

Dokumentation
D 0198

s i a

Aktuelle Probleme der Brückendynamik

D-A-CH Tagung 2003

schweizerischer
ingenieur- und
architektenverein

société suisse
des ingénieurs et
des architectes

società svizzera
degli ingegneri e
degli architetti

swiss society
of engineers and
architects



Aktuelle Probleme der Brückendynamik

D-A-CH Tagung 2003

schweizerischer
ingenieur- und
architektenverein

société suisse
des ingénieurs et
des architectes

società svizzera
degli ingegneri e
degli architetti

swiss society
of engineers and
architects

selnaustrasse 16
ch-8039 zürich
www.sia.ch

SIA
Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
Selnastrasse 16, Postfach, 8039 Zürich

Umschlagsphoto: Glauco Feltrin, Dübendorf

Druck: Stulz AG, Oberrieden, 2003-09
Auflage: 500 Exemplare

ISBN 3-908483-74-3
Dokumentation SIA D 0198
Aktuelle Probleme der Brückendynamik
D-A-CH Tagung 2003

Copyright © 2003 by SIA Zürich

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen
Nachdruckes, der auszugsweisen oder
vollständigen Wiedergabe (Fotokopie,
Mikrokopie, CD-ROM usw.), der Speicherung
in Datenverarbeitungsanlagen und das der
Übersetzung, sind vorbehalten.

Herausgeber

Glauco Feltrin

Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA), Überlandstrasse 129,
CH-8600 Dübendorf

Thomas Wenk

Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, Gehrenholz H2, Postfach 6063,
CH-8023 Zürich

D-A-CH-Tagung 2003

Die Deutsche (DGEB), die Österreichische (OGE) und die Schweizer (SGEB) Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik führen im zweijährigen Turnus gemeinsame Tagungen durch. Die D-A-CH-Tagung 2003 zum Thema "Aktuelle Probleme der Brückendynamik" wurde von der SGEB zusammen mit der Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau (FBH) des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins (SIA), dem Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich und dem Schweizerischen Erdbebedienst (SED) am 18. und 19. September 2003 an der ETH Zürich durchgeführt. Dem Organisationskomitee gehörten T. Wenk, A. Dazio, N. Deichmann, G. Feltrin und Ph. Stoffel an.

Tagungsprogramm

Donnerstag, 18. September 2003

13.30 Öffnung Tagungssekretariat, Bezug der Unterlagen

14.30 Eröffnung der Tagung durch den Präsidenten der SGEB M. Koller

Fussgängerbrücken

Leitung: R. Flesch

14.40 **Eröffnungsvortrag**
"Lebendige" Fussgängerbrücken – eine Herausforderung H. Bachmann

15.25 Dreidimensionale aerodynamische und aeroelastische Analyse
der Fussgängerbrücke Kehl-Strasbourg C. Katz

Dynamische Untersuchung einer Segmentbrücke V. Benko

Begehbare Doppelhelix – Eine unendlich lange Fussgängerbrücke B. Schäpertöns

Kaffeepause

Zustandsüberwachung

Leitung: G. Feltrin

16.50 Dynamische Verfahren zur Sicherheitsüberwachung von Brückenbauwerken W. Rücker

Schadensdiagnose mit modalen Parametern: Erfahrungen an einer
Spannbetonbrücke O. Huth

Zustandsuntersuchungen dynamisch stark beanspruchter Brücken P. Fleischer

17.45 Schluss des ersten Tages

Abend Anlass

19.00 Gemeinsames Abendessen im Dozentenfoyer der ETH Zürich

Gastreferat:
Baukunde und Baukunst C. Menn

Freitag, 19. September 2003

Erdbebenbemessung

Leitung: S. Savidis

- | | | |
|-------|---|------------------|
| 08.30 | Grossversuche zur Validierung der Erdbebenbemessung der neuen San Francisco-Oakland Bay Bridge (Eingeladener Vortrag) | A. Dazio |
| | Ein Schädigungsmodell für Brückenpfeiler aus Stahlbeton | A. Fäcke |
| | Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken | T. Wenk |
| | Optimierung von Sicherheitsmassnahmen gegen Erdbeben auf der Basis moderner Risiko-Akzeptanz-Kriterien | G. Faschingbauer |
| | Kaffeepause | |

Schwingungsdämpfung

Leitung: A. Dazio

- | | | |
|-------|---|-------------|
| 10.30 | Innovative Anti-Seismic Devices for Bridges (Eingeladener Vortrag) | A. Marioni |
| | Dynamische Untersuchungen an einem Viadukt mit seismisch isoliertem Brückenträger | S. Malla |
| | Geregelte Schwingungsdämpfung von Seilen | G. Feltrin |
| | Beherrschung der Schwingungen von Brücken in Leichtbauweise | M. Aschrafi |
| 12.00 | Mittagessen | |

Verkehrsinduzierte Schwingungen

Leitung: T. Wenk

- | | | |
|-------|---|--------------|
| 13.30 | Die Berechnung von Eisenbahnbrücken nach der prEN 1991-2 | R. Flesch |
| | Dynamische Fahrzeug-Brücken-Interaktion | R. Cantieni |
| | Zur Festlegung des "dynamischen Beiwerts" bei der Überprüfung von Strassenbrücken | H. Ludescher |
| | Dynamische Untersuchungen an Brückenbauwerken der Nationalstrasse A9 am Simplon | A. Ziegler |
| 14.40 | Verabschiedung | M. Koller |
| 15.00 | Schluss der Tagung | |

Referenten und Tagungsleiter

Aschrafi Mehdi	Dr.-Ing., DSD Dillinger Stahlbau Gmbh, D-66740 Saarlouis
Bachmann Hugo	Prof. em. Dr. sc.techn., Dr. h.c., ETH Zürich, CH-8093 Zürich
Benko Vladimír	Dr. techn., Dipl.-Ing., Institut für Stahlbeton und Massivbau, Technische Universität Wien, A-1040 Wien
Cantieni Reto	Dr. sc.techn., rci dynamics, Ingenieurbüro für Baudynamik, CH-8600 Dübendorf
Dazio Alessandro	Prof. Dr. sc.techn., Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, 8093 Zürich
Fäcke Andreas	Dipl.-Ing., Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), D-76128 Karlsruhe
Faschingbauer Gerald	Dipl.-Ing. (FH), Computeranwendung im Bauwesen, Technische Universität Dresden, D-01062 Dresden
Feltrin Glauco	Dr. sc.techn., Abteilung Ingenieur-Strukturen, EMPA, CH-8600 Dübendorf
Fleischer Pacal	Dipl.-Ing., Trombik Ingenieure AG, CH-8049 Zürich
Flesch Rainer	Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn., arsenal research, Faradaygasse 3, A-1030 Wien
Huth Olaf	Dr.-Ing., Abteilung Ingenieur-Strukturen, EMPA, CH-8600 Dübendorf
Katz Casimir	Dr.-Ing., SOFiSTiK AG, D-85764 Oberschleißheim,
Koller Martin	Dr. sc.techn., Résonance Ingénieurs-Conseils SA, Rue Jacques-Grosselin 21, CH-1227 Carouge
Ludescher Hannes	Dipl.-Ing., Lehrstuhl für Erhaltung, Konstruktion und Sicherheit von Bauwerken ENAC - IS - MCS EPFL, CH-1015 Lausanne
Malla Sujan	Dr., Electrowatt-Ekono AG (Jaakko Pöyry Group), CH-8037 Zürich
Marioni Agostino	Dott. Ing., Presidente, Alga spa, via Olona 12, I-20123 Milano
Menn Christian	Prof. em. Dr. sc.techn., Dr. Eng. h.c., Plantaweg 21, CH-7000 Chur
Savidis Stavros A.	Prof. Dr.-Ing., Technische Universität Berlin, Grundbauinstitut, Gustav-Meyer-Allee 25, D-13355 Berlin
Schäpertöns Bernhard	Dr.-Ing., CBP Cronauer Beratung Planung, Georg-Muche-Str. 1, D-80807 München
Rücker Werner	Dir. u. Prof., Dr.-Ing., BAM Berlin, Building and structures, D-12200 Berlin
Wenk Thomas	Dr. sc.techn., Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, CH-8023 Zürich
Ziegler Armin	Dr. sc.techn., Ziegler Consultants, Gladbachstrasse 121, CH-8044 Zürich

Inhalt

<i>H. Bachmann</i> "Lebendige Fussgängerbrücken" – eine Herausforderung	1
<i>C. Katz, I. Kovacs und G. Morgenthal</i> Dreidimensionale aerodynamische und aeroelastische Analyse der Fußgängerbrücke Kehl-Strasbourg	13
<i>B. Vladimír, G. Roman und R. Marian</i> Dynamische Untersuchung einer Segmentbrücke	21
<i>B. Schäpertöns und D. Schäfer</i> Begehbare Doppelhelix – Eine unendlich lange Fußgängerbrücke.....	27
<i>W. Rücker, R. G. Rohrmann, S. Said und W. Schmid</i> Dynamische Verfahren zur Sicherheitsüberwachung von Brückenbauwerken	35
<i>O. Huth und G. Feltrin</i> Schadensdiagnose mit modalen Parametern: Erfahrungen an einer Spannbetonbrücke	43
<i>P. Trombik, P. Fleischer und A. Maurer</i> Zustandsuntersuchungen dynamisch stark beanspruchter Brücken	51
<i>A. Dazio und F. Seible</i> Grossversuche zur Validierung der Erdbebenbemessung der neuen San Francisco-Oakland Bay Bridge	59
<i>A. Fäcke und L. Stempniewski</i> Ein Schädigungsmodell für Brückenpfeiler aus Stahlbeton	71
<i>T. Wenk</i> Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken	77
<i>D. Diamantidis, G. Faschingbauer und R. J. Scherer</i> Optimierung von Sicherheitsmaßnahmen gegen Erdbeben auf der Basis moderner Risiko-Akzeptanz-Kriterien.....	83
<i>A. Marioni</i> Innovative Anti-Seismic Devices for Bridges	89
<i>S. Malla und M. Wieland</i> Dynamische Untersuchungen an einem Viadukt mit seismisch isoliertem Brückenträger	101
<i>G. Feltrin und F. Weber</i> Geregelte Schwingungsdämpfung von Seilen.....	107
<i>M. Aschrafi und G. Hirsch</i> Beherrschung der Schwingungen von Brücken in Leichtbauweise	115
<i>R. Flesch</i> Die Berechnung von Eisenbahnbrücken nach der prEN 1991-2	123
<i>R. Cantieni</i> Dynamische Fahrzeug-Brücken-Interaktion	131
<i>H. Ludescher und E. Brühwiler</i> Zur Festlegung des "dynamischen Beiwerts" bei der Überprüfung von Strassenbrücken.....	139
<i>A. Ziegler</i> Dynamische Untersuchungen an Brückenbauwerken der Nationalstrasse A9 am Simplon.....	147

"Lebendige" Fussgängerbrücken – eine Herausforderung

Hugo Bachmann
Zürich

1 MEHR SCHWINGUNGSPROBLEME

In der Praxis des Brückenbaus und besonders bei Fussgängerbrücken treten immer mehr Schwingungsprobleme auf – es scheint, dass die Brücken schwingungsanfälliger werden. Dies hat mehrere Gründe: Die Baustoffe werden gewissermassen stets höher gezüchtet, sie können deshalb – für statische, d.h. ruhende Einwirkungen – immer stärker ausgenützt werden. Das führt zu schlankeren Konstruktionen, d.h. zu kleineren Querschnittsabmessungen bzw. grösseren Spannweiten als bei älteren Konstruktionen. Die Folgen sind kleinere Steifigkeiten und Massen. Dabei überwiegt in fast allen Fällen die Abnahme der Steifigkeit, was tiefere Eigenfrequenzen mit vermehrter Resonanzgefahr bewirkt. Aber es muss auch weniger Masse in Bewegung gesetzt werden, d.h. die durch dynamische Einwirkungen eingebrachte Energie hat deutlich stärkere Schwingungen zur Folge. Und schliesslich ist oft auch eine verstärkte Sensibilität der von Schwingungen betroffenen Menschen festzustellen. Wohl durch die zunehmenden Umwelteinflüsse ist man empfindlicher geworden, es wird eher reklamiert.

Die zunehmenden Schwingungsprobleme zeigen, dass Fussgängerbrücken im Allgemeinen nicht mehr nur für statische Lasten entworfen werden dürfen – auch wenn die Bestimmungen in verschiedenen Normen immer noch diesen Anschein erwecken. Oft ist es auch nicht zweckmässig, Brücken vorerst nur für statische Lasten zu entwerfen und anschliessend eine allfällig erforderliche "dynamische Verbesserung" in Betracht zu ziehen. Das kann ein zeitraubender Umweg sein und zu einem wesentlichen Mehraufwand bei der Planung führen. Viel besser und weniger aufwendig kann es sein, die dynamischen Einwirkungen und das Schwingungsverhalten bereits im frühesten Planungsstadium in den Entwurfsprozess miteinzubeziehen.

Schwingungen bei Fussgängerbrücken können vor allem den Hauptträger (Gehwegträger) betreffen, in selteneren Fällen aber auch einzelne schlanke Kon-

struktionselemente wie Kabel und Pylone von Schrägseil- und Hängebrücken. Die Schwingungen des Hauptträgers können sowohl vertikale als auch horizontale Schwingungen (quer und längs zur Fortbewegungsrichtung) sein.

Dynamische Einwirkungen erfolgen vor allem durch das Gehen und Laufen von Fussgängern. Die Einwirkungen von Radfahrern sind im Vergleich zu denjenigen der Fussgänger nicht von Bedeutung. Hingegen kann die sogenannte mutwillige Anregung (englisch "Vandal loading") durch rhythmisches Hüpfen an Ort oder evtl. auch durch rhythmisches horizontales Hin- und Herbewegen des Körpers von Einzelpersonen oder Personengruppen eine massgebende Einwirkung sein.

Bei Schwingungen von Fussgängerbrücken handelt es sich meist um Gebrauchstauglichkeitsprobleme, indem der Komfort der Fussgänger beeinträchtigt wird, was bis zur praktischen Unbenutzbarkeit (Sperrung) einer Brücke gehen kann. In eher seltenen Fällen können auch Sicherheitsprobleme (Überbeanspruchung und/oder Ermüdung) auftreten.

Die folgenden Ausführungen konzentrieren sich auf vertikale und horizontale Schwingungen des Hauptträgers (Gehwegträger) von Fussgängerbrücken durch die Einwirkung von Personen. Sie gelten auch für ähnlich ausgebildete und beanspruchte Bauwerke wie weitgespannte Treppen, Schiffslandestege, usw. Dabei stehen das Verständnis der auftretenden Phänomene und deren ingenieurmässige Bewältigung durch angemessene Massnahmen im Vordergrund. Die Ausführungen geben eine Übersicht über ein breites und anspruchsvolles Thema, zu dem bereits eine umfangreiche Spezialliteratur (z.B. (Bachmann et al. (1997)), (Footbridge 2002 (2002))) existiert.

2 DYNAMISCHE EINWIRKUNGEN DURCH PERSONEN

Wesentliche vertikale und horizontale dynamische Kräfte auf Fussgängerbrücken entstehen durch

	insgesamt	langsam	normal	rasch
Gehen	1.4 – 2.4	1.4 – 1.7	1.7 – 2.2	2.2 – 2.4
Laufen	1.9 – 3.3	1.9 – 2.2	2.2 – 2.7	2.7 – 3.3
Hüpfen	1.3 – 3.4	1.3 – 1.9	1.9 – 3.0	3.0 – 3.4

Tabelle 1: Schritt- bzw. Hüpf Frequenzen in Hz (Baumann et al. (1988)).

rhythmische Körperbewegungen von Personen. Dabei sind vor allem die folgenden Aspekte von Bedeutung:

- Schrittfrequenz beim Gehen und Laufen bzw. Hüpf-frequenz
- Zeitlicher Verlauf der vertikalen oder horizontalen dynamischen Einwirkung
- Anzahl der beteiligten Personen
- "Lock-in"-Effekt

2.1 Einwirkungen durch eine Person

Übliche Schrittfrequenzen beim Gehen und beim Laufen ("Jogging") sowie Frequenzen beim Hüpfen an Ort einer Person sind in Tabelle 1 wiedergegeben (Baumann et al. (1988)). Grobe Mittelwerte sind 2 Hz für das Gehen sowie 2.5 Hz für das Laufen und Hüpfen. Es müssen jedoch die grossen möglichen Variationen beachtet werden.

Von grosser Bedeutung ist ein gutes Verständnis und die mathematische Modellierung des zeitlichen Verlaufs der einwirkenden Kraft $F_p(t)$ einer Person. Die vertikale Kraft kann zerlegt werden in einen statischen Anteil infolge Eigengewicht (Körpergewicht) und einen dynamischen Anteil als Summe von harmonischen Funktionen ("Harmonische") mit Frequenzen, die ein ganzzahliges Vielfaches der Schritt- bzw. Hüpf-frequenz als Grundfrequenz der Einwirkung betragen (Fourierzerlegung):

$$F_p(t) = G + \Delta G_1 \cdot \sin(2\pi f_p t) + \Delta G_2 \sin(4\pi f_p t - \varphi_2) + \Delta G_3 \cdot \sin(6\pi f_p t - \varphi_3) \tag{1}$$

- G: Eigengewicht der Person (i.a. $G = 800 \text{ N}$)
- $\Delta G_{1,2,3}$: Amplitude der 1. bzw. 2. bzw. 3. Harmonischen
- f_p : Schritt- bzw. Hüpf-frequenz
- $\varphi_{2,3}$: Phasenwinkel (zeitliche Phasenverschiebung) der 2. bzw. 3. Harmonischen gegenüber der 1. Harmonischen

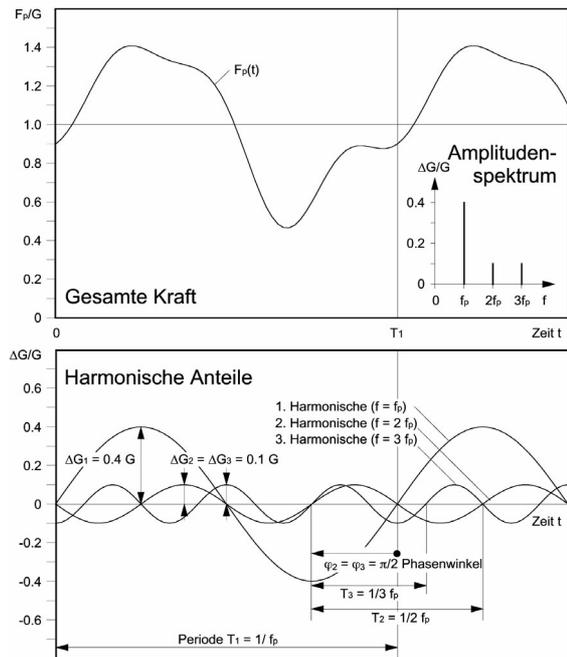


Abb. 1: Zeitlicher Verlauf der vertikalen Einwirkung einer Person durch Gehen mit einer Schrittfrequenz von 2 Hz und entsprechendes Amplitudenspektrum (nach H. Bachmann in (Footbridge 2002 (2002))).

