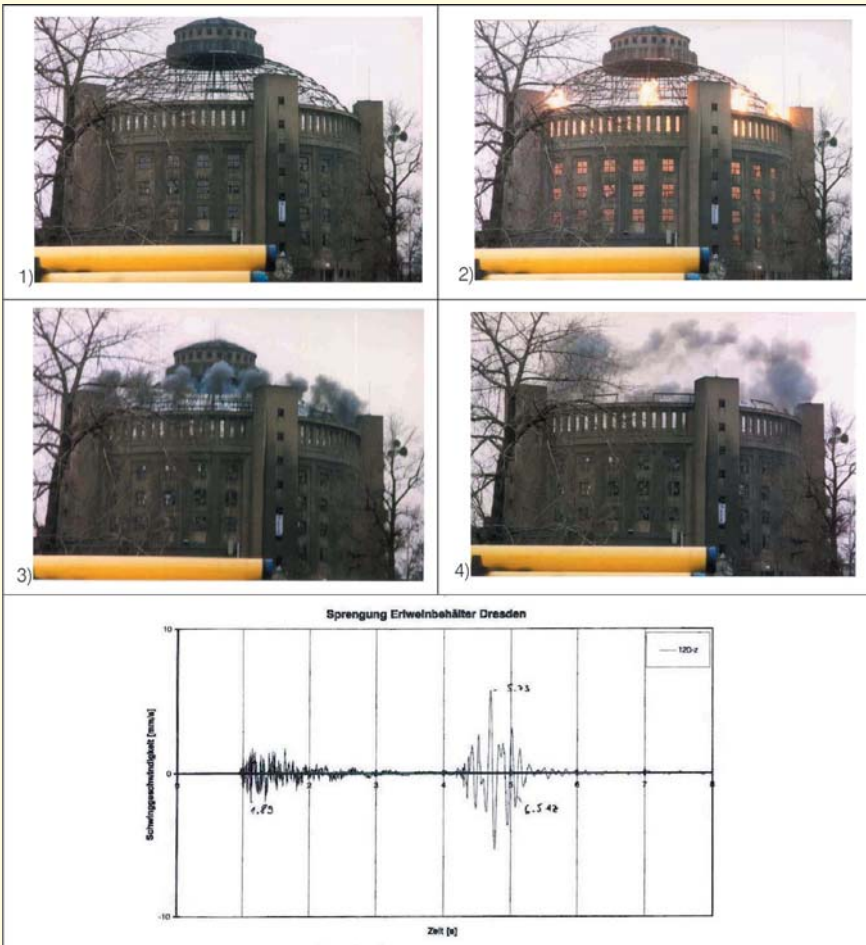


Bild 5.8: Sprengung des Dachs und Messschrieb der Schwingschnelle bei Sprengung und Aufprall des Stahldaches

Literatur

- [1] DIN 4150, „Erschütterungen im Bauwesen, Teil 1/2/3“, Juni 1999
- [2] DIN 45669, „Messung von Schwingungs-
immissionen, Teil1/2“, Juni 1995
- [3] VDI 2057, „Einwirkung mechanischer
Schwingungen auf den Menschen“,
Sep. 2002
- [4] Auersch, L., Ebner, B., „Erschütterungs-
immissionen in Gebäuden. Eine Parameter-
studie und messtechnische Untersuchun-
gen zur Deckenresonanz“, Bautechnik 65,
S. 271–276 (1988)
- [5] Ackva, J., Niedermeyer, S., „Ganzheitliches
Ausbreitungsgesetz für Erschütterungen
aus dem Schienenverkehr – Ausgangslage
und Möglichkeiten der Prognose“, Erschüt-
terungsausbreitung und Erschütterungs-
reduzierung, Berg-Verlag, Bochum, 1994
- [6] STUVA E.V., Bundesanstalt für Materialprü-
fung BAM, „Bericht 9: Untersuchung zur
Ausbreitung und Minderung von Erschütte-
rungen an Trassen des Schienengebunden-
en Stadtverkehrs im Geländenniveau“,
April 1983
- [7] Landesumweltamt NRW, „Materialien
Nr. 22: Erschütterungen und Körperschall
des landgebundenen Verkehrs, Prognose
und Schutzmaßnahmen“, Juli 1995
- [8] Wave'94, „Erschütterungsausbreitung und
Erschütterungsreduzierung“, Berg-Verlag,
Bochum, (Hrsg.) Chouw, N., Schmid, G.,
1994
- [9] Landesamt für Immissionsschutz NRW,
„LIS-Bericht Nr. 107: Durchführung von
Immissionsprognosen für Schwingungs-
und Körperschalleinwirkungen“, 1992
- [10] Muir Wood, A. M., „The circular tunnel in
elastic ground“, geotechnique, No.1,
115–127, 1975
- [11] Haus der Technik, „Seminar
Nr. S-30–253–041–3, Erschütterungs- und
Körperschallschutz für Gebäude“, 1993
- [12] Technische Akademie Esslingen, „Lehrgang
Nr. /88.044: Schall- und Erschütterungs-
schutz bei Schienenbahnen 99
- [13] Waas, G., „Dynamisch belastete Fun-
damente auf geschichtetem Baugrund“,
VDI-Bericht Nr. 381, 1980
- [14] Waas, G., Riggs H.R., Werkle, H.,
„Displacement Solutions for Dynamic
Loads in Transversely-Isotropic Stratified
Media“, Earthquake Engineering and
Structural Dynamics, Vol. 13,173–193,
1985