Im Falle einer horizontalen Einwirkung entfällt der statische Anteil.

In der Formel für $F_p(t)$ wurden die ersten drei Harmonischen berücksichtigt. In eher seltenen Fällen – vor allem beim Hüpfen – kann auch noch die 4. und gar die 5. Harmonische eine Rolle spielen.

2.2 Vertikale Einwirkungen

Abbildung 1 zeigt den zeitlichen Verlauf der vertikalen Einwirkung eines Fussgängers beim Gehen mit einer Schrittfrequenz von 2 Hz. Aufgetragen sind die gesamte, d.h. durch beide Füsse auf die Gehfläche ausgeübte Kraft und die harmonischen Anteile derselben sowie das entsprechende Amplitudenspektrum (Fourierspektrum) (Footbridge 2002 (2002)). Für die Grössen ΔG_i und φ_i ($i = \text{Nr. der Harmonischen}$) wurden die in Abbildung angegebenen, in (Bachmann et al. (1997)) empfohlenen Werte verwendet. Da die Schrittfrequenz, die Art des Schuhwerks und die individuell unterschiedliche Weise des Auftretens und Abrollens der Füsse wie auch Schwingungen der Unterlage (Brücke) von Einfluss sind, können diese Grössen nicht unwesentlich variieren (Baumann et al. (1988)).

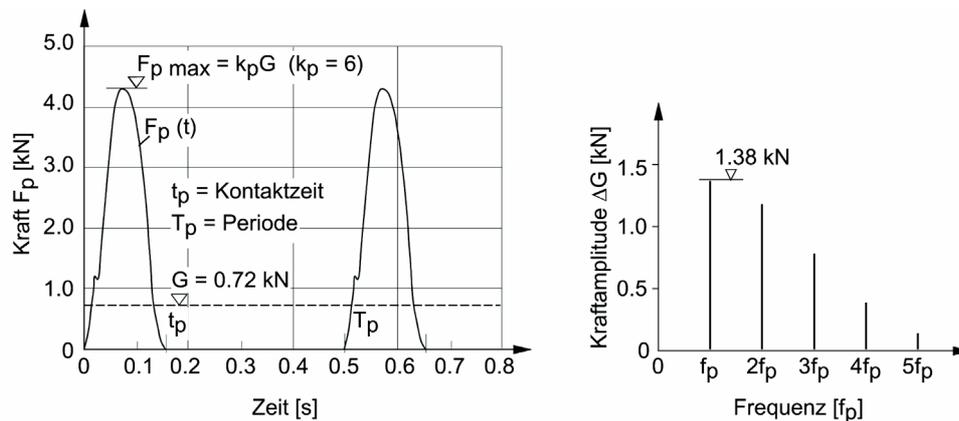


Abb. 2: Zeitlicher Verlauf der vertikalen Einwirkung einer Person ($G = 720 \text{ N}$) durch Hüpfen an Ort mit 2 Hz und entsprechendes Amplitudenspektrum (Bachmann et al. (1997)).

Beim Laufen – je nach Art – und immer beim Hüpfen wird der Bodenkontakt unterbrochen. Abbildung 2 zeigt den zeitlichen Verlauf der vertikalen Kraft einer 720 N schweren Person durch Hüpfen an Ort und das entsprechende Amplitudenspektrum (Bachmann et al. (1997)). Wesentliche Einflussgrößen sind vor allem die Hüpf Frequenz, die Art des Hüpfens (hoch/niedrig) und das Schuhwerk. Man erkennt, dass in diesem Beispiel das Kraftmaximum das 6-fache (!) des Eigengewichts beträgt, und dass wesentliche dynamische Kräfte bis zur 5. Harmonischen abgegeben werden.

Es muss hier ausdrücklich auf die grosse Bedeutung hingewiesen werden, welche obere Harmonische (2. 5.) des zeitlichen Verlaufs der Einwirkung durch Personen für Bauwerksschwingungen haben können. Natürlich ist der einfachste Fall der, dass Fussgängerbrücken mit relativ niedriger Grundfrequenz f_0 durch die 1. Harmonische der dynamischen Einwirkung mit der Schritt- oder Hüpf Frequenz f_p zu Resonanzschwingungen angeregt werden, d.h. $f_p = f_0$. Manchmal werden aber Brücken (ebenso Turnhallen decken, Sportstadien, usw.) mit einer höheren Grundfrequenz durch obere Harmonische angeregt, es ist dann z.B. $2f_p = f_0$ oder $3f_p = f_0$; in solchen Fällen übt die 2. bzw. 3. Harmonische gewissermassen einen "Stoss in jedes 2. bzw. 3. Wellental der Bauwerksschwingung" aus (mit Phasenverschiebung).

Beispiel: An einer Fussgängerbrücke aus Stahl traten erhebliche Vertikalschwingungen auf. Unter normalen Bedingungen während des abendlichen Berufsverkehrs wurden Frequenz und Bewegungsamplituden gemessen. Die Anzahl der Passanten schwankte zwischen 30 und 55 pro Minute. Es zeigte sich, dass die Brücke hauptsächlich in ihrer Grundfrequenz von rund 4 Hz schwingt. Die Anregung erfolgt durch die 2. Harmonische des zeitlichen Verlaufs der dynamischen

Einwirkung mit einer Schnittfrequenz von etwa 2 Hz ($2f_p = f_0$).

2.3 Horizontale Einwirkungen

Beim Gehen und Laufen üben Personen auch horizontale Kräfte auf die Unterlage aus. Solche Kräfte entstehen durch das Pendeln des Massenschwerpunktes des Körpers mit Verschiebungsamplituden von im Allgemeinen etwa 1 bis 2 cm quer zur Fortbewegungsrichtung bzw. durch das Pendeln in Längsrichtung im Vergleich zum Ort im Falle einer strikt konstanten Fortbewegungsgeschwindigkeit. Dabei ist zu beachten, dass die Pendelfrequenz – als Grundfrequenz der Einwirkung – der halben Schritt Frequenz entspricht; sie liegt somit im Bereich von 0.7 bis 1.7 Hz bei Schritt Frequenzen von 1.4 bis 3.5 Hz (Tabelle 1). Bezieht man die Bezeichnung der einzelnen Harmonischen weiterhin auf die Schritt Frequenz, so können die Amplituden der Harmonischen mit $\Delta G_{1/2}$, ΔG_1 , $\Delta G_{3/2}$, ΔG_2 usw. benannt werden; $\Delta G_{1/2}$ ist in Tat und Wahrheit die 1. Harmonische des zeitlichen Verlaufs der horizontalen Einwirkung, sie wird indessen meist als "Halbharmonische" bezeichnet.

Abbildung 3 zeigt Amplitudenspektren der horizontalen Einwirkung einer 584 N schweren Person durch Gehen mit einer Schritt Frequenz von 2 Hz (Schulze (1980)). Man erkennt, dass auch hier obere Harmonische von Bedeutung sein können. In Richtung "horizontal quer" treten vor allem Kräfte in der halben und der anderthalbfachen Schritt Frequenz auf, während in Richtung "horizontal längs" vor allem solche in der ein- und zweifachen aber auch in der halben, anderthalbfachen, usw. Schritt Frequenz abgegeben werden.

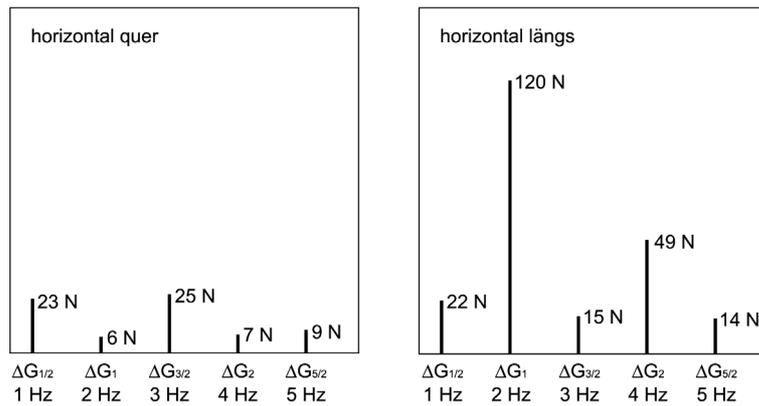


Abb. 3: Amplitudenspektren der horizontalen Einwirkung einer Person (G 584 N) durch Gehen mit einer Schrittfrequenz von 2 Hz (Schulze (1980)).

Je nach Person und Bewegungszustand der Unterlage kann die Grösse der Amplituden im Vergleich zu Abbildung 3 verschieden sein, z.B. sind für "horizontal quer" Werte $\Delta G_{1/2}/G$ auf ruhender Unterlage bis ~ 0.07 und auf stark quer schwingender Unterlage bis ~ 0.14 möglich (Imperial College (2000)).

Obschon die durch Personen beim Gehen und Laufen ausgeübten horizontalen Kräfte im Vergleich zu den vertikalen Kräften relativ klein sind, genügen sie, um bei horizontal weichen und somit niedrigfrequenten Tragwerken starke Schwingungen zu bewirken.

Beispiel: Eine Fussgängerbrücke am Flughafen Genf ist als Stahlbeton-Durchlaufträger mit Regelspannweiten von rund 15 m ausgebildet. Abbildung 3 zeigt die Abmessungen. Die Stahlbetonstützen von rund 7 m Höhe wiesen einen relativ kleinen Querschnitt von 65 cm (in Brückenquerrichtung) mal 30 cm (in Brückenlängsrichtung) auf, da sie nur für horizontale statische Windkräfte bemessen worden waren. Nach Schluss einer abendlichen Grossveranstaltung strömten zahlreiche Fussgänger von einer Seite her über die Brücke. Diese begann stark zu schwingen, vor allem ho-

izontal quer zur Brückenaxe, aber auch in Längsrichtung. Es kam zu einer panikartigen Reaktion: Ein Teil der Fussgänger rannte vorwärts zum Ende der Brücke, um sich dort in Sicherheit zu bringen, während ein anderer Teil umkehrte und zurückrennen wollte. Die Fussgänger erlebten die Schwingungen wie bei einem starken Erdbeben oder ähnlich wie auf einem Schiff bei hohem Wellengang. Eine dynamische Untersuchung zeigte, dass die Grundfrequenz der Brücke horizontal quer zur Brückenaxe nur 1 Hz und in Richtung der Brückenaxe 1.75 Hz betrug. Ein Blick auf die Amplitudenspektren von Abbildung 3 erklärt die Schwingungen: Die Brücke wurde durch die Fussgänger in Querrichtung durch die "Halbharmonische" mit der Amplitude $\Delta G_{1/2}$ und in Längsrichtung durch die Harmonische mit der Amplitude ΔG_1 angeregt. Die Brücke musste ertüchtigt werden durch Versteifung der bestehenden Stahlbetonstützen; diese wurden sorgfältig aufgerauht und mit einer neuen Bewehrung und Beton ummantelt. Und um die Einspannung der verstärkten Stützen zu gewährleisten, mussten auch die Pfahlkopflatten der Fundamente verstärkt werden. Durch diese Massnahmen konnten die Eigenfre-

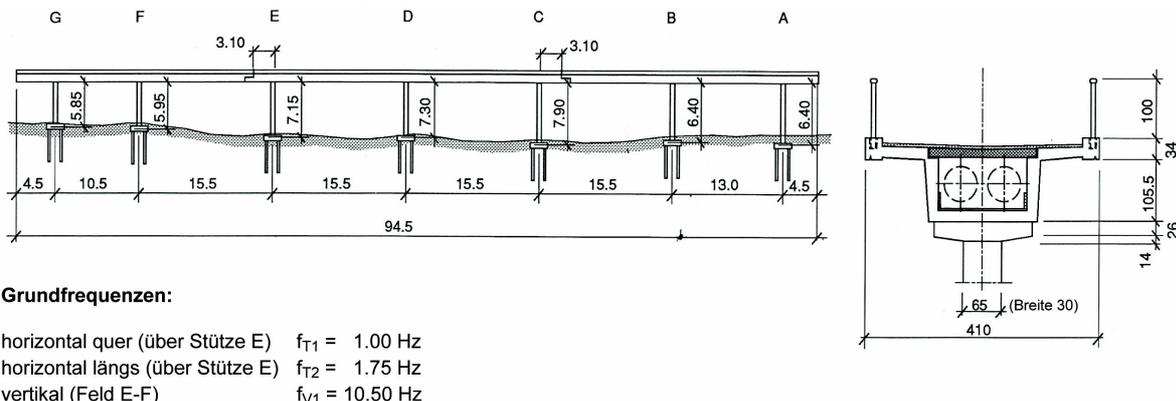


Abb. 4: Horizontal quer und längs schwingende Fussgängerbrücke.

quenzen in Quer- und Längsrichtung der Brücke so weit angehoben werden, dass keine störenden Schwingungen mehr auftraten, was einer nachträglichen Frequenzabstimmung (siehe Abschnitt 5) entspricht.

Genauere Empfehlungen für die rechnerisch anzusetzenden Grössen $\Delta G_i/G$ und φ_i für Gehen, Laufen und Hüpfen (sowie für andere rhythmische menschliche Körperbewegungen) in Funktion der Schritt- bzw. Hüpf Frequenz sind in (Bachmann et al. (1997)) angegeben.

2.4 Einwirkung von mehreren Personen

Die obigen Ausführungen beziehen sich auf die Einwirkung durch eine einzige Person. Fussgängerbrücken werden jedoch im Allgemeinen gleichzeitig durch mehrere Personen beansprucht. Dabei müssen die folgenden Arten von Einwirkungen unterschieden werden:

- Regellose Einwirkung
- Synchrone Einwirkung

Bei *regelloser Einwirkung* durch Gehen oder Laufen sind die Schrittfrequenz und das Eigengewicht der beteiligten Personen innerhalb eines bestimmten Bereiches nach einer Häufigkeitskurve verteilt, während der Phasenwinkel φ_i der 1. Harmonischen (auf beliebigen Zeit-Nullpunkt bezogen) eine rein zufällige Verteilung aufweist. Die dynamischen Einwirkungen vieler Fussgänger werden sich daher in der Zeit abwechselnd sowohl unterstützen als auch teilweise kompensieren. Exakte Voraussagen sind kaum möglich, da eben viele verschiedene Parameter und Zufälligkeiten eine Rolle spielen. Für praktische Zwecke genügend genau hat sich jedoch der Ansatz nach (Matsumoto et al. (1978)) erwiesen. Demnach kann ein Faktor m definiert werden, mit dem die für einen einzigen Fussgänger berechnete Schwingungsamplitude in Brückenmitte zu multiplizieren ist:

$$m = \sqrt{\lambda \cdot T_0} \quad (2)$$

- λ : Mittlere Ankunftsrate (Personen /s für ganze Brückenbreite) über einen bestimmten Zeitraum (maximale mögliche Ankunftsrate $\lambda_{\max} \cong 1.5$ Personen pro s und m Breite).
- T_0 : Erforderliche Zeit, um die Brücke der Länge L mit der Geschwindigkeit v_s zu passieren ($T_0 = L/v_s$).
- $\lambda \cdot T_0$: Anzahl der sich bei der mittleren Ankunftsrate gleichzeitig auf der Brücke befindenden Personen (entspricht der in Abbildung 5 eingeführten Grösse n).

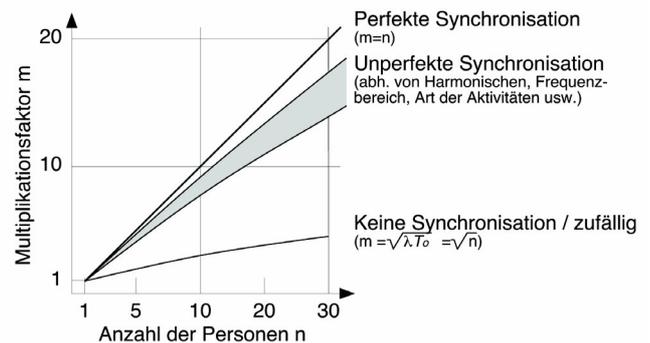


Abb. 5: Multiplikationsfaktor bei Einwirkung mehrerer Personen (Footbridge 2002 (2002)).

Dabei ist bereits berücksichtigt, dass eine über eine ganze Spannweite gleichmässig verteilte Einwirkung nur etwa 60 % der Durchbiegung durch die gleiche jedoch konzentriert in Feldmitte angreifende Einwirkung erzeugt.

Zum Beispiel ergibt sich bei einer 2 m breiten und 26 m weit gespannten Brücke beim Durchgang von 100 Personen/Minute ($\lambda = 1.66$ Personen/s) und $v_s \cong 1.5$ m/s eine Passierzeit von $T_0 = 26/1.5 = 17.3$ s und damit ein Faktor $m = \sqrt{1.66 \cdot 17.3} = \sqrt{28.7} = 5.4$.

Gleichung (2) kann bei Fussgängerbauwerken mit einer Grundfrequenz f_0 im Bereich der häufigsten Schrittfrequenz, d.h. bei normalem Fussgängerverkehr für f_0 zwischen 1.8 und 2.2 Hz, direkt angewendet werden. Tiefere und höhere Schrittfrequenzen sind deutlich weniger häufig. Daher kann bei Grundfrequenzen f zwischen 2.2 und 2.4 Hz und zwischen 1.8 und 1.6 Hz der Faktor m linear zum Wert $m_{\min} = 2.0$ abgemindert werden. Der Wert 2.0 entspricht dem Dahinschreiten zweier Personen im Gleichschritt.

Bei *synchrone Einwirkung* durch mehrere Personen – z.B. eine Gruppe von Fussgängern im Gleichschritt oder beim synchronen Hüpfen an Ort – ergibt sich im Vergleich zur Einwirkung einer einzigen Person eine Vergrösserung, die im Falle der 1. Harmonischen nahezu linear mit der Anzahl der Personen n zunimmt (Abb. 5) (Footbridge 2002 (2002)). Im Falle einer oberen Harmonischen wirken sich wegen der höheren Frequenzen bzw. kürzeren Perioden stets vorhandene Unterschiede bei der zeitlichen Synchronisation und bei anderen Merkmalen ($\Delta G_i /G$, φ_i usw.) stärker aus und können zu wesentlichen Abminderungen des Multiplikationsfaktors führen. Der Grad der Abminderung durch unperfekte Synchronisation gegenüber einer perfekten Synchronisation bzw. linearen Vergrösserung hängt ausser von der Nummer der Harmonischen auch von den betreffenden Umständen (Frequenzbereich, Art der Aktivitäten usw.) ab. Zumindest für eine kleinere

Anzahl von Personen erscheint jedoch die Annahme einer linearen Vergrößerung als angemessen (oberer Grenzwert). Z.B. können der Einwirkung "mutwillige Anregung" bei Fussgängerbrücken 3 hüpfende Personen mit idealer Synchronisation zugrundegelegt werden.

2.5 Lock-in Effekt

Von erheblicher praktischer Bedeutung kann das Phänomen sein, welches als Rückkoppelungs- und Synchronisationseffekt oder, in Anlehnung an ähnliche Erscheinungen in der Aeroelastik bei Wirbelablösung an umströmten schwingenden Körpern, als "Lock-in" Effekt bezeichnet wird. Es hat sich nämlich gezeigt, dass der Mensch beim Gehen und Laufen seine Bewegungen denjenigen einer vertikal oder horizontal schwingenden Unterlage anpasst und sich synchronisiert, sobald deren Verschiebungsamplitude einen bestimmten Schwellenwert überschreitet. Dann ist nämlich kein unbeeinflusstes Gehen bzw. Laufen mehr möglich, man "fällt aus dem Tritt" und passt sich bezüglich Schrittfrequenz und Phasenlage (ϕ_i) den Schwingungen der Unterlage an. Der Schwellenwert ist richtungs- und frequenzabhängig und kann je nach Individuum (Alter, Konstitution usw.) recht unterschiedlich sein. Für vertikale Schwingungen der Unterlage mit rund 2 Hz variiert der Schwellenwert (Amplitude) etwa zwischen 10 und 20 mm (Baumann et al. (1988)). Für horizontale Schwingungen quer zur Gehrichtung mit rund 1 Hz ist er kleiner, bei manchen Personen beginnt die Anpassung an die Schwingungen der Unterlage bereits bei Amplituden von 2 bis 3 mm.

Wenn der individuelle Schwellenwert einer Person überschritten und die Synchronisation mit der Brückenschwingung erfolgt ist, so tritt die Person nun gewissermassen in jedes Wellental der Schwingung (mit Phasenverschiebung), womit die Brücke eine resonanzähnliche und somit ungünstigere dynamische Anregung erfährt. Dadurch nehmen die Verschiebungsamplituden zu, wodurch weitere Personen sich mit der Brückenschwingung und somit auch untereinander synchronisieren. Es werden also immer mehr Personen gemäss der englischen Bedeutung von "to lock" in die Synchronisation "eingeschlossen" oder – deutsch – in diese "hereingelockt". In bestimmten Fällen wurde eine Synchronisation von mehr als 80 % der beteiligten Personen beobachtet.

Beispiel: Anlässlich der Eröffnung der neu erbauten Millenniumsbrücke mit Spannweiten von 80 m – 140 m – 100 m über die Themse in der Londoner City im Juni 2000 strömten zahlreiche Fussgänger über die Brücke. Es entstanden starke Querschwingungen mit

Frequenzen bei etwa 1 Hz, die nach späteren Schätzungen Amplituden von bis zu 70 mm (!) erreichten. Videoaufnahmen zeigten, dass sich ein grosser Teil der Fussgänger den Schwingungen der Brücke angepasst und so mit diesen synchronisiert hatte. Viele Fussgänger konnten allerdings nicht mehr weiter gehen und mussten sich am Geländer festhalten. Die Brücke musste wieder geschlossen werden. Im Rahmen der dynamischen Ertüchtigung durchgeführte Laborversuche auf einer quer schwingenden Plattform ergaben, dass sich bei einer Amplitude von 5 mm bereits zwischen 30 und 50 % der Fussgänger synchronisieren, und bei 30 mm sind es rund 80 % [40]. Für eine Querschleunigung von 2 % g (vgl. Abschnitt 4) kann eine Synchronisation von ~ 30 % der Fussgänger angenommen werden.

3 DYNAMISCHE EIGENSCHAFTEN UND SCHWINGUNGSVERHALTEN VON FUSSGÄNGERBRÜCKEN

Abbildung 6 (nach A.J. Pretlove et al. in (Bachmann et al. (1997))) zeigt die Grundfrequenz von 67 balkenartigen Fussgängerbrücken in Funktion der (Haupt-) Spannweite. Es ist zu beachten, dass grosse Streuungen auftreten und die angegebene Formel nicht für Vorhersagen in konkreten Fällen verwendet werden kann.

Die Dämpfung von Fussgängerbrücken – besonders von Stahlbrücken und auch von Verbundbrücken (Stahlträger mit Betongehwegplatte) – kann sehr gering sein, womit beim Passieren von Fussgängern starke Schwingungen entstehen können. Tabelle 2 gibt Hinweise für das äquivalente viskose Dämpfungsmass ζ aus einer Auswertung von Messungen an 43 balkenartigen Brücken, die durch einen einzelnen Fussgänger angeregt wurden (nach A.J. Pretlove et al. in (Bachmann et al. (1997))). Bei grossen

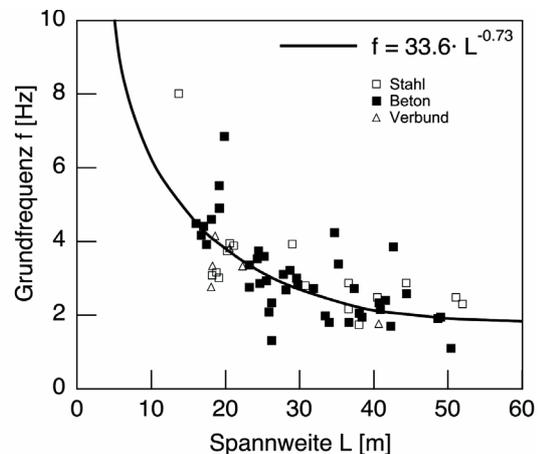


Abb. 6: Grundfrequenz von 67 Fussgängerbrücken in Funktion der Spannweite (Bachmann et al. (1997)).

Konstruktionsweise	Dämpfungsmass ζ		
	min.	mittel	max.
Stahlbeton	0.008	0.013	0.020
Spannbeton	0.005	0.010	0.017
Verbund Stahl-Beton	0.003	0.006	-
Stahl	0.002	0.004	-

Tabelle 2: Übliche Werte des Dämpfungsmasses von Fussgängerbrücken (Bachmann et al. (1997)).

Schwingwegamplituden nimmt in manchen Fällen (aber nicht immer) die Dämpfung zu, was eine lineare Vergrösserung der Schwingungen mit der Stärke der Einwirkung verhindert. Auch tragen zahlreiche gleichzeitig auf einer Brücke befindliche Fussgänger durch die Energiedissipation in ihrem Körper selbst zur Dämpfung bei. Das Ausmass der Erhöhung der Dämpfung gegenüber derselben Brücke ohne Fussgänger hängt indessen von zahlreichen Parametern ab und sollte bei der dynamischen Bemessung vor allem bei grösseren Brücken eher vernachlässigt oder nur sehr vorsichtig angenommen werden.

Die obigen Angaben gelten nur für Balkenbrücken. Für Schrägseilbrücken, Hängebrücken, Bogenbrücken und die in der letzten Zeit vermehrt aufgetretenen Sonderkonstruktionen ("Signature Bridges") können kaum allgemein gültige Hinweise für die Grössenordnung von Grundfrequenz und Dämpfung gegeben werden.

Fussgängerbrücken können durch rhythmische menschliche Körperbewegungen in sehr starke Schwingungen versetzt werden. Bei Fussgängerbrücken ist die statische Durchbiegung verhältnismässig klein, und es zeigt sich meist eine einfache harmonische Schwingung um eine nur wenig veränderte Nulllinie mit ausgesprochen resonanzähnlichem Charakter. Im ungünstigsten Fall stimmt dabei eine Eigenfrequenz der Brücke – meist ist es die vertikale oder die horizontale Biegegrundfrequenz, es kann aber auch eine höhere Biegeeigenfrequenz oder eine Torsions-eigenfrequenz sein – mit der Frequenz einer Harmonischen des zeitlichen Verlaufs der Einwirkung (Abschnitt 2.2) überein. Im stationären Zustand, d.h. nach dem Einschwingvorgang, dessen Dauer mit kleinerer Dämpfung grösser wird, treten Durchbiegungsamplituden auf, die ein Vielfaches, z.B. das 20- oder das 100-fache (es ist das $1/2\zeta$ -fache, siehe Abschnitt 6) der Durchbiegung aus der statisch wirkenden Amplitude ΔG der dynamischen Einwirkung betragen können. Es wäre deshalb nicht zweckmässig, den Einfluss der Schwingungen durch einen Zuschlag zur

statischen Last erfassen zu wollen. Vielmehr muss die dynamische Durchbiegung für sich betrachtet werden.

4 ANHALTSWERTE

Gemessene oder gerechnete Schwingwerte von Fussgängerbrücken (Beschleunigung oder Geschwindigkeit oder Verschiebung) können mit akzeptablen Werten, sogenannten Anhaltswerten, verglichen werden. Wie der Name sagt, handelt es sich nicht um genau festlegbare "zulässige" Werte, sondern um Werte, die eine zweckmässige, mit einer Streubreite behaftete Grössenordnung und somit eben mehr nur einen Anhaltspunkt geben. Anhaltswerte können durch die folgenden Phänomene bestimmt sein:

- Physiologische Wirkungen auf Personen (mechanische, optische, akustische Einwirkungen)
- Beanspruchungen des Bauwerks bzw. Bauteils (Verformung, Festigkeit, Ermüdung)

Für die Beschränkung der Schwingwerte und somit für die Anhaltswerte sind meist die physiologischen Wirkungen massgebend.

Die Festlegung von Anhaltswerten für vertikale und horizontale Schwingungen von Fussgängerbrücken tangiert vor allem im Falle der physiologischen Wirkungen schwierige Fragen und weist einen gewissen Ermessensspielraum auf. Verschiedene Normen geben denn auch unterschiedliche Werte. Bei deren Anwendung ist Vorsicht geboten, da Normen ja kaum alle in einem konkreten Fall relevanten Umstände berücksichtigen können, z.B.

- häufiges, ausnahmsweises oder seltenes Ereignis
- experimentell erhärteter oder rechnerisch (oft sehr unsicher) ermittelter Schwingwert
- erwünschter Komfortgrad
- erwartete Akzeptanz durch die Benutzer (z.B. ist ein grosser Unterschied zwischen einer Hängebrücke in einem Gebirgstal und einer Treppe in einem Warenhaus)

Anhaltswerte sind grundsätzlich frequenzabhängig. Sie werden im Allgemeinen in der Form einer Beschleunigung, evtl. auch einer Geschwindigkeit, angegeben. Bei vertikalen Schwingungen kann je nach Umständen eine Beschleunigung von 0.5 bis 1 m/s^2 , d.h. 5 bis 10 % g (g = Erdbeschleunigung) akzeptiert werden. Die unteren Werte führen normalerweise nicht zu Beanstandungen. Auf horizontale Schwingungen, vor allem quer zur Gehrichtung, ist der gehende Mensch wesentlich empfindlicher. Deshalb ist als grober Anhaltswert eine Beschleunigung von 1 bis 2 % g zu empfehlen. Zudem sollten Schwingwege vertikal von ~ 10 mm und horizontal von ~ 2 mm nicht

überschritten werden, sofern der "Lock-in" Effekt und somit eine Synchronisation der Bewegungen der einwirkenden Personen vermieden werden soll (Abschnitt 2.4). Differenziertere Angaben zu bestimmten Arten von Anhaltswerten sind z.B. in (Bachmann et al. (1997)) zu finden.

5 FREQUENZABSTIMMUNG

Gegen übermässige Schwingungen von Fussgängerbrücken kommen im Wesentlichen die folgenden Massnahmen in Betracht:

- Frequenzabstimmung
- Berechnung einer erzwungenen Schwingung und Begrenzung der Amplituden
- Sondermassnahmen
- Einsatz von Schwingungstilgern

Bei einer Frequenzabstimmung wird das Tragwerk so gestaltet, dass seine Eigenfrequenzen – insbesondere seine Grundfrequenz – bestimmte Anforderungen erfüllen; das Tragwerk wird also bezüglich seiner Schwingungseigenschaften ähnlich "abgestimmt" wie ein Musikinstrument. Für die Berechnung der Eigenfrequenzen werden als Bauwerksparameter nur die Steifigkeiten und Massen nicht aber die oft schwierig vorherzusagende Dämpfung benötigt.

In Richtung "vertikal" ist aufgrund der häufigsten Schrittfrequenzen von Fussgängern (Tabelle 1) und des entsprechenden Amplitudenspektrums (Abb. 1) die Gefahr am grössten, dass eine Fussgängerbrücke zu erheblichen Schwingungen angeregt wird, wenn eine ihrer Frequenzen zwischen 1.6 und 2.4. Hz liegt. Eigenfrequenzen f im Bereich von

$$1.6 \text{ Hz} < f < 2.4 \text{ Hz}$$

sind deshalb zu vermeiden. Und wegen des Phänomens der 2. Harmonischen (Abschnitt 2.2) sollten bei Bauwerken mit verhältnismässig geringer Dämpfung und Masse (vor allem Stahl- und Verbundbrücken) auch Eigenfrequenzen f im Bereich

$$3.5 \text{ Hz} < f < 4.5 \text{ Hz}$$

vermieden werden. Werden Fussgängerbrücken häufig durch Läufer ("Jogger") mit höheren Schrittfrequenzen (Tabelle 1) überquert, sind (auch) Eigenfrequenzen im Bereich von 2.1 und 2.9 Hz zu vermeiden.

In Richtung "horizontal quer" ist aufgrund des Amplitudenspektrums (Abb. 3 links) die Schwingungsgefahr am grössten, wenn eine Brücke Eigenfrequenzen bei etwa 1 Hz sowie im Falle von sehr leichten und wenig gedämpften Konstruktionen allenfalls auch bei 2 oder 3 Hz hat. Während etliche Fälle von querschwingenden Brücken bei etwa 1 Hz (~ 0.7

bis 1.3 Hz) bekannt sind, ist dies von solchen mit etwa 2 oder gar 3 Hz nicht der Fall; deren Steifigkeit und Masse dürfte im Allgemeinen so gross sein, dass durch die relativ geringen Seitenkräfte der Fussgänger keine störenden Schwingungen angeregt werden. In allen Fällen liegt eine Frequenzabstimmung auf $f > 3.4 \text{ Hz}$ auf der sicheren Seite.

In Richtung "horizontal längs" können analoge Überlegungen angestellt und kritische Frequenzbereiche identifiziert werden, insbesondere bei etwa 1 Hz sowie möglicherweise bei 2 Hz und allenfalls auch bei 3 Hz (Abb. 3 rechts). Häufig ist es allerdings so, dass bei in Längsrichtung rechnerisch weichen Brücken die Lagerreibung Schwingungen verhindert. Bei Rahmenbrücken jedoch ist Vorsicht geboten.

Abbildung 7 zeigt die kritischen Frequenzbereiche für Fussgängerbrücken, die bei einer Frequenzabstimmung zu vermeiden sind.

Die Frequenzabstimmung von Tragwerken ist eine relativ grobe und pauschale Massnahme, die sich aber im Allgemeinen in der Praxis bewährt hat; sie kann vor allem bei den häufig vorkommenden "normalen" Balkenbrücken mit Spannweiten bis etwa 50 m zur Anwendung empfohlen werden.

6 BERECHNUNG EINER ERZWUNGENEN SCHWINGUNG UND BEGRENZUNG DER AMPLITUDEN

Bei einer vorerst nur für statische Lasten entworfenen Fussgängerbrücke kann die Frequenzabstimmung je nach Umständen zu einem erheblichen Mehraufwand führen. In solchen Fällen können eingehendere Untersuchungen angezeigt sein. Im Vordergrund steht meist die Berechnung einer erzwungenen Schwingung und Vergleich der resultierenden Amplituden mit Anhaltswerten. Wenn nötig müssen Massnahmen getroffen werden, um die Amplituden zu begrenzen.

Für eine stationäre harmonische Resonanzschwingung (Zustand nach dem Einschwingvorgang) bei Einwirkung einer einzelnen Person in Feldmitte gilt:

$$d = d_s / 2\zeta \quad ; \quad v = 2\pi f d_s / 2\zeta \quad ; \quad a = 4\pi^2 f^2 d_s / 2\zeta \quad (3)$$

d, v, a : Amplituden der Durchbiegung bzw. Geschwindigkeit bzw. Beschleunigung in Feldmitte

d_s : Statische Durchbiegung infolge ΔG in Feldmitte

f : Eigenfrequenz der Brücke und der Frequenz massgebenden Harmonischen mit der Amplitude ΔG

ζ : Dämpfungsmass der Brücke

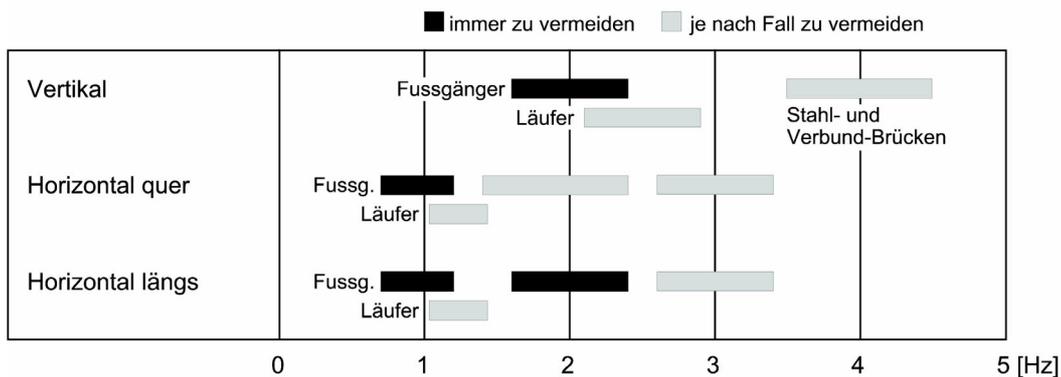


Abb. 7: Kritische Frequenzbereiche für Fussgängerbrücken, die bei einer Frequenzabstimmung zu vermeiden sind.

Die Einwirkung mehrerer Personen kann durch die Multiplikation bei regelloser Einwirkung mit dem Faktor m und bei synchroner Einwirkung mit der Anzahl der Personen n erfasst werden (s. Abschnitt 2.4). Anleitungen zu Berechnungen mit Berücksichtigung des Einschwingvorgangs und weiterer Einflüsse werden z.B. in (Bachmann et al. (1997)) und (Grundmann et al. (1993)) gegeben. Natürlich können auch übliche Computerprogramme eingesetzt werden; dabei empfiehlt sich aber immer eine Überprüfung der Resultate durch einfache Handrechnungen, die ja auch den Überblick und das Verständnis der Zusammenhänge fördern und damit helfen, grobe Fehler zu vermeiden. In jedem Fall besteht eine sehr wichtige direkte Abhängigkeit der Rechenergebnisse vom Dämpfungsmaß ζ . Dieses ist oft sehr schwierig genauer vorherzusagen und muss deshalb vorsichtig angenommen werden (Tabelle 2), was die Nützlichkeit einer "genauen" Schwingungsberechnung erheblich beeinträchtigen kann.