Zur Erdbebensicherheit bestehender Talsperren

Dr. Martin Wieland

Electrowatt-Ekono AG, Hardturmstraße 161, CH-8037 Zürich, Schweiz

E-Mail: martin.wiland@ewe.ch

In den letzten Jahren haben Themen wie die Erdbebenbemessung neuer Talsperren und vor allem die Erdbebensicherheitsbeurteilung der bestehenden Stauanlagen an Aktualität gewonnen. In der Schweiz hat das Bundesamt für Wasser und Geologie kürzlich eine neue Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen herausgegeben, die auch die Erdbebensicherheit der Stauanlagen beinhaltet. Erdbebenaspekte von Talsperren war auch eines der vier Hauptthemen, die am 21. Kongress der Internationalen Talsperrenkommission (ICOLD) im Juni 2003 in Montreal diskutiert wurden. Zudem hat das ICOLD Erdbebenkomitee, das von Autor präsiert wird und dessen Mitglieder aus 25 verschiedenen Ländern stammen, seit 1998 die folgenden Richtlinien zum Thema Erdbeben und Talsperren publiziert:

- Neotectonics and dams, ICOLD Bulletin 112 (1998): Bulletin befasst sich mit Talsperren, die auf potentiell aktiven Verwerfungen stehen.
- Seismic observation of dams, ICOLD Bulletin 115 (1999): Bulletin befasst sich mit dynamischen Messungen an Talsperren mit verschiedenen Fallbeispielen.
- Design features of dams to effectively resist seismic ground motion, ICOLD Bulletin 120 (2001): Bulletin gibt einen Überblick über die verschiedenen Aspekte der Erdbebenbemessung von Talsperren und enthält zahlreiche Fallstudien von Talsperren, die Starkbeben ausgesetzt waren.
- Earthquake design and evaluation of structures appurtenant to dams, ICOLD Bulletin 125 (2002): Bulletin behandelt die seismische Bemessung von Nebenanlagen von Talsperren.

Da bereits seit den 1930er Jahren der Lastfall Erdbeben bei der Bemessung der meisten grossen Talsperren berücksichtigt wurde, normalerweise charakterisiert durch einen seismischen Koeffizienten von 0.1, könnte der Eindruck erweckt werden, dass man die Erdbebensicherheit von Talsperren im Griff hat. Es hat sich jedoch seit dem 1971 San Fernando Erdbeben in Kalifornien abgezeichnet, dass dem nicht so ist und dass das verwendete Bemessungskonzept überholt und in einigen Fällen zu falschen Ergebnissen führt. Diese Problematik wurde erkannt und in verschiedenen Ländern wird eine Neubeurteilung der Erdbebensicherheit der bestehenden Talsperren durchgeführt. Nach dem heutigen Stand der Technik müssen Talsperren der Bodenbewegung des Sicherheitserdbebens (SE) widerstehen können. In der Schweiz ist das bei den grossen Talsperren ein Ereignis mit einer Wiederkehrperiode von 10'000 Jahren. Bei der Festlegung der Bodenbewegung des SE für ähnliche Standorte gibt es teilweise sehr grosse Unterschiede. In Gebieten hoher Seismizität wie in Kalifornien sind Maximalwerte der Bodenbeschleunigung des SE von über 0.5 g nichts aussergewöhnliches, währenddem man in Gebieten niedriger bis mässiger Seismizität an eher tiefere Werte wie in den Bauwerksnormen denkt. Generell ist es problematisch mit zu tiefen Werten zu rechnen, da es sich in der Vergangenheit gezeigt hat, dass die Beschleunigungswerte bzw. Antwortspektren ständig erhöht wurden.