Der Vergleich der berechneten Amplituden mit Anhaltswerten zeigt, ob Massnahmen wie Erhöhung der Steifigkeit usw. ergriffen werden müssen. Hiermit kann versucht werden, die Amplituden auf ein akzeptables Mass zu begrenzen.

Erfahrungen haben gezeigt, dass bei Fussgängerbrücken mit einer vertikalen Grundfrequenz von etwa 2 Hz die Berechnung einer erzwungenen Schwingung mit Amplitudengrenzung meist zu ähnlichen Ergebnissen führt wie eine Frequenzabstimmung. Differenziertere Erkenntnisse sind eher bei Brücken mit höheren Eigenfrequenzen zu erwarten. Z.B. kann bei Stahl- und Verbundbrücken mit einer vertikalen Grundfrequenz im Bereich zwischen etwa 3.5 und 4.5 Hz und niedriger Dämpfung mit der Berechnung einer erzwungenen Schwingung zu klären versucht werden, ob Veränderungen bei der Steifigkeit wie Vergrößerung der Querschnittsabmessungen usw. angezeigt sind.

7 SONDERMASSNAHMEN

Als Sondermassnahmen kommen vor allem unkonventionelle Versteifungen in Frage, die normalerweise die Eigenfrequenzen erhöhen, z.B.

- Einspannung des Hauptträgers bei einem oder mehreren Widerlagern (muss nur für dynamische Einwirkungen wirksam sein)
- Anbringen eines steiferen Geländers ("Gebrauchstauglichkeits-Tragwerk")
- Seilabspannungen (vertikal, horizontal oder schräg)

Eine Erhöhung der Dämpfung durch Veränderungen am Tragwerk, an Verbindungen, an Lagern usw. kann ebenfalls in Betracht gezogen werden, doch stehen dem meist erhebliche praktische Schwierigkeiten entgegen. Hingegen kann der Einsatz von Schwingungstilgern eine wirksame und kostengünstige Alternative sein.

8 BERUHIGUNG DURCH SCHWINGUNGSTILGER

Tilger sind Massen-Feder-Dämpfer, die bezüglich ihrer Eigenfrequenz und Dämpfung genau abgestimmt sein müssen auf die dynamischen Eigenschaften des zu beruhigenden Tragwerks (Brücke). Tilger können verwendet werden für die

- Schwingungssanierung von bestehenden Brücken
- Planung und dynamische Bemessung von neuen Brücken

Ein Tilger ist also ein schwingendes Zusatzsystem, das an ein schwingendes Hauptsystem angebracht wird. Er besteht aus einer Masse, einer Feder und einem Dämpfer (oder mehreren parallelen Federn und Dämpfern). Eine gute Abstimmung der Tilgerfrequenz bewirkt Trägheitskräfte der Tilgermasse, die den auf das Hauptsystem einwirkenden dynamischen Kräften entgegenwirken und dessen Resonanzschwingungen erheblich reduzieren können. Während also die Schwingungsamplituden des Hauptsystems wesent-

lich verringert werden, sind grosse Verschiebungsamplituden des Zusatzsystems erforderlich. Die durch die dynamische Einwirkung zugeführte Energie geht zu einem grossen Teil in den stark schwingenden Tilger; sie wird vor allem im oder den Dämpfern des Tilgers dissipiert.

In den allermeisten Fällen sind die Schwingungen in einer bestimmten Eigenfrequenz des Hauptsystems problematisch und müssen reduziert werden. Das Hauptsystem kann dann als äquivalenter Einmassenschwinger mit der entsprechenden modalen Masse usw. modelliert werden. Zusammen mit dem Zusatzsystem ergibt sich ein 2-Massen Schwinger gemäss Abbildung 8.

Dabei bedeuten:

- m_t : Tilgermasse
- m_s : Modale Masse des Hauptsystems (Brücke)
- $k_{t,s}$: Federkonstante des Tilgers bzw. Hauptsystems
- $c_{t,s}$: Dämpfungskonstante des Tilgers bzw. Hauptsystems mit Dämpfungsmass
 $\zeta_t = c_t / (2\sqrt{k_t / m_t})$ bzw. $\zeta_s = c_s / (2\sqrt{k_s / m_s})$
- $x_{t,s}$: Verschiebung der Tilgermasse bzw. modalen Masse des Hauptsystems

Für die beiden Massen können je die Bewegungsdifferentialgleichung des Gleichgewichts aufgestellt und das gekoppelte Gleichungssystem gelöst werden (Bachmann et al. (1997)). Die Ausdrücke für die optimale Eigenfrequenz f_{opt} und die optimale Dämpfung ζ_{opt} des Tilgers ergeben sich zu

$$f_{opt} = \frac{f_s}{1 + m_t / m_s} ; \quad \zeta_{opt} = \sqrt{\frac{3(m_t / m_s)}{8(1 + m_t / m_s)^3}} \quad (4)$$

mit den Eigenfrequenzen $f_s = \sqrt{k_s / m_s} / (2\pi)$ des Hauptsystems und $f_t = \sqrt{k_t / m_t} / (2\pi)$ des Tilgers.

Die optimale Eigenfrequenz des Tilgers ist somit

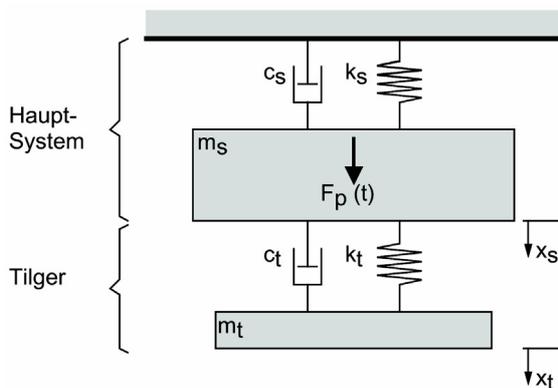


Abb. 8: Dynamisches Modell des Hauptsystems (Tragwerk) mit Tilger (Imperial College (2000)).

etwas kleiner als die Eigenfrequenz des Hauptsystems (~ 95 bis 99 %), und sie ist – wie auch die optimale Dämpfung – abhängig vom Massenverhältnis m_t/m_s , das zweckmässigerweise etwa im Bereich von 0.01 bis 0.05 gewählt wird. Bemessungshilfen sind in (Bachmann et al. (1995)) und weitere Hinweise in (Petersen (2001)) gegeben.

Für die Anwendung von Tilgern zur Schwingungsberuhigung von Fussgängerbrücken können die folgenden praktischen Hinweise nützlich sein:

- Die maximalen Amplituden des Hauptsystems können durch Tilger wesentlich reduziert werden. Die Reduktion ist jedoch sehr empfindlich auf kleine Änderungen der Tilgerfrequenz f_t ; diese muss daher möglichst gut mit der optimalen Frequenz f_{opt} übereinstimmen.
- Demgegenüber haben auch erhebliche Abweichungen der Tilgerdämpfung ζ_t von der optimalen Dämpfung ζ_{opt} relativ geringe Folgen.
- Ein Schwingungstilger vom oben dargestellten Typ ist nur in einem engen Frequenzband wirksam und wenn er auf eine bestimmte Eigenfrequenz des zu beruhigenden Systems abgestimmt ist. Er arbeitet nicht befriedigend sofern das Hauptsystem mehrere Eigenfrequenzen nahe beieinander aufweist (z.B. Biege- und Torsions-Grundfrequenz), die durch die dynamische Einwirkung angeregt werden.
- Ein Tilger ist umso wirksamer, je grösser die Tilgermasse verglichen mit der modalen Masse des Hauptsystems und je kleiner die Dämpfung des Hauptsystems ist. Tilger sind daher besonders effizient bei Stahl- und Verbundbrücken, die im Vergleich zu Betonbrücken im Allgemeinen eine geringere Masse und eine kleinere Dämpfung haben und deshalb besonders schwingungsanfällig sein können.
- Die Verschiebungsamplituden der Tilgermasse müssen durch Berechnungen überprüft werden (Bachmann et al. (1995)), und es muss dafür genügend Platz (inkl. Reserve für den Fall übermässiger Einwirkungen) vorgesehen werden.
- Die Feinabstimmung eines Tilgers (Frequenz) muss nicht nur bei dessen Herstellung in der Werkstätte sondern auch am Bauwerk – meist am besten durch Beifügen oder Wegnehmen von kleinen Teilen der Tilgerfedern – vorgenommen werden können. Denn Berechnungsergebnisse zu Bauwerk und Tilger weichen oft von den wirklichen Werten ab.
- Insbesondere die Bauwerksfrequenzen können sich mit der Zeit verändern, z.B. durch den Einbau eines

neuen Belages oder Geländers, durch Veränderung der Steifigkeit von Betonträgern durch Rissebildung usw. Dadurch kann das 2 Massen Schwingungssystem "verstimmt" werden. Tilger sollten deshalb auch stets so platziert und montiert werden, dass sie für Kontrollen und eine Neu-Abstimmung möglichst gut zugänglich sind.

Beispiel: Eine Fussgänger- und Radfahrerbrücke ist als Durchlaufträger aus Stahl über 4 Felder mit einer Hauptspannweite von 25 m und einer lichten Breite von 2.5 m ausgebildet (Footbridge 2002 (2002)). Nach der Inbetriebnahme zeigten sich starke Schwingungen bereits beim Passieren von einzelnen Fussgängern und geringere aber gut spürbare Schwingungen auch bei der Überfahrt einzelner Radfahrer. Eine dynamische Untersuchung ergab eine Grundfrequenz von 2.48 Hz; diese lag also über dem nach den Regeln der Frequenzabstimmung "verbotenen" Bereich (Abschnitt 5 und Abbildung 7). Die ausgeprägte Schwingungsanfälligkeit erklärte sich aus der extrem niedrigen Dämpfung. Das Dämpfungsmass betrug nur 0.23 % bei einer Beschleunigung von $\sim 1 \text{ m/s}^2$ und 0.40 % bei $\sim 4 \text{ m/s}^2$; somit war fast nur Materialdämpfung (Stahl) und nur eine geringe Systemdämpfung (Verbindungen, Lager, usw.) vorhanden. Durch eine an Ort hüpfende Person konnten Brückenschwingungen mit einer Beschleunigung in Brückenmitte von $\sim 9 \text{ m/s}^2$ (!) erzielt werden. Das sind 90 % der Erdbeschleunigung. Bei 100 % (gemittelt) wäre das Eigengewicht kompensiert gewesen, die Brücke hätte von ihren Auflagern abgehoben und einen eigentlichen Luftsprung gemacht, wie das in anderen Fällen schon vorkam.

Die Dynamische Sanierung erfolgte durch zwei Schwingungstilger, die in der Mitte der Hauptspannweite an der Innenseite der Stahlträger angebracht wurden. Die Tilger sind somit von der Gehwegplatte her für Kontrollen usw. gut zugänglich. Die Tilger sind in diesem Fall äusserst effizient: Sie reduzieren die Schwingungen um etwa den Faktor 20 auf einen Wert von $\sim 0.5 \text{ m/s}^2$ (\sim Anhaltswert).

Die Tilgertechnik wird in Zukunft eine noch grössere Bedeutung erlangen. Unter anderem dürften auch Tilgersysteme wichtig werden, bei denen auf einfache z.B. elektromagnetische Weise die Federsteifigkeit und das Dämpfungsmass verändert und somit z.B. Eigenschwingungen des Hauptsystems mit unterschiedlichen Frequenzen durch einen einzigen Tilger gedämpft werden können. Hinweise dazu sind in (Footbridge 2002 (2002)) zu finden.

9 FOLGERUNGEN

Moderne Fussgängerbrücken sind oft wesentlich "lebendiger" d.h. erheblich schwingungsanfälliger als ähnliche ältere Brücken. Deshalb dürfen Fussgängerbrücken nicht mehr nur für statische Lasten bemessen werden; eine dynamische Bemessung ist unbedingt notwendig. Dabei sind das grundlegende Verständnis der möglichen dynamischen Phänomene und die mathematische Formulierung der dynamischen Einwirkungen entscheidend. In manchen Fällen genügt eine einfache Frequenzabstimmung des Tragwerks. In anderen Fällen sind die Berechnung einer erzwungenen Schwingung und Begrenzung der Amplituden oder das Ergreifen von Sondermassnahmen zweckmässig. Eine wirksame und zukunftssträchtige Alternative ist die Installation von auf die dynamischen Eigenschaften des Tragwerks abgestimmten Schwingungstilgern.

LITERATUR

- Bachmann, H. et al. (1997), Vibration Problems in Structures – Practical Guidelines, 2nd Edition. Birkhäuser Verlag, Basel Berlin Boston.
- Bachmann, H., Weber B. (1995), Tuned vibration absorbers for damping of "lively" structures, Structural Engineering International 5, 31-36.
- Baumann, K., Bachmann, H. (1988), Durch Menschen verursachte dynamische Lasten und deren Auswirkungen auf Balkentragwerke, Bericht Nr. 7501-3, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel Boston Berlin.
- Footbridge 2002 (2002), Design and dynamic behaviour of footbridges, Proceedings and CD of the International Footbridge Conference (Paris). November 20-22, 2002, AFGC and OTUA, Paris.
- Grundmann, H., Kreuzinger, H., Schneider, M. (1993). Schwingungsuntersuchungen für Fussgängerbrücken, Bauingenieur 68, 215-225.
- Imperial College of London (2000), Moving Platform Pedestrian Tests, Ove Arup & Partners, September 2000.
- Matsumoto, Y. et al. (1978), Dynamic Design of Footbridges, IVBH-Abhandlungen P-17.
- Petersen, C. (2001), Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau, Maurer Söhne GmbH & Co. AG, München.
- Schulze, H. (1980), Dynamische Einflüsse der Verkehrslast auf Fussgängerbrücken, Signal + Schiene 24, 91-95 / 143-147.

Dreidimensionale aerodynamische und aeroelastische Analyse der Fußgängerbrücke Kehl-Strasbourg

Casimir Katz¹, Imre Kovacs² und Guido Morgenthal³

¹SOFISTIK AG, Oberschleißheim,

²Dynamik Consulting, Weinstadt

³Leonhardt, Andrä und Partner, Stuttgart

1 EINFÜHRUNG

Es wird die Berechnung einer asymmetrischen Schrägkabelbrücke für Fußgänger mit zwei Decks beschrieben, die sich dynamisch als sehr empfindlich unter anderem hinsichtlich der Stabilität gegenüber Windschwingungen herausgestellt hatte.

Zum Nachweis des Bauwerks wurden künstliche Windverläufe erzeugt, die eine statistisch abgesicherte Beschreibung des instationären Windes in Abhängigkeit von der Geländeform und unter Berücksichtigung der räumlichen Kohärenz der turbulenten Anteile (Böen) erlauben. Diese Winde wurden dann auf das Bauwerk in einer transienten, nichtlinearen Analyse aufgebracht.

Durch die teilweise großen Verformungen der Brücke ergeben sich nichtlineare Effekte aus der Überlagerung der Wind- und Bauwerksgeschwindigkeiten, veränderter Anströmungswinkel der Querschnitte, die zu einer entsprechenden Anfachung führen.

Für diese Brücke müssen Tilger vorgesehen werden, deren Wirksamkeit am gleichen Modell anschaulich untersucht werden konnte.

2 DAS BAUWERK

Zur Gartenschau „Le jardin des deux rives“ 2004 wird eine neue Fußgängerbrücke die Städte Kehl und Strasbourg ca. 500m südlich der bestehenden Europabrücke über den Rhein verbinden.

Die von dem Pariser Architekten und Ingenieur Marc Mimram entworfene und in einem Wettbewerb siegreiche stählerne Schrägseilbrücke mit Verbundüberbau verfügt über ein anspruchsvolles Gesamtkonzept und extreme Schlankheit. Bei der Ausschreibungsplanung in den Jahren 2001 - 2002 wurde als Berater zur Aerodynamik das Ingenieurbüro PSP, Aachen, herangezogen, während die statische und dynamische Vorprüfung, die Erarbeitung der Baubeschreibung und des Leistungsverzeichnisses vom Büro Leonhardt, Andrä und Partner übernommen wurde.

Die Spannweiten betragen im Bereich des Vorlandes 3 x 14,40 bzw. 4 x 14,40 sowie 43,72+ 183,37 + 43,72 Meter im Bereich der Hauptbrücke. Der Überbau besteht aus zwei Gehsteigen in Stahl-Beton-Verbundkonstruktion, die durch biegesteif ange-



Abb. 1: System der Brücke (Quelle: Mimram Ingenierie, Paris)

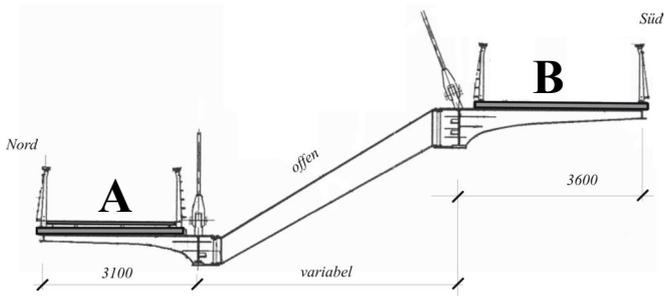


Abb. 2: Querschnitt der Brücke

geschlossene Querträger, Verbandsstreben sowie eine Plattform in Brückenmitte verbunden sind

Der bogenförmige Steg A verbindet die Rheinufer und ist im Grundriss gerade. Der an die Vorlandbrücke angeschlossene Steg B dient der Benutzbarkeit der Brücke auch bei Hochwasser sowie durch Radfahrer und verläuft im Grundriss gekrümmt. Die Betonplatte der Gehbahnen hat eine Dicke von 15cm.

Die Pylone sind entgegen des Überhanges von Steg B geneigt. Der Überbau ist nur in Querrichtung am Pylon durch einen Gabelbaum gelagert und in diesem Bereich durch eine Schrägstrebe gestützt. Die Seile werden mittels Gabelseilköpfen in zwei Platten am Pylonkopf eingehängt. Die ersten Seilpaare zum Land und zur Flussmitte haben Durchmesser von 139 bzw. 102 mm, die weiteren Seile von 60 mm.

Die uferseitigen Horizontalkräfte von Steg B in Brückenquerrichtung werden bis zur ersten Achse der Vorlandbrücke zurückgehängt. Die uferseitige Auflagerung und Seilverankerung ist auf Pfählen gegründet, während die Flusspfeiler mit Pylon auf Flachfundamenten von 25x11m stehen.

Die aero-elastische Anfälligkeit der Brücke entsteht einerseits aus der Konfiguration des gemeinsamen Querschnitts – d.h. die zwei scharfkantigen Stege und die Interferenz der Strömung durch die offene Lücke zwischen den beiden, worauf wir noch zurückkommen, und andererseits aus der Torsionsnachgiebigkeit um die Längsachse, die sich aus dem Entwurf zwangsläufig ergibt. Abbildung 4 zeigt einige wichtige Eigenschwingungen des ungedämpften Systems, von welchen die beiden Torsionsschwingungen die entscheidende Rolle spielen. Nachdem die Torsionssteifigkeit hauptsächlich durch die Einspannung der Pylone zustande kommt, liegen die Torsionseigenfrequenzen nahe beieinander.

Wegen der Schlankheit spielte die Aerodynamik und Aeroelastik in der Entwurfsbearbeitung von Anfang an eine zentrale Rolle. Die Untersuchungen zum Windverhalten wurden deshalb unabhängig voneinander sehr intensiv geführt: einerseits von der Aufstellerseite (d.h. von PSP Aachen) und andererseits von der Seite des Prüfindgenieurs (Dr. Saul, LAP). Die nöt-

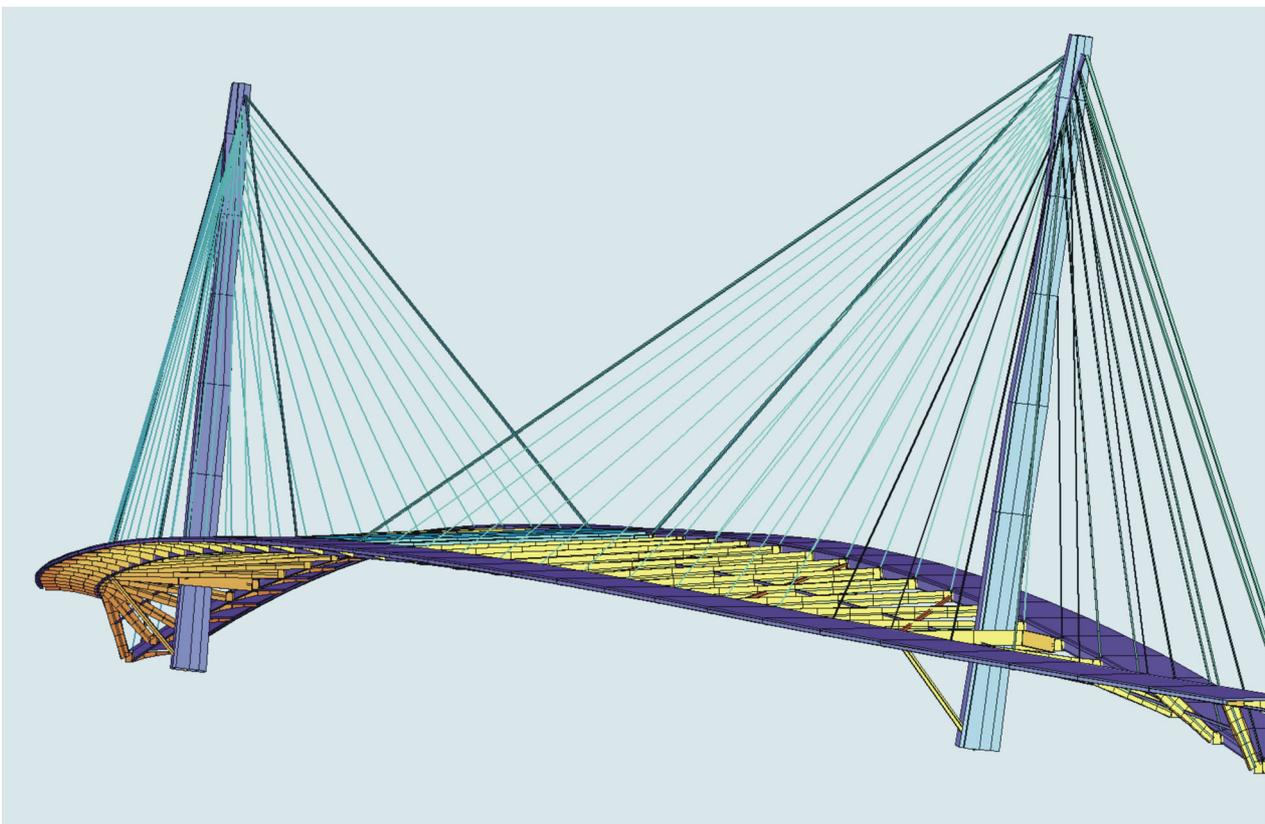
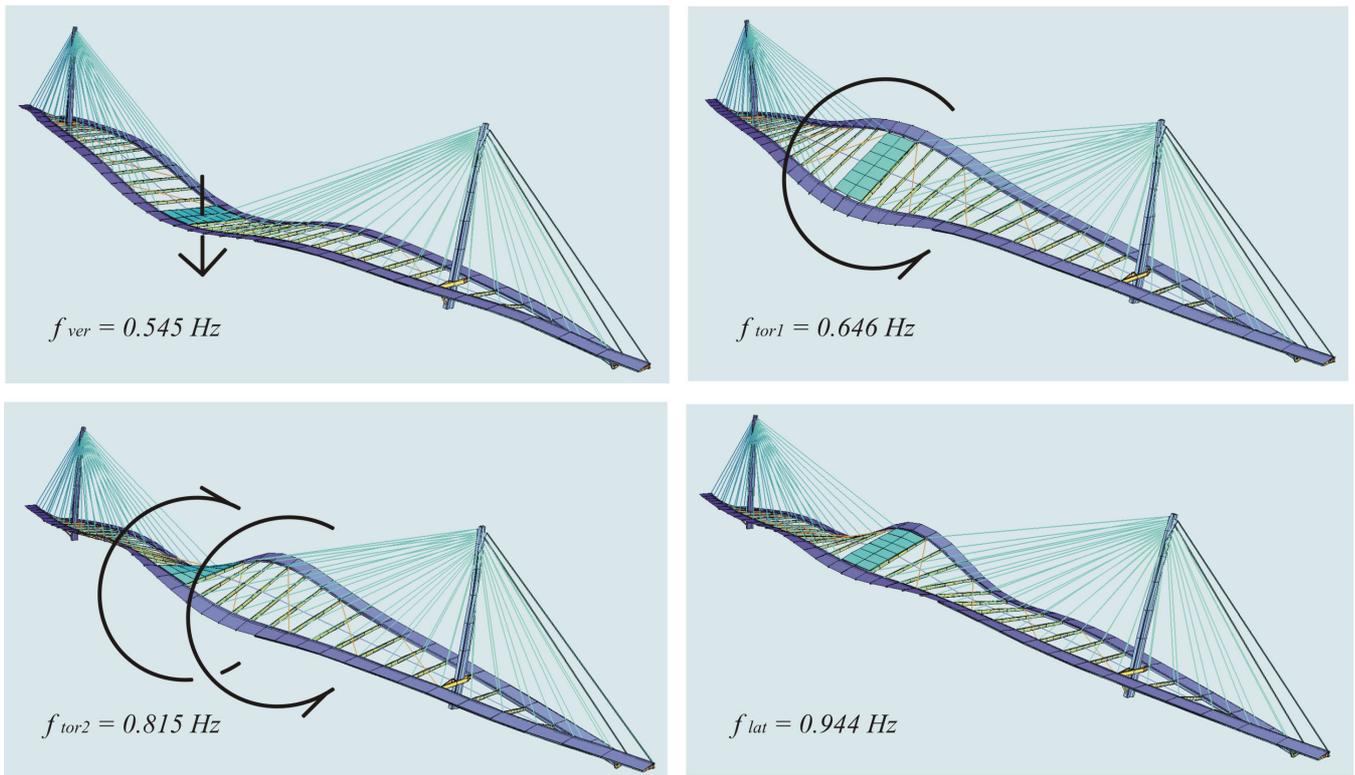


Abb. 3: Statisches System der Brücke



Eigenschwingungen des ungedämpften Systems

Abb. 4: Eigenformen der Brücke

wendigen Windkanalmessungen wurden in dem Windlaboratorium der Universität Aachen, Lehrstuhl für Stahlbau, durchgeführt.

Es hatte sich schon früh für alle Beteiligten gezeigt, dass die ursprüngliche Konstruktion ohne spezielle Gegenmaßnahmen nicht funktionieren würde,

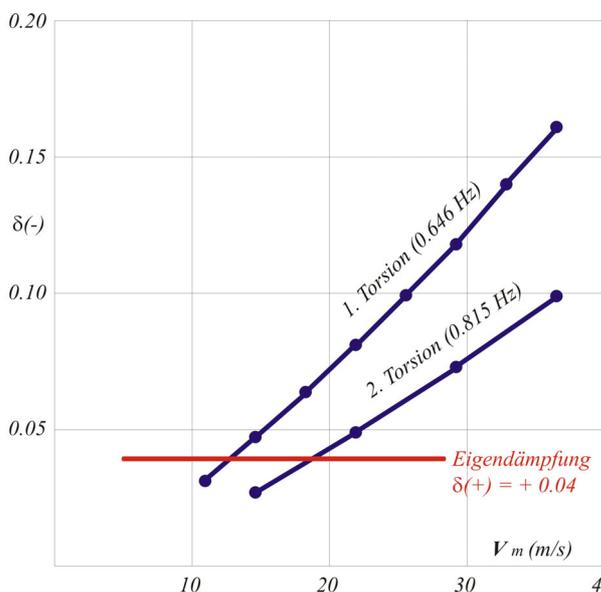


Abb. 5: Negative aeroelastische Dämpfungen

da der gesamte Brückenquerschnitt, d.h. die beiden miteinander verbundenen Fahrbahnen und die Lücke zwischen ihnen, eine starke Anfälligkeit zu Torsionsgalloping schon bei sehr niedrigen Windgeschwindigkeiten zeigt.

Die Abbildung 5 zeigt die unter einem gleichmäßigen Wind numerisch ermittelten aerodynamischen Dämpfungen in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit. In der Beurteilung des aeroelastischen Verhaltens der Brücke selbst waren sich der Aufsteller und der Prüfer in allen Punkten einig.

3 WINDBELASTUNG

Die Ermittlung des Systemverhaltens unter Windbelastung stellt bei solchen schlanken Bauwerken immer eine besondere Herausforderung dar. Wir bemühen uns, nach Davenport die vollständige Windkette als Abfolge von sich wechselseitig beeinflussenden Effekten und Berechnungen rechnerisch zu erfassen:

- Windklima (der globale Wind),
- Geländeform (lokaler Wind),
- Aerodynamik (Druckbeiwerte),
- Dynamik (Antwort des Bauwerks),
- Bemessung des Bauwerks.

Als grundlegendes Sicherheitskriterium für das windbelastete Bauwerk wird in den Bauvorschriften oder in den Entwurfsbedingungen von Ausschreibungen festgelegt, dass es innerhalb des Zeitraums, in welchem das Bauwerk bestehen soll (bei Brücken in der Regel in 100 Jahren) mit einer vorgegebenen Sicherheit nicht versagt. Der Nachweis der Tragsicherheit wird in der Praxis auf die Prüfung eines kurzen Zeitabschnitts - in Europa: 10 Minuten - beschränkt, in welchem einerseits die höchste Windgeschwindigkeit (der 100-Jahres-Wind) auftritt, andererseits genügend Zeit vorhanden ist um das Bauwerk zu erregen. Die Windgeschwindigkeiten können in diesem kurzen Zeitabschnitt interpretiert werden als die Summe von

- einer zeitlich konstanten, räumlich veränderlichen Grundgeschwindigkeit (10-Minuten-Wind) und
- einem überlagerten, zeitlich und räumlich veränderlichen Turbulenzanteil.

Der zweite Verfasser hat schon in früheren Veröffentlichungen (Kovacs 1989, 1993, 1995) über die Vorteile einer realistischen Simulation der Windkräfte berichtet. Mit der jetzt vorliegenden Implementation in einem allgemeinem FE-Programm (SOFiSTiK) stehen solche Möglichkeiten auch anderen Anwendern zur Verfügung. Die Erzeugung der Windbelastung erfolgt in drei Schritten:

- Genauere Windprofile erhält man aus dem globalen Wind unter Berücksichtigung der Umgebung des Bauwerks (Oberflächenrauigkeit, Geländeerhöhungen) ähnlich wie sie in neueren Vorschriften wie z.B. im EC 1 vorgesehen sind.
- Eine Ermittlung eines Windspektrums nach den allgemeinen Verfahren von Davenport, Harris oder Karman. Damit ist die statistische Wahrscheinlichkeit der Amplituden in Abhängigkeit von der Frequenz definiert.
- Eine genauere Berechnung mit einer Zeitverlaufsimulation. Dem Verfahren liegt eine mathematische Turbulenzgenerierung zugrunde, die zufällige dreidimensionalen Windabläufe entlang einer (zweidimensionalen) vertikalen Referenzfläche erzeugt, die durch die Hauptachse des Bauwerks festgelegt ist.

Der synthetisch generierte Wind soll die aktuellen Parameter, das Wind- und Turbulenzprofil und die wichtigsten statistischen Eigenschaften, Spektren und Kohärenzen des realen Windes abbilden. Nachdem die Erfüllung der Strömungsgleichungen sich auf eine zweidimensionale Fläche beschränkt, kann auf die (aufwendige) Behandlung der Kompatibilitätsbedingungen verzichtet werden.

Das Bauwerk wird in dieses Strömungsfeld gesetzt, die Reaktionen werden in der Zeit verfolgt und aufgezeichnet. Es sei einschränkend erwähnt, dass die Rückwirkung des Bauwerks als räumliches Hindernis auf das Strömungsfeld nicht berücksichtigt ist. Es wird dagegen berücksichtigt, dass das Bauwerk in diesem Strömungsfeld Bewegungen vollzieht und dadurch die Relativgeschwindigkeiten zwischen Strömung und Körper Punkt für Punkt modifiziert. Dieser Teil der Interaktion ist der wichtigste, weil er unter anderem die Ursache der aerodynamischen Dämpfung, aber auch von jeder Art von Instabilitäten (z.B. Potentialflattern und Torsionsgalopping) ist. Nur mit einer solchen nichtlinearen Berechnung kann man aber auch Effekte wie z.B. die Veränderung der Windkraft bei Ablösung der Strömung oder die Wirkung von Tilgern erfassen. Die wichtigsten aerodynamischen Effekte dabei sind:

- Durch die Bewegung des Bauwerks erhält man relative Geschwindigkeiten durch eine vektorielle Addition von Bauwerksgeschwindigkeit und Windgeschwindigkeit.
- Durch die Verdrehung des Brückenquerschnitts verändert sich der Anströmwinkel und somit auch die Windkraftbeiwerte.

Weiter ist der dynamische Effekt abhängig von der Ausdehnung der Böen. Da die deutschen Normen mit zu großen Böen arbeiten (Davenport'sches Modell mit konstanter Böengröße für alle Höhen), und außerdem zeitliche Verzögerungen im Antreffen der Böen eine deutliche Rolle spielen (die Böen ergreifen in Wirklichkeit zuerst nur die Bauwerkspitze, und rollen von oben nach unten ab), ergeben sich auch hierdurch günstigere Ergebnisse.

Abschließend stehen die Zeitverläufe der Verformungen, der Schnittkräfte sowie aller anderen charakteristischen Größen zur Verfügung und können für die Bemessung statistisch analysiert werden.

Abbildung 6 zeigt das verwendete 10-Minuten-Windprofil, das Turbulenzprofil und das Profil der Integralmaße über dem Rhein.

Das in das SOFiSTiK-Programm integrierte Windmodell basiert auf dem zweidimensionalen Grenzschichtmodell, beschrieben in (Kovacs, 1993+1995): Die Grundlösung ist ein logarithmisches Windgeschwindigkeitsprofil über einer ebenen oder leicht unebenen Geländeoberfläche mit homogener oder leicht veränderlicher Rauigkeit. Im aktuellen Fall war die Oberfläche eben und glatt. Das Turbulenz- und das Kohärenzmodell der ESDU entspricht einer etwas abgewandelten Karman'schen Formulierung.

Der Aufsteller hat die 10-Minuten-Windgeschwindigkeiten am Standort aus den 25 Jahre lang geführten Messungen der meteorologischen Station von Lahr, unter Berücksichtigung der bei diesem kurzen Zeitraum relativ niedrigen Konfidenz, abgeleitet, was in der Deckhöhe einen Wert von 27.2 m/s ergab.

Wir haben das Windprofil an früheren meteorologischen Messungen und Auswertungen, hauptsächlich an Ergebnissen von Caspar geeicht. Als Oberflächenrauigkeit haben wir $z_0 = 0.01$ m angesetzt, sie ist etwas gröber als für eine Wasseroberfläche. So ergab sich bei uns

$$V_m = 25.3 \text{ m/s (100 Jahres-Wind in Deckhöhe)}$$

$$I_{lon} = 14.7 \%$$

$$\frac{f S_{lon}}{\sigma_{lon}^2} = \frac{4 X_{lon}}{(1 + 70.8 X_{lon}^2)^{5/6}} \text{ (Karman, longitudinal)}$$

$$X_{lon} = f_{lon} L_{lon} / V_{10min}$$

Das Bild zeigt auch, dass die von uns definierte aeroelastische Stabilitätsgrenze mit

$$V_G \geq 36.5 \text{ m/s (Stabilitätskriterium in Deckhöhe)}$$

deutlich höher als die von ENV 1991-2-4 Anhang E definierte Regelung liegt. ENV 1991-2-4 verlangt hier eine Einsetzgeschwindigkeit der Flutter- oder Galloppschwingungen von

$$V_{CG} \geq 1.25 V_m = 31.6 \text{ m/s}$$

Wir haben in unserem Konzept, anstelle des 10-Minuten-Windes V_m , eine kürzere Bö mit einer Dauer von nur ~ 40 Schwingungsperioden = 1 Minute als Grundlage der Stabilitätsgrenze gewählt. Es sei hierzu bemerkt, dass in Europa, und auch weltweit, sehr verschiedene und nicht immer logische und konsequente Regelungen zum Stabilitätsnachweis üblich sind. Wir waren grundsätzlich der Meinung, dass die Sicherheit gegen Instabilität bei der ENV-Regelung zu kurz kommt, im aktuellen Falle sprach, neben der hohen Frequenz des Torsionsgalloping, auch die sehr stark progressive negative aeroelastische Torsionsdämpfung für eine strengere Grenze. Hätte man also zum Beispiel die Stabilität für den 10-Minuten-Wind sichergestellt, dann hätte man für den 1-Minuten-Wind ein durchschnittliches negatives Dämpfungsdekrement von $\delta = -0.075$ erhalten, das bei der aktuellen Flutterfrequenz zu einer 20-fachen Vergrößerung einer anfänglichen Torsionsschwingung geführt hätte.