Bisher ist in der Literatur noch kein Fall bekannt, wo durch den erdbebenbedingten Bruch einer modernen Talsperre Menschen umgekommen sind. Diese Beobachtung darf jedoch nicht zu dem Schluss verleiten, dass Talsperren generell eine ausrei-

chende Erdbebensicherheit aufweisen, da bisher weltweit nur eine Handvoll Talsperren den Bodenbewegungen des SE ausgesetzt waren. Da zudem fast alle Talsperren Prototypen sind, ist eine direkte Übertragung der Beobachtung von Erdbebenschäden an einer Sperre auf eine andere nur beschränkt möglich. Es ist deshalb davon auszugehen, dass nach einem Schadenbeben, wo Schäden an Talsperren auftreten, auch in Zukunft die Erdbebenvorschriften für Talsperren angepasst werden müssen.

Bei den Katastrophenerdbeben von 1999 in Taiwan und 2001 in Indien sind Talsperren beschädigt worden. Spektakulär war das Versagen des Shih-Kang Wehres in Taiwan, das zum Auslaufen des Reservoirs geführt hat. Das Wehr stand auf einer aktiven Verwerfung und zwei der 18 Wehröffnungen wurden durch Relativverschiebungen von ca. 7.7 m zerstört. Da der Abfluss durch die beiden Wehröffnungen geringer war als der Hochwasserabfluss während der Taifunaison, entstanden keine Überschwemmungsschäden im Unterlauf des Flusses.

Beim Bhuj Erdbeben in Gujarat in Indien wurden am 26 Januar 2001 245 Erddämme zum Teil stark beschädigt. Nur aufgrund der Tatsache, dass die Stauseen nach einer längeren Dürreperiode zu dieser Jahreszeit praktisch leer waren, kam es zu keinen weiteren Schäden.

In Mitteleuropa, wo nur noch vereinzelt neue Talsperren gebaut werden, besteht das Hauptproblem der Werkeigentümer in der Sicherheit und Substanzerhaltung der vorhandenen Stauanlagen. Dazu gehört aufgrund des stetig wachsenden Risikos der Stauanlagen auch die Sicherstellung der Erdbebensicherheit.

ICOLD empfiehlt für Sicherheitsbeurteilungen die Verwendung des maximal möglichen Erdbebens bzw. des SE. Das SE kann auch in Mitteleuropa ein sehr starkes Erdbeben sein. Falls sich der Erdbebenherd in geringer Tiefe befindet, können Spitzenbeschleunigungen auftreten, die weit über den heute in den Tragwerksnormen verwendeten Werten liegen. Ein Beispiel sind die Bodenbewegungen, die im Epizentralbereich des Miyagi Erdbebens vom 26. Juli 2003 in Japan gemessen wurden. Am gleichen Tag haben sich drei Erdbeben mit Magnituden von 5.5, 6.2 und 5.3 ereignet. Beim Magnitude 5.5 Ereignis wurden maximale horizontale und vertikale Beschleunigungen von 2.04 g (H) bzw. 0.60 g (V) registriert, beim Hauptbeben mit einer Magnitude von 6.2 betrug die entsprechenden Werte (an verschiedenen Stationen gemessen) 1.64 g (H) bzw. 1.27 g (V) und beim Magnitude 5.3 Beben wurden Werte von 0.66 g (H) und 0.51 g (V) gemessen. Das sind aussergewöhnliche Werte für derartige Beben. Diese sind auf die starke Verstärkung der Bodenbewegungen im Oberflächenbereich zurückzuführen. Die Herdtiefe lag bei ca. 10 km. Da Erdbeben mit Magnituden von 5.3 bis 5.5 fast überall auftreten können, ist es auch denkbar, dass Bodenbewegungen wie beim Miyagi Erdbeben an einem Talsperrenstandort möglich sind, wo aussergewöhnliche Ereignisse mit sehr geringer Eintretenswahrscheinlichkeit betrachtet werden müssen.