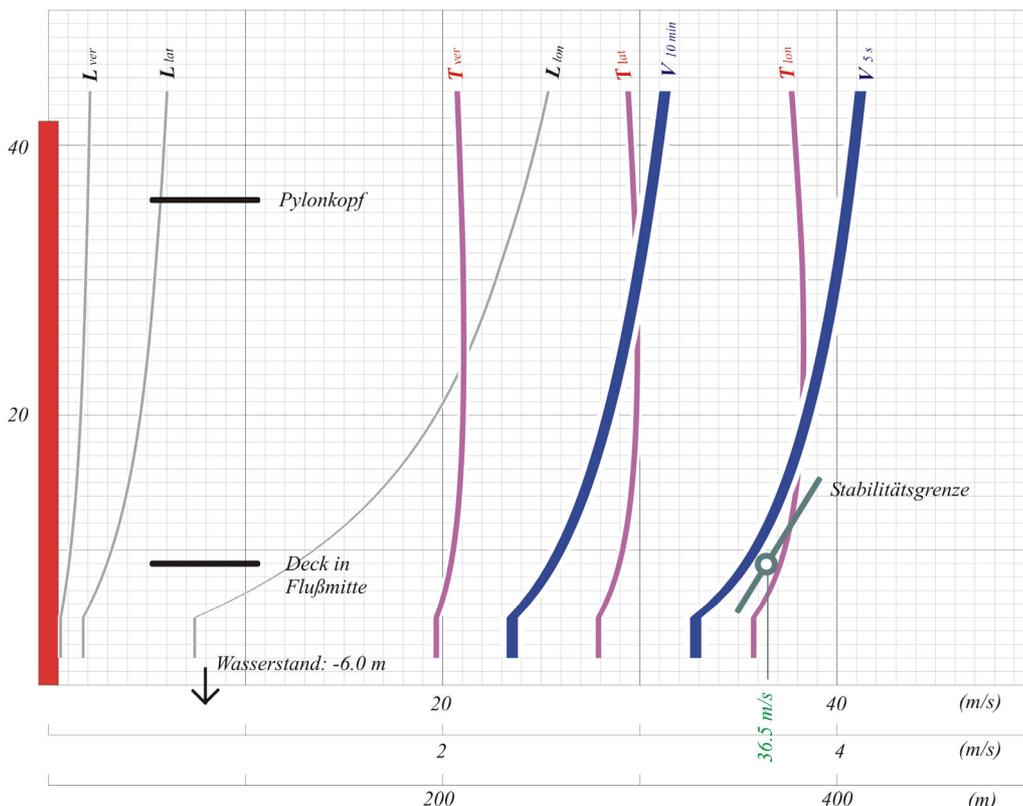


Abb. 6: Vom Programm angesetztes Windprofil

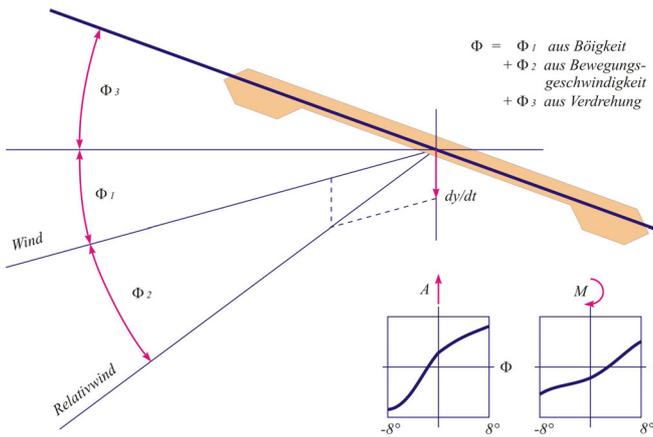


Abb. 7: Abhängigkeiten der Windkraftbeiwerte

4 AERODYNAMIK

Für die Kraftbeiwerte müssen Windkanalversuche oder numerische Berechnungen (CFD=Computational Fluid Dynamics) durchgeführt werden. Im Hinblick auf die Erregungsmechanismen, die auf die Struktur in der Strömung wirken, ist die Nachgiebigkeit innerhalb des zweiteiligen Querschnittes irrelevant, d.h. der Querschnitt darf bei der Ermittlung der Windkräfte als in sich steif betrachtet werden. Aus aero-elastischer Sicht ist also die Brücke vereinfachend als ein Biege-Torsionsträger erfassbar, wenngleich mit einem in der Längsrichtung stark veränderlichen Querschnitt. Das bedeutete, dass auf kostspielige Vollmodell-Windkanalversuche verzichtet werden konnte.

Für allgemeinere Profile kann man auch mit 2D-Fluid-Berechnungen z.B. nach der Vortex Particle-Methode (Morgenthal, 2002) entsprechende Werte berechnen.

Der Ausgangspunkt der Ermittlung der auf das windanfällige Element wirkenden Windkräfte ist die **quasistationäre Windkraft**, die, außer von dem quasistationären Kraftkoeffizienten C_{w0} , nur von der momentanen relativen Geschwindigkeit zwischen Körper und Strömung abhängig ist, wie dies vereinfacht in Abbildung 7 gezeigt ist.

C_{w0} ist von dem momentanen Anblaswinkel Φ nichtlinear abhängig. In der Summe von Φ repräsentieren die Komponenten Φ_2 und Φ_3 die momentanen Verschiebungen-Verdrehungen des Bauwerks, durch welche die Windkraft unmittelbar beeinflusst wird. Der quasistationäre Ansatz berücksichtigt die Strömung-Körper-Interaktion in vereinfachter Form. Nach ihm wird die momentane Windkraft so berechnet, als wäre die momentane relative Position des Körpers zu der Strömung in der Zeit unverändert. Es wird also näherungsweise angenommen, dass der Körper im Luftstrom in der vorausgehenden Zeit eine gerade Bahn

beschrieben hat. In Wirklichkeit ist die Bahn jedoch nicht gerade sondern gekrümmt. Daraus resultiert ein zweiter, **instationärer Windkraft-Anteil**, der u.a. für einen Grossteil der Instabilitäten – z.B. auch für die Torsionsinstabilität, die hier eine entscheidende Rolle spielt – verantwortlich ist. Dagegen ist z.B. die Instabilität durch Biege-Galloping durch das stationäre Modell im wesentlichen bereits erfasst, durch die instationäre Behandlung wird das Ergebnis gegebenenfalls nur noch modifiziert.

Hier wurde eine Serie von aerodynamischen und aero-elastischen Messungen entsprechend dem Querschnittsverlauf an Sektionsmodell-Querschnitten mit einem Modellmaßstab von 1:30 durchgeführt. Es musste dabei unter anderem geklärt werden:

- Wegen der unterschiedlichen Querschnitte entlang der Längsachse mussten mehrere (3) Sektionsmodelle untersucht werden.
- Wegen der asymmetrischen Querschnitte musste sowohl ein Anblasen von Norden als auch von Süden geprüft werden.
- Für die Entwicklung der statischen Windkräfte und der Derivativa in Abhängigkeit vom Anblaswinkel musste ein Winkelbereich von ca. -6° bis $+6^\circ$ erfasst werden.
- Für die Erfassung der Abhängigkeiten vom Turbulenzgrad bedurfte es Messungen sowohl in glatter als auch in fein-turbulenter Strömung.
- Es wurden weitere, sondierende Messungen mit Hinblick auf eventuelle Abhängigkeiten von der Schwingungsamplitude und von der Schräganblasung auf dem Grundriss durchgeführt.
- Durch die Plattform in der Brückenmitte verändert sich das lokale aero-elastische Verhalten auf nicht vernachlässigbare Weise.

Die Messungen wurden vollständig vom Aufsteller PSP geplant, im Laboratorium der RWTH Aachen / Lehrstuhl für Stahlbau durchgeführt und ausgewertet. Bei der Messung der Derivativa wurde das Modell in der Strömung harmonisch bewegt und dabei die Auflagerkräfte ständig gemessen. Die Auswertungen führten zu wesentlichen Vereinfachungen. So konnte festgestellt werden, dass die Turbulenzen, sowohl in den statischen als auch in den dynamischen Kraftderivativa, bei dem Querschnitt nur eine vernachlässigbare Rolle spielen und dass auch der Anblaswinkel nur einen unerheblichen Einfluss auf die Entwicklung der Windkraftbeiwerte hat.

Die Abbildung 8 zeigt auszugsweise Messergebnisse auf der Grundlage der in der Brücken-Aerodynamik üblichen Vorzeichenregelung und Bezeichnungen (Scanlan 1971, 1990, Morgenthal 2002).

5 BAUWERKSDYNAMIK

5.1 Numerik

Für die Integration der Bewegungsgleichungen normaler baodynamischer Problemstellungen werden üblicherweise implizite Verfahren z.B. nach Newmark-Wilson verwendet. Diese Verfahren gelten als unbedingt stabil. Jedoch ist z.B. bekannt, dass das Newmark-Verfahren bei geometrisch nichtlinearen Problemen versagen kann. Deshalb wurde z.B. die sogenannte HHT- α -Methode von Hilbert-Hughes-Taylor entwickelt.

Auch bei der hier dargestellten nichtlinearen Berechnung taucht ein Effekt auf, der die numerische Stabilität gefährden kann. Das Gleichgewicht der Kräfte wird ja für einen späteren als den augenblicklichen Zeitpunkt aufgestellt, für den man folglich eine implizite Extrapolation der Beschleunigungen vornimmt. Im Rahmen dieser Extrapolation kann man jedoch kaum nichtlineare, nichtkonservative Belastungsmechanismen vorsehen. Für den aktuellen Anströmwinkel benötigt man z.B. einen definierten Verformungszustand.

Im allgemeinen Fall wird man das Problem nur mit einer Gleichgewichtsiteration innerhalb jedes Zeitschritts erledigen können. Jedoch haben wir festgestellt, dass eine Extrapolation der Verformungen auf Grund der aktuellen Verformungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen durchaus ausreichen kann um die Stabilität wieder herzustellen.

Wir möchten hier jedoch noch auf eine andere Formulierung eingehen, die den entscheidenden Parameter der Kraft-Identifikation, nämlich die momen-

tane Bewegungsfrequenz des schwingenden Elements, im Zuge der Zeitintegration verfolgt und für jeden t_0 Augenblick die Ableitung ergibt. Die komplexe Bewegung eines jeden Stabknotens konnte durch einen begleitenden Sinus-Abschnitt mit 4 Parametern angenähert werden, so z.B. für die Torsionsbewegung

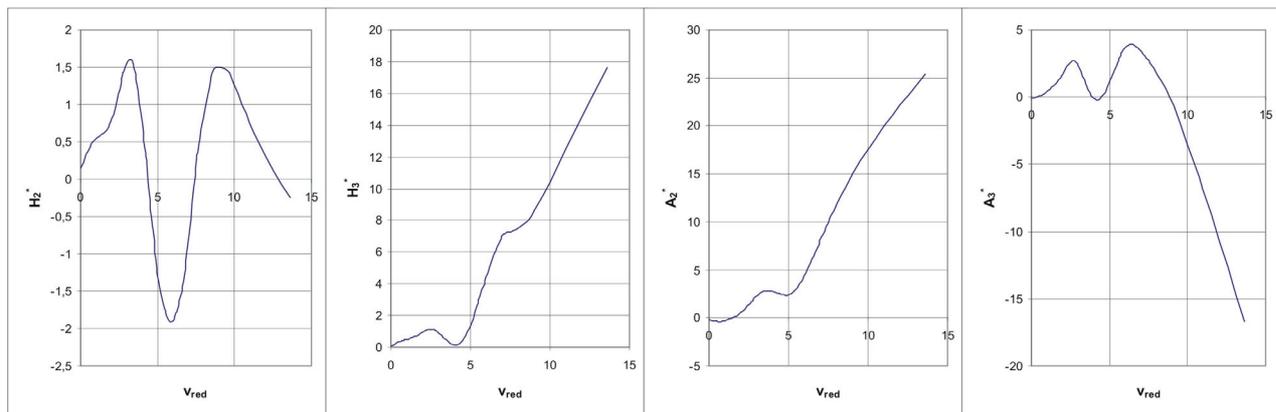
$$\Phi(t - t_0) \approx \mathbf{A} \sin \{ \Omega(t - t_0) + \Psi \} + \mathbf{B}$$

mit

- \mathbf{B} = aktuelle Schräganblasung
- \mathbf{A} = aktuelle Schwingungsamplitude
- Ω = aktuelle Kreisfrequenz der Bewegung
- Ψ = aktuelle Bewegungsphase

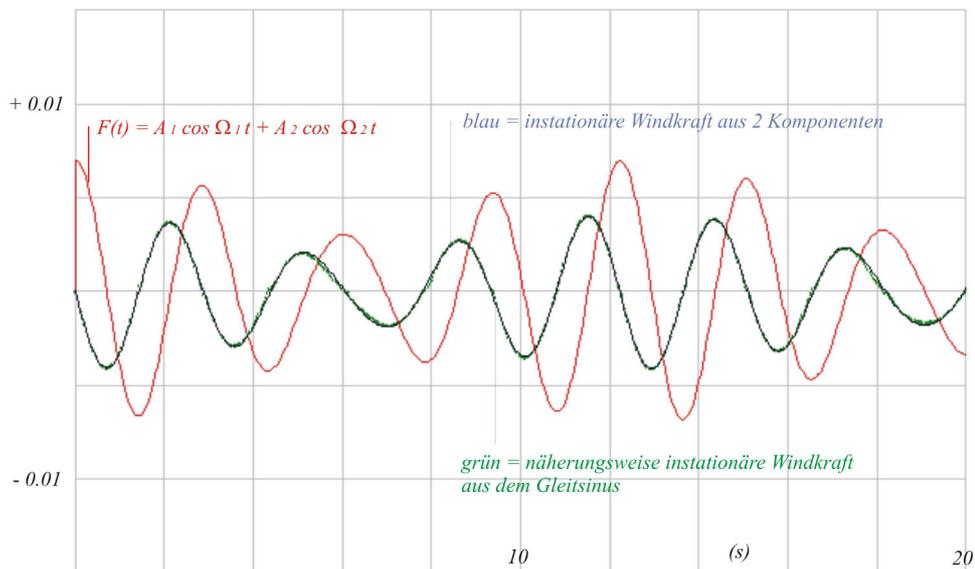
Diese Verfolgung war im aktuellen Falle entscheidend um die beiden unterschiedlich anfälligen Torsionsschwingungen Zeitpunkt für Zeitpunkt auseinander halten zu können. Die Derivativa aus den Windkanalmessungen wurden wiederum so vorbereitet, dass die Identifikation durch die o.a. vier Parameter über Interpolationen erfolgen konnte.

Das Diagramm in Abbildung 9 zeigt den Abschnitt eines Testlaufs, bei welchem zwei Torsionseigen-schwingungen überlagert werden, und die Zeitreaktion aus der \mathbf{A}_2^* -Komponente (aeroelastische Torsionsdämpfung) einmal aus der Überlagerung der beiden sinusförmigen Reaktionskomponenten, und einmal über den begleitenden Näherungs-Sinusabschnitt abgeleitet wurden. Der Reaktionsverlauf ist quasi identisch, was die Richtigkeit des Näherungsverfahrens bestätigt.



Scanlan-sche aeroelastische Derivativa des Doppelquerschnittes in Brückenmitte, Anblasung von Süden unter $\alpha = 0^\circ$, glatte Strömung, Referenzmaß = 6.60 m

Abb. 8: Derivativa der Windkraftbeiwerte

Abb. 9: Eichkurve der A_2^* Komponente

5.2 Die Tilger

Bei der Untersuchung des Brückenverhaltens hatte sich gezeigt, dass die aeroelastische Torsionsdämpfung der Brücke maßgebend für deren Stabilität ist und entsprechend darauf abgestellte Dämpfungsmaßnahmen zwingend erforderlich sind.

Als Resultat der numerischen Berechnungen wurden Torsionstilger in Form von gedämpften Wippen in Brückenmitte und in den Drittelpunkten der Hauptspannweite vorgeschlagen, die ein Aufschaukeln der Brücke durch Torsions-Galloping verhindern sollen. Das hier dargestellte Simulationsmodell konnte benutzt werden, um die Wirksamkeit der vom Aufsteller gewählten Tilger und deren Abstimmung zu überprüfen. Bei der direkten Zeit-Integration der Bewegungsgleichungen des Systems stellt die Modellierung eines Tilgers kein Problem dar, sofern ein entsprechendes diskretes Dämpferelement zur Verfügung steht.

Eine besondere Herausforderung stellt die baupraktische Umsetzung des Dämpfungs-Konzeptes dar. Während die numerische Simulation von idealen Dämpfer- und Federeigenschaften ausgeht, ist bei der Planung der Tilger auf Einflüsse wie Totwege, nichtlineare Effekte in den Bauteilverbindungen, Stoßvorgänge, Temperaturabhängigkeiten sowie Bauteilausfall und -Blockierung zu achten. Besonders die Eigenschaften von Federn und Dämpfern bei besonders großen und besonders kleinen Verschiebungswegen sind kritisch zu untersuchen. Die Ausführungsplanung ist derzeit noch nicht abgeschlossen.

LITERATUR

- Dyrbye, C., Hansen, S. (1996) Wind Loads on Structures, Wiley.
- Engineering Sciences Data Unit (ESDU,1985) No 85020. Characteristic of Atmospheric Turbulence Near the Ground. Single Point Data. London.
- Engineering Sciences Data Unit (ESDU,1986) No 86010. Characteristic of Atmospheric Turbulence Near the Ground. Variations in Space and Time for Strong Winds. London.
- Halfmann, A. (2003) Ein geometrisches Modell zur numerischen Simulation der Fluid-Struktur-Interaktion windbelasteter, leichter Flächentragwerke. Dissertation TU München.
- Katz, C., Kovacs, I. (2002): Neue Möglichkeiten Dynamischer Berechnungen, SOFiSTiK-Seminar Nürnberg.
- Kovacs, I. (1989): Analytische Untersuchung einer Schrägkabelbrücke in extrem starkem böigem Wind. Paper, Dreiländertagung München, WTG-Veranstaltung.
- Kovacs, I., Andrä, H.P. (1993) Traglastnachweis von Turmbauwerken unter dynamischer Windbelastung, Bautechnik, Heft 11.
- Kovacs, I., (1995) Computersimulation des dynamischen Antwortverhaltens von windbelasteten Großbrücken im Traglastbereich. FEM 95 Stuttgart, Verlag Ernst & Sohn.
- Morgenthal, G. (2002) Aerodynamic Analysis of Structures Using High-resolution Vortex Particle Methods, Diss. University of Cambridge.
- Scanlan,R.H. (1971) Airfoil and bridge deck flutter derivatives. ASCE J. of Eng. Mech. 97 pp 1717-1737.
- Scanlan,R.H. (1990) Interrelations among flutter derivatives. J. Wind Engng. and Industrial Aerodynamics 69-71 pp 829-837.

Dynamische Untersuchung einer Segmentbrücke

Vladimír Benko¹, Roman Geier² und Marian Ralbovský³

¹Institut für Stahlbeton- und Massivbau, TU Wien

²VCE Holding GmbH, Wien;

³Arsenal Research, Wien

1 EINLEITUNG (EICHINGER ET AL. (2003))

Im Jahr 1975 errichtete die A. PORR AG ein Brückentragwerk in Segmentbauweise mit geklebten und vorgespannten Stößen über die Süd-Ost-Tangente in Wien. Das einfeldrige Tragwerk mit Kastenquerschnitt wurde aus 18 Fertigteilesegmenten hergestellt.

Das Tragwerk diente als Verbindungsbauwerk für die beiden großen Lagerplätze der Firma A. PORR AG in Wien Favoriten. Aufgrund der geplanten Überplattung der Süd-Ost-Tangente (Absbergtunnel), war ein Abbruch des Brückentragwerkes geplant. Im Zuge der Abbrucharbeiten bot sich die Möglichkeit, an die Untersuchungen aus dem Jahr 1975 anzuknüpfen und den Zustand der Brücke nach ihrem mehr als 25-jährigen Bestehen zu beurteilen.

Das Institut für Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien führte in Zusammenarbeit mit der Firma A. PORR AG und der Firma Vorspanntechnik zerstörende Belastungsversuche vor dem Abbruch der Brücke durch. Die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe Beton, Betonstahl, Spannstahl und Verpressmörtel wurden anhand entnommener Proben im Labor analysiert.

Das Tragwerk wurde mit einer Einzellast in Feldmitte, welche in Lastschritten bis zu einer Höchstlast von 2.000 kN gesteigert wurde, auf Biegung beansprucht. Die Lasteinleitung erfolgte über einen quer zur Fahrbahn liegenden Stahlträger mit an beiden Enden aufgesetzten Spannpressen. Durch Spannkabel, die in der Mittelwand des Absbergtunnels und an den Spannpressen verankert waren, war es möglich das Tragwerk kontrolliert zu belasten.

Insgesamt wurden zehn Belastungsversuche durchgeführt. Zwischen den einzelnen Belastungsphasen wurden die Spannkabel an verschiedenen Stellen durchtrennt, um den Einfluss geschädigter Kabel auf das Trag- und Verformungsverhalten der Struktur zu simulieren.



Abb. 1: Ansicht der PORR Brücke

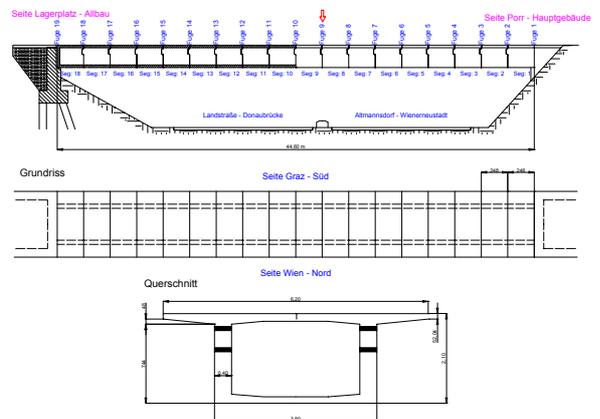


Abb. 2: Geometrie des Tragwerkes

2 GEOMETRIE DES TRAGWERKS (EICHINGER ET AL. (2003))

Bei dieser Brücke handelt es sich um eine Segmentbrücke mit geklebten Fugen. Das Einfeldtragwerk (ca. 380 t Gewicht) mit einer Stützweite von 44,0 m und einer lichten Weite von 6,2 m bietet bei einer Gesamtbreite von 6,2 m eine Fahrbahnbreite von 4,8 m (Abb.2).

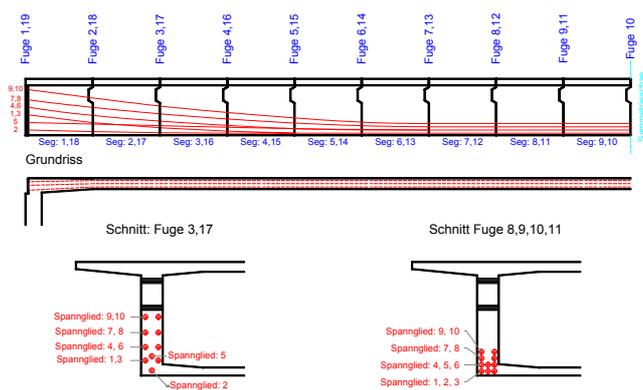


Abb. 3: Lage der Spannglieder im Tragwerk

Der einzellige Hohlkasten wies eine konstante Stegstärke von 40 cm und eine Konstruktionshöhe von 2,10 m auf. Die Kastenbreite betrug 3,80 m, womit eine Auskragung der Fahrbahnplatte beiderseits mit 1,20 m verblieb.

Die Brücke wurde mit 20 Spanngliedern VT 120 L (10 pro Steg) mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Die Anordnung der Spannstäbe erfolgte in den Segmenten 6 bis 13 in vier Lagen, in erster und zweiter Lage je drei und in dritter und vierter Lage je zwei Spannkabel. Der Verlauf der Spannkabel ist in Abb. 3 dargestellt.

Die Brücke sollte in der Brückenmitte belastet werden. Da die nötige Verankerung des Zuggliedes in diesem Querschnitt nicht möglich war, entschied man sich die Brücke rund 1,2 m von der Brückenmitte entfernt zu belasten. Dieser Querschnitt entspricht ziemlich genau der Lage der Fuge 9.

Als Zugglieder kamen zwei Spannkabel mit 12 Litzen zum Einsatz. Diese Zugglieder wurden in Aussparungen in der Mittelwand des Absbergtunnels mit Mörtel verpresst.

Während der Versuche wurde die Last durch zwei hydraulische Pressen (VT 12-100, Gewicht 170 kg je Presse) mit einer maximalen Kraft von 2.119 kN je Presse auf den Brückenüberbau aufgebracht. Diese belasteten über einen Querriegel die zwei Stege des Brückenquerschnittes. Der Brückenbelag war im Bereich der Lasteinleitung entfernt worden.

An drei Tagen wurden zerstörende Belastungsversuche durchgeführt, wobei in 6 Schädigungsstufen insgesamt 10 Spannkabel durchtrennt wurden (Abb. 4). Die Belastung wurde jeweils in Lastschritten von 100 kN, dies entspricht 50 kN pro Spannprese, bis zu einer Maximalbelastung von 2.000 kN gesteigert.

3 MESSTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN

Im Rahmen eines nationalen Forschungsprojektes war es möglich, an der Brücke künstliche Schäden,

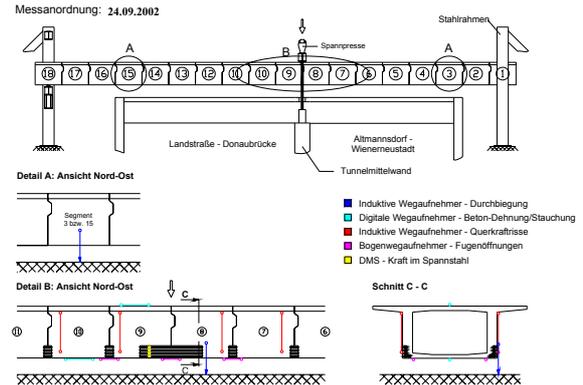


Abb. 4: Schädigung der PORR-Brücke

besonders in Hinblick auf den Ausfall einzelner Spannglieder einzutragen, und die Auswirkungen auf die dynamische Charakteristik zu beurteilen.

3.1 Ziele der Untersuchung

Die maßgebenden Ziele der Untersuchung beziehen sich zum einen auf die Veränderung der dynamischen Charakteristik durch die Schädigung und zum anderen auf die Spannglieder sowie den Verlust an Vorspannkraft über die Zeit. VCE Holding GmbH. und Arsenal Research haben dabei die messtechnischen Untersuchungen an dem Brückentragwerk durchgeführt, wobei beide Institute Beschleunigungsaufnehmer mit hoher Sensibilität eingesetzt haben, die entlang der Längsachse der Brücke aufgestellt waren.

Brücken stellen einen wichtigen Faktor für die Verkehrsinfrastruktur eines Landes dar. Der Höhepunkt des Brückenbaus war in Europa nach dem 2. Weltkrieg sowie zwischen 1960 und 1970 festzustellen. Aus bisher gemachten Erfahrungen der Brückenerhaltung zeigt sich, dass im Laufe der Nutzung ein sogenanntes „kritisches Bauwerksalter“ erreicht wird, ab dem aufwendige und kostspielige Erhaltungs- bzw. Instandsetzungsarbeiten erforderlich werden, um weiterhin eine gefahrlose, uneingeschränkte Nutzung des Bauwerkes zu gewährleisten. Dieses kritische Alter wird im Schnitt nach etwa 30-jährigem Betrieb auftreten. Daraus lässt sich ableiten, dass etwa ab dem Jahr 2005 mit einem erheblichen Investitionsaufwand für die Erhaltung der Verkehrsinfrastruktur zu rechnen ist. In Zeiten, die von reduzierten Geldern für Erhaltung und Sanierung gezeichnet sind, ist daher ein alternativer Ansatz erforderlich, der eine Früherkennung von Schäden bzw. problematischen Tragwerken ermöglicht. Dieser alternativer Ansatz kann durch die Anwendung der dynamischen Zustandsüberwachung (Health Monitoring) gefunden werden.

Brücken, aber auch viele andere Bauwerke, besitzen ein individuelles Schwingungsverhalten, das als

Messung	Eigenfrequenzen vertikal in Hz		
	1. Mode	2. Mode	3. Mode
Porr 1	2,64	9,61	11,63
Porr 2	2,64	9,60	11,57
Porr 3	2,66	9,63	11,61
Porr 4	2,66	9,75	11,56
Porr 5	2,62	9,63	11,53
Mittelwert	2,64	9,65	11,58

Tabelle 1: Eigenfrequenzen der Basismessung

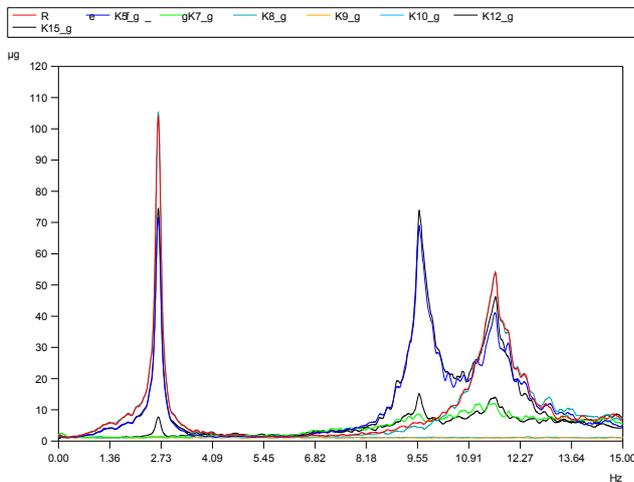


Abb. 5: Frequenzspektrum vertikal bei der Basismessung

Schwingungscharakteristik bezeichnet werden kann. Dieses für ein Bauwerk typische dynamische Verhalten kann durch Messungen erfasst und nach entsprechender Auswertung zur Beurteilung der Tragstruktur und zur Feststellung von möglichen Schäden herangezogen werden. Diese Strukturantwort kann durch die modalen Parameter Eigenfrequenzen, Eigenformen sowie die zugehörigen Dämpfungswerte gut beschrieben werden.

3.2 Basismessung

Um eine entsprechende Datenbasis für die Interpretation der Ergebnisse während der Schädigung zu erstellen, wurde bereits im April 2000 eine Basismessung – die sogenannte Nullmessung – erstellt. Die bei der Untersuchung identifizierten Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen stellen somit die Referenzwerte dar, auf welche die Schädigungsversuche bezogen werden.

Die Systemidentifikation, das heisst die Bestimmung der modalen Parameter Eigenfrequenzen, Eigenformen und Dämpfungskoeffizienten für das ge-

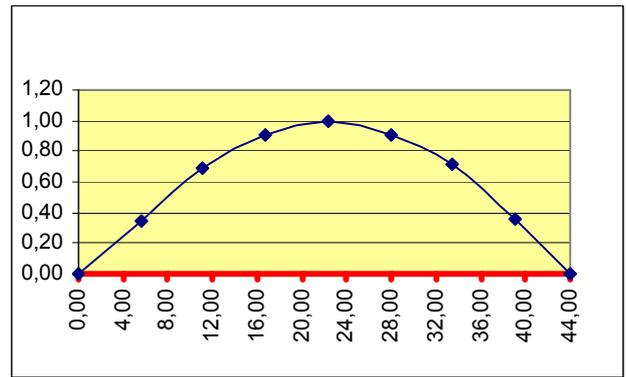


Abb. 6: Erste vertikale Biegschwingung bei 2,64 Hz

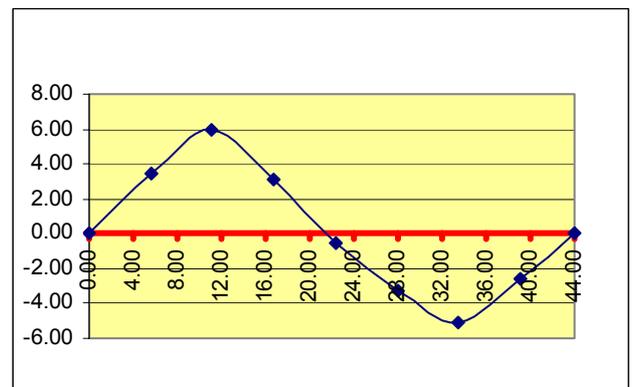


Abb. 7: Zweite vertikale Biegschwingung bei 9,65 Hz

samte Tragwerk wurde aus den ambienten Messdaten durch einfaches Ablesen der Eigenfrequenzen („peak picking“) aus den ambienten Messdaten durchgeführt. Für die Basismessung wurde ein dichtes Sensorennetz angewendet, um die Eigenfrequenzen (Tabelle 1 und Abb. 5) und Eigenschwingungsformen (Abb. 6 und Abb. 7) ausreichend genau erfassen zu können.

3.3 Schädigungsversuche

Da das Tragwerk im Zuge der Bauarbeiten in seiner Höhenlage verändert wurde, erfolgte bevor überhaupt die erste Schädigung vorgenommen wurde, eine neuerliche Untersuchung der modalen Parameter. Die dabei identifizierten Eigenfrequenzen wurden mit den bei der Basismessung vorhandenen Werten verglichen, wobei keine Abweichungen festgestellt werden konnten. Die Randbedingungen (Lagerung) des Tragwerkes sind somit durch die Hebung nicht verändert worden.

Die Schädigung des Tragwerkes wurde progressiv durchgeführt, wobei in den Pausen zwischen den Belastungsschritten Nivellierungsmessungen und Schwingungsmessungen stattfanden. Nach dem Erreichen der maximalen vorgesehenen Belastungskraft

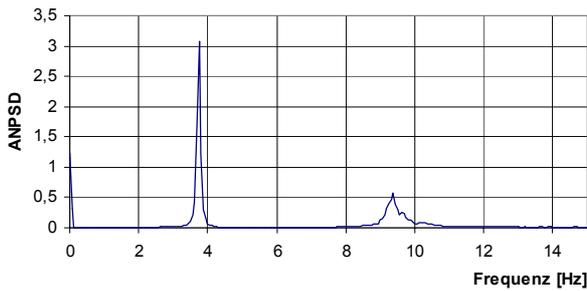


Abb. 8: Beispiel eines ANPSD aus einer Messung bei Belastung 2000 kN.

wurde die Brücke entlastet, und dann wurde die nächste Schädigungsstufe eingeführt und/oder es wurde wieder belastet. Die Belastungseinrichtung ist aus dynamischer Hinsicht wesentlich, da durch die Festhaltung die Randbedingungen bezüglich der Auflagerung verändert werden. Die Eigenfrequenzen steigen daher in Folge etwas an, da die freie Schwingungslänge des Tragwerkes verändert wird.

3.4 Durchführung der Messungen

Zur Messung der Vibrationen wurden die Geophone der Typen HBM SMU30a und GeoSIG GSV-310 (Arsenal) und FBA – 23 (VCE) verwendet. Diese wurden entlang der Brücke über dem Steg des Kastenquerschnittes aufgestellt. Die Aufnehmer waren zum Teil triaxial und zum Teil nur in der vertikalen Richtung aufgestellt. Es wurden zahlreiche Messungen in verschiedenen Stadien der Belastung und der Schädigung durchgeführt. Der Messablauf war durch die Anforderungen des statischen Versuches bestimmt.

Die Schwingungsversuche wurden ambient durchgeführt. Die Brücke wurde vor allem durch die nahe liegende Baustelle und den Autobahnverkehr, der unter der Brücke durchfuhr, angeregt. Eine Messung dauerte 10-20 Minuten und es wurden sowohl die Zeitsignale wie auch die fortlaufend gemittelten Leistungsspektren gespeichert. Die Frequenzanalyse war auf den Bereich 0-25 Hz eingestellt, und es wurden 401 Linien berechnet, was eine Frequenzauflösung von 0,0625 Hz ergibt. Pro Messung wurden meistens 40 Mittelungen für jedes Leistungsspektrum gemacht, um eine ausreichende Verringerung der Störungseinflüsse zu erreichen.

3.5 Auswertung und Ergebnisse

Um aus den einzelnen Leistungsspektren der Messpunkte die globalen Eigenfrequenzen der Konstruktion zu bestimmen wurden gemittelte normalisierte Leistungsspektren (ANPSD) gebildet. In diese Mit-

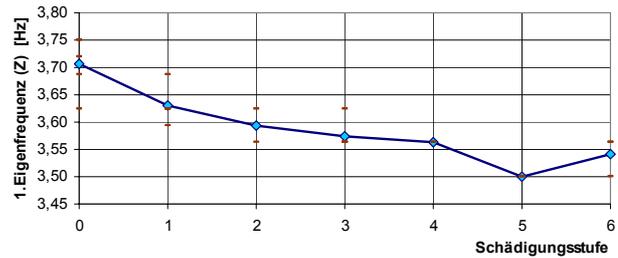
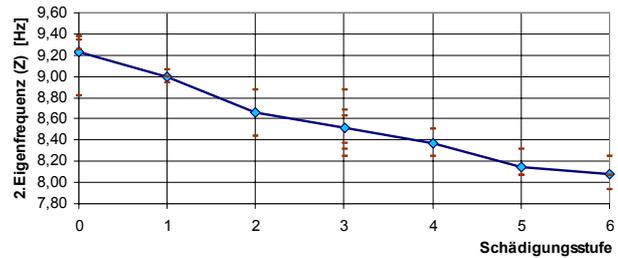


Abb. 9: Eigenfrequenzen als Funktion der Schädigung, Brücke im belasteten Zustand.



lung wurden die vertikalen Schwingungen miteinbezogen.

$$ANPSD(f) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{PSD_i(f)}{A_i} \quad (1)$$

wobei *PSD* das jeweilige Leistungsspektrum, *A* die Fläche unter dem Leistungsspektrum, *n* die Anzahl der Aufnehmer ist.