In Gebieten mit geringer Seismizität wie beispielsweise in Grossbritannien, wird bei Stauanlagen mit einem sehr grossen Schadenspotential eine Wiederkehrperiode des SE von bis zu 30'000 Jahren spezifiziert. In Gebieten mit hoher Seismizität, wie zum Beispiel Chile, wo sich ein Magnitude 8+ Erdbeben al-

le 100 Jahre ereignet, beträgt die Wiederkehrperiode des SE bloss 500 Jahre. Die Talsperren in Chile sind deshalb nicht schlechter gewappnet ein Starkbeben zu überstehen als eine Stauanlage in Mitteleuropa, die auf ein Ereignis mit 10'000 jährlicher Wiederkehrperiode ausgelegt wurde, und zwar aus dem einfachen Grund, weil in Chile bei einem 500-Jahr-Erdbeben die Maximalwerte der Bodenbewegung bereits bei diesem Ereignis erreicht werden und auch bei einem stärkeren Beben kaum überschritten werden.

In Mitteleuropa hat man auch mit einem 10'000-Jahr-Erdbeben die Sättigungswerte der Bodenbewegung noch nicht erreicht. Das heisst, dass eine nach diesen Vorschriften dimensionierte Talsperre in Chile eine bessere Überlebenschance hat ein Extrembeben zu überstehen als eine vergleichbare Sperre in Mitteleuropa. Diese Folgerung erscheint auf den ersten Blick paradox, ist aber eine direkte Konsequenz der stark unterschiedlichen Häufigkeit von Starkbeben in diesen beiden Regionen.

Die Bestimmung der Bodenbewegung des SE ist mit sehr grossen Unsicherheiten behaftet. Wenn wir die Spitzenbeschleunigung betrachten und den Mittelwert mit 100% annehmen, dann kann die Standardabweichung ohne weiteres den Wert von 150% annehmen, das heisst, sehr hohe Spitzenwerte der Bodenbeschleunigung sind aus statistischer Sicht denkbar, wenn z.B. Fraktilwerte wie bei anderen Einwirkungen berücksichtigt werden. Die Auslegung der Talsperren auf das SE bleibt deshalb mit grossen Unsicherheiten behaftet. Eine Forderung, dass sämtliche Sperren mit einem grossen Schadenspotential auf eine Spitzenbeschleunigung von sagen wir 0.5 g auszulegen wären, würde in Gebieten mit niedriger bis mässiger Seismizität auf Unverständnis und starke Opposition stossen, würde aber die Problematik der Unsicherheiten in der maximal möglichen Bodenbewegung des SE weitgehend entschärfen.

Dass die Frage der maximalen Bodenbeschleunigung (die maximale erdbebenbedingte Bodenbewegung) bei Projekten mit grossem Schadenspotential noch nicht abgeschlossen ist, zeigt die historische Entwicklung der Erdbebenauslegung von Talsperren. Bei der Bemessung der 220 m hohen Hoover Bogenmauer in den USA hat man bereits in den 1950er Jahren eine Ersatzbeschleunigung von 0.1 g berücksichtigt. Dieser Wert wurde in der Folge weltweit bis in die 1970er Jahre für die Erdbebenauslegung vieler Talsperren verwendet. In der Zwischenzeit haben die gemessenen Spitzenbeschleunigungen ständig zugenommen. In der Schweiz wurde kürzlich für die Erdbebensicherheitsüberprüfung eines Schüttdammes eine Spitzenbeschleunigung von 0.43 g verwendet. In den USA (vor allem in Kalifornien) sind Werte von 0.5 g bis 1.0 g keine Ausnahme mehr. Beim Tehri Steinschüttdamm in Indien, der kurz vor der Fertigstellung steht, wurden für die Erdbebensicherheitsüberprüfung sogar Aufzeichnungen der stärksten bisher gemessenen Bodenbeschleunigungen verwendet und diese übersteigen bereits die 1.0 g Grenze. Beim geplanten West Seti Damm (mit wasserseitiger Betonabdichtung) in Nepal beträgt die Spitzenbeschleunigung des SE 1.04 g.

Die Fachleute, die die bisherige Praxis mit einer Ersatzbeschleunigung von 0.1g als ausreichend erachten, werden sich wohl damit abfinden müssen, dass in Zukunft Erdbebensicherheitsnachweise mit weit höheren Spitzenbeschleunigungen erbracht werden müssen.

Das Durchschnittsalter der Talsperren in Mitteleuropa liegt bei über 40 Jahren, das heisst, die Erdbebenbemessung der Mehrzahl der bestehenden Talsperren (das gilt auch für ältere Infrastrukturbauten und Gebäude) basierte auf Bemessungskriterien (Ersatzbeschleunigung von 0.1g) und Berechnungsmetho-

den (statisches Ersatzlastverfahren), die heute als veraltet, überholt, unzuverlässig oder sogar falsch erachtet werden. Im Hinblick auf die heutigen Erdbebenauslegungskriterien ist deshalb nicht näher bekannt, welche Erdbebensicherheit die Mehrzahl der grossen Talsperren (das gilt auch für Infrastrukturbauten und Gebäude) hat. Es ist deshalb nötig, dass die Erdbebensicherheit dieser Talsperren überprüft wird und bei Sperren mit unakzeptablem Erdbebenrisiko Verstärkungsmassnahmen eingeleitet werden. Dies wurde beispielsweise in Kalifornien bereits gemacht. Dort wurden rund 1400 Talsperren überprüft. Bei 116 Talsperren mussten Massnahmen ergriffen werden.

Prinzipiell kommen folgende Massnahmen in Frage, um das Erdbebenrisiko von Stauanlagen zu reduzieren:

- Bauliche Massnahmen: Erdbebenverstärkung von Stau-mauern durch Vorspannanker, Querschnittsanpassungen etc.; Erdbebenverstärkung von Schüttdämmen durch Erhöhung des Freibordes, Abflachung der Böschungen, Verbreiterung der Dammkrone, Ersatz von ungeeignetem Schüttmaterial etc.
- Betriebliche und organisatorische Massnahmen: Reduktion des Stauseespiegels, Anpassung des Betriebsreglementes, Alarmsysteme und Notfallplanung (Im Extremfall kann eine Stauanlage ausser Dienst gestellt werden).

Als flankierende Massnahme kann auch eine seismische Überwachung der Umgebung der Stauanlage in Betracht gezogen werden sowie die Instrumentierung einer Talsperre mit Starkbebenegeräten.

Welches Vorgehen ist praktikabel? Es ist klar, dass die Erdbebengefährdung in Mitteleuropa nicht mit derjenigen in Kalifornien oder Taiwan gleichzusetzen ist. Bei extrem seltenen Starkbeben, die eine Talsperre sicher überstehen muss, ohne dass es zum unkontrollierten Freisetzen des Stausees kommt, ist jedoch der Unterschied in der maximalen Bodenbewegung in Kalifornien und Mitteleuropa nicht mehr sehr gross. Die Dauer der starken Bodenbewegung des SE ist jedoch in Mitteleuropa bedeutend kürzer als in Kalifornien.

Bisher galt die weit verbreitete Ansicht, dass Erdbeben in Mitteleuropa eine sekundäre Einwirkung sind, die wohl beachtet werden muss, aber keine eigentliche Gefährdung von Talsperren darstellen. Das ist wahrscheinlich für die gut konzipierten Talsperren auch der Fall. Aber so genau weiss es doch keiner solange keine Erdbebensicherheitsüberprüfung nach dem heutigen Stand der Technik durchgeführt worden ist. Es sollte deshalb im Interesse sämtlicher Talsperrenbesitzer sein, entsprechende Abklärungen vorzunehmen.

Abklärungen über Extremhochwasser gehören heute zur Tagesordnung und Hochwasserentlastungen werden auf Ereignisse mit Wiederkehrperioden von 10'000 Jahren ausgelegt. Bei Erdbeben sind deshalb konsequenterweise dieselben risiko-bezogenen Sicherheitskriterien zu verwenden. Die konsistente Beurteilung von Gefährdungen ist deshalb dringend erforderlich.

Wichtig erscheint die Bewusstseinsbildung unter den Werk-eigentümern und Talsperrenfachleuten. Vielerorts sind es jedoch die Aufsichtsbehörden, die gefordert sind, denn bekanntlich handeln die Talsperrenbesitzer erst, wenn die Behörden etwas verlangen. Nur wenn das breit abgestützte Verständnis für die Notwendigkeit einer Erdbebensicherheitsüberprüfung der Talsperren (das gilt wiederum auch für Infrastrukturbauten und Gebäude) vorhanden ist, kann ein derartiges Programm erfolgreich lanciert werden.

Dr. Martin Wieland ist Präsident des Erdbebenkomitees der Internationalen Talsperrenkommission (ICOLD).