Aus den ANPSDs wurden mit der „peak-picking“ Methode die Eigenfrequenzen bestimmt. Diese Eigenfrequenzen der einzelnen Messungen wurden für jeden Schädigungszustand der Brücke gemittelt, und zwar für den belasteten und unbelasteten Zustand auf Grund der unterschiedlichen Randbedingungen.

Die ersten zwei vertikalen Eigenfrequenzen konnten zuverlässig ermittelt werden, wobei beide Eigenfrequenzen eine Abnahme mit fortschreitender Schädigung der Brücke zeigen. Im unbelasteten Zustand liegt die erste Eigenfrequenz etwas tiefer, dieser Effekt ist durch die zusätzliche Steifigkeit der Belastungsvorrichtung zu erklären. Tabelle 2 zeigt die Eigenfrequenzen der Brücke vor Beginn und nach der letzten Schädigungsstufe, eine deutliche Abnahme der Werte ist hier erkennbar.

Ein weiterer wichtiger schädigungsempfindlicher dynamischer Parameter sind die Eigenformen. Eine stochastische Analyse im Zeitbereich wurde zur Bestimmung der Eigenformen angewendet. Die Einflüsse der Schädigung waren hier nicht sichtbar, da diese Methode eine relativ große Empfindlichkeit auf Messstörungen aufweist.

Schädigung	Eigenfrequenzen [Hz]	
	1.	2.
0	2,63	9,42
6	2,31	8,75

Tabelle 2: Gemessene Eigenfrequenzen der Brücke im unbelasteten Zustand

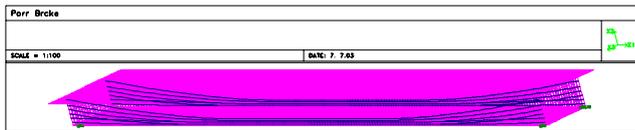


Abb. 10: Statisches System der Simulation

4 RÄUMLICHES 3D MODELL (VEIT (2003))

Im Rahmen von Untersuchungen der Segmentbrücke wurde am Institut für Stahlbeton- und Massivbau der TU Wien ein räumliches Modell der Brücke mit Hilfe des FE Programms STRAP erstellt. An diesem Modell wurden die einzelnen Laststufen mit entsprechenden Schädigungen an den Spanngliedern simuliert und das Verhalten der Brücke rechnerisch bestimmt.

Dieses Modell wurde dann auch für dynamische Vergleichsberechnungen an unterschiedliche Zustände angepasst, um die dynamischen Kennwerte des FE Modells mit den gemessenen Werten zu vergleichen.

In Abb. 10 ist das statische System dargestellt, dass der Basismessung von April 2000 (Kap. 3.2) entspricht. Für die entsprechenden Massen und Baustoffkennwerte (EICHINGER et al. (2003)) wurden die dynamischen Kennwerten und Eigenformen bestimmt (Abb. 11 und Abb. 12). Der Vergleich mit den gemessenen Werte wird in Kap. 5 vorgenommen.

Das zweite Modell wurde an die Segmentbrücke mit den Aussparungen in Brückenmitte kurz vor der Belastung angepasst (Abb. 13).

Die ersten zwei vertikalen Eigenfrequenzen haben sich wegen der Änderung der Steifigkeit sowie der Massenbelegung im Feldmitte geringfügig verändert. Die erste vertikale Eigenfrequenz beträgt $f_1 = 2.43$ [Hz], die zweite vertikale Eigenfrequenz $f_2 = 9.02$ [Hz].

Das dritte Modell simuliert die unbeschädigte Brücke im belasteten Zustand. Aufgrund der gewählten Lastaufbringung durch zwei Spannglieder VT 12-100, die in der Wand des Absbergtunnels verankert wurden, war es notwendig für die dynamische Untersuchung, die Randbedingungen an den Einspannstellen richtig zu modellieren. Es wurden die Federsteifigkei-

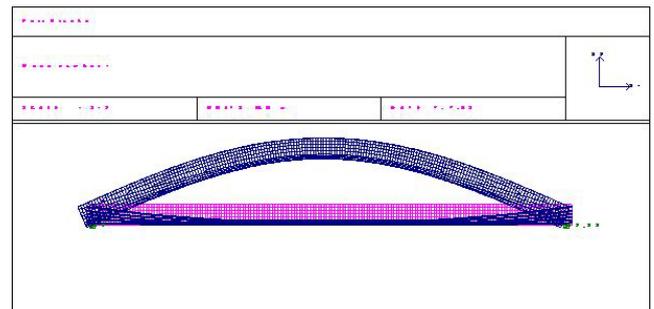


Abb. 11: Erste vertikale Eigenform $f_1 = 2.46$ [Hz]

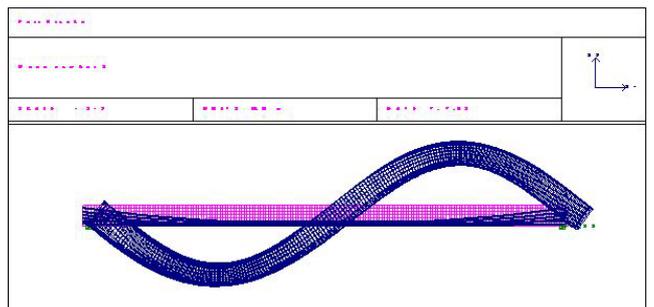


Abb. 12: Zweite vertikale Eigenform $f_2 = 9.03$ [Hz]



Abb. 13: Angepasstes Modell vor Schädigung

ten der Spannkabel bestimmt und damit eine modale Analyse durchgeführt. Aufgrund von zusätzlichen Federn ist dieses System steifer wodurch sich die erste Eigenfrequenz auf $f_1 = 3.63$ [Hz] erhöht hat. Auf die zweite vertikale Eigenfrequenz haben die zusätzlichen Federn einen sehr kleinen Einfluss, da diese in der Nähe des Schwingungsknotenpunktes angeordnet sind.

5 VERGLEICH MESSUNGEN – FE MODELL

Der Vergleich der gemessenen und gerechneten Eigenfrequenzen für die unterschiedlichen Zustände des Tragwerkes wird für die erste vertikale Eigenfrequenz in Abb. 14 und für die zweite vertikale Biegeschwingung in Abb. 15 gezeigt. Die Bezeichnung für den Zustand (-2) repräsentiert die Eigenfrequenz der Basismessung im April 2002 während (-1) den Zustand kurz vor der ersten Belastungsstufe darstellt. Die Bezeichnung (0) gilt für belastete Brücke ohne Schädigung der Spannkabel. Die Bezeichnung von (1) bis (6) sind den unterschiedlichen Schädigungen der Spannkabel an der belasteten Brücke zuzuordnen. Grundsätzlich zeigt sich bei dem Vergleich der Eigenfrequenzen aus den Messungen eine gute Korrelation



Abb. 14: Zeitverlauf der ersten Eigenfrequenz

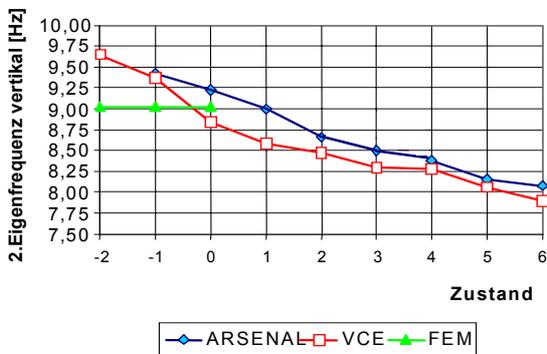


Abb. 15: Zeitverlauf der zweiten Eigenfrequenz

für den Schädigungsverlauf. Bei dem Vergleich zum Rechenmodell zeigt sich, dass das tatsächliche System steifer war, als durch die Simulation ausgedrückt wird.

LITERATUR

Eichinger, E.M.; Joks, R.; Kirchweger, T.; Köberl, B.; Kolleger, J. (2003) : Durchführung und Auswertung von Belastungsversuchen und Baustoffuntersuchungen an einer vorgespannten Segmentbrücke. Bericht Nr. 99/08 Institut für Stahlbeton- und Massivbau, TU Wien.

Pukl, R., Novak, D., Eichinger, E.M.; (2002) : Stochastic Nonlinear Fracture Analysis. Proceedings IABMAS Conference, Juli, Barcelona.

Bergmeister, K., Pukl, R., Novak, D., Kolleger, J. und Eichinger, E.M.; (2002) : Structural Analysis and Safety Assessment of Existing Concrete Structures. Proceedings fib-Conference, September, Osaka.

Veit, R. (2002) : POOR Brücke Dynamische Analyse, Großer Entwurf Teilgebiet Stahlbeton- und Massivbau, TU Wien.

Begehbare Doppelhelix – Eine unendlich lange Fußgängerbrücke

Bernhard Schäpertöns¹ und Daniel Schäfer¹

¹Cronauer Beratung Planung, Beratende Ingenieure GmbH, München

ZUSAMMENFASSUNG

Für die begehbare Doppelhelix des Künstlers Olafur Eliasson wurde die Schwingungsanfälligkeit untersucht. Zur Reduktion der erheblichen Schwingungen sind Schwingungstilger vorgesehen, die im Tragrohr des Bauwerks untergebracht sind, und so die Gestalt des Kunstwerks nicht verändern. Mit dieser Maßnahme werden die zu erwartenden Schwingungen auf ein befriedigendes Maß bei planmäßiger Benutzung und auf ein erträgliches Maß bei unplanmäßiger Nutzung reduziert. Erst mit diesen Maßnahmen kann die Idee des Künstlers in die Realität umgesetzt werden.

1 BAUWERKSBE SCHREIBUNG

Die begehbare Doppelhelix des Künstlers Olafur Eliasson wird im Hof eines Bürogebäudes an der Theresienhöhe im Münchner Westen aufgestellt. Die Form des Bauwerks ist die Projektion einer Doppelhelix, auf die Oberfläche einer Kugel mit etwa 8 m Durchmesser. An einem Stahltragrohr werden Holzstufen und Edelstahlgeländer angebracht, so dass das Kunstwerk als Endlos-Treppe begangen werden kann.

Das Helix-Tragrohr wird am Tiefpunkt mit einem größeren Rohrstück eingefasst und an ein Stahl-Fußkreuz angeschlossen. Die Endpunkte des Fußkreuzes lagern auf der Decke bzw. den Stahlbetonstützen der Tiefgarage. Das Fußkreuz wird von dem Bodenbelag des Innenhofs überdeckt. So entsteht der Eindruck das Kunstwerk schwebt über dem Boden. Abb. 1.

Der Außendurchmesser des Tragrohrquerschnitts beträgt konstant 323,9 mm. Die Wandstärke ist entsprechend der Belastung über die Bauwerkshöhe zwischen 16 mm und 60 mm abgestuft. Das Fußkreuz besteht aus Walzprofilen HEM-400.

2 DYNAMISCHE UNTERSUCHUNG

Ohne weitere Maßnahmen lassen die Form und die leichte Tragkonstruktion sowie das geringe Dämpfungsmaß der geschweißten Stahlkonstruktion

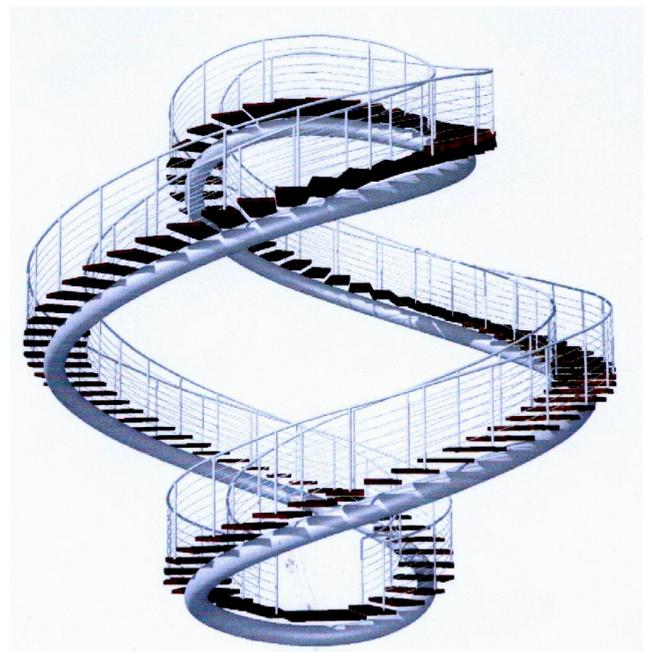


Abb. 1: 3D-Ansicht des Kunstwerks

fangsmaß der geschweißten Stahlkonstruktion eine hohe Schwingungsanfälligkeit erwarten.

Für die dynamische Untersuchung wird das Tragwerk mit FE-Stabelementen abgebildet. Die Knotenpunkte der Stäbe folgen der Raumkurve des gewundenen Tragrohrs. Die Stablänge beträgt ca. 0,5 m.

Als Eigendämpfung des Systems wird ein Lehrsches Dämpfungsmaß von $\zeta = 0,4\%$ angenommen. Für die numerischen Berechnungen werden daraus die massen- und steifigkeitsproportionalen Rayleigh-Dämpfungsparameter ermittelt.

2.1 Eigenformen

Für die Bewertung des Schwingungsverhaltens des Kunstwerks wurden die ersten 12 Eigenformen bestimmt. Dabei werden neben der Bauwerksmasse keine zusätzlichen Masse berücksichtigt. Der Aufenthalt einer größeren Anzahl von Personen wird hier

also nicht unterstellt. Die Berücksichtigung des Eigengewichts von 1-2 Personen bewirkt lediglich vernachlässigbar kleine Änderungen der Eigenfrequenzen.

Vergleichsrechnungen mit der geometrisch nichtlinearen Steifigkeit aus dem Lastfall Eigengewicht zeigen, dass Effekte aus Theorie II. Ordnung vernachlässigbar sind. Die Konstruktion trägt die Lasten im wesentlichen über Biegung und Torsion ab.

In Abb. 2 sind die ersten vier Eigenformen dargestellt. Die ersten beiden Eigenformen sind horizontale Kippbewegungen um den Fusspunkt, die dritte eine symmetrische Drehbewegung um die Mittelachse und die vierte eine vertikale Einfederung. Die weiteren Eigenformen stellen im wesentlichen teilweise gekoppelte Oberschwingungen der ersten vier Grundschwingungsformen dar.

2.2 Erregerlasten

Die typischen Schrittfrequenzen liegen beim Gehen zwischen 1,6 und 2,2 Hz. Darüber beginnt der Bereich des Laufens bzw. Rennens mit maximal 3,5 Hz. Schrittfrequenzen unter 1,6 Hz sind bei gemütlichem Schlendern denkbar. Bachmann (1988, 1997), Petersen (2000, 2001). Menschen verursachen beim Gehen Lasten in alle räumliche Richtungen: Vertikal, horizontal-längs (longitudinal) und horizontal-quer (lateral).

Tabelle 1 zeigt in der linken Spalte die ersten 12 Eigenfrequenzen des Tragwerks. Daneben sind die Belastungen durch Fußgänger in den drei Raumrichtungen mit ihren harmonischen Anteilen aufgelistet. Zu jedem harmonischen Anteil ist diejenige Schrittfrequenz f_s aufgeführt, welche die entsprechende Eigenform anregt. Man erkennt an den markierten Tabellenwerten (gewählte Schrittfrequenz 0,8 – 2,2 Hz), dass alle Lastrichtungen mit nahezu allen harmoni-

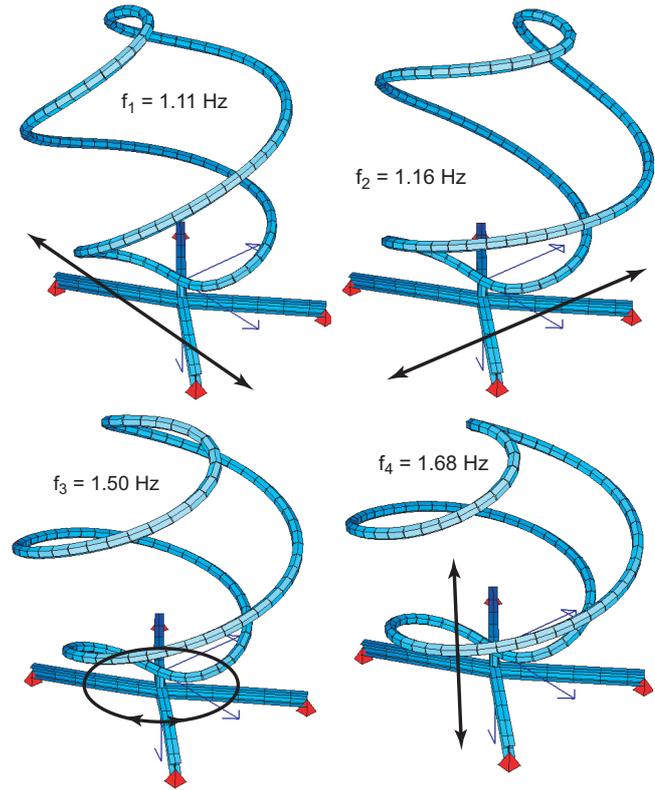


Abb. 2: Die ersten vier Eigenformen des Tragwerks

schen Anteilen die ersten elf Bauwerkseigenformen anregen können. Zum Beispiel kann der 2. harmonische Anteil der Vertikallasten (vertikal, #2) bei einer Schrittfrequenz von $f_s = 0,841$ Hz Eigenform Nr. 4 anregen.

3 SCHWINGUNGSREDUZIERENDE MASSNAHMEN

Vergleicht man die Bauwerkseigenfrequenzen mit den möglichen Erregerfrequenzen der einwirkenden Lasten, so sind aufgrund der relativ geringen Bauwerks-

Eigenform		vertikal			longitudinal			lateral	
		# 1	# 2	# 3	# 1/2	# 1	# 2	# 1/2	# 3/2
Nr.	f [Hz]	f_s [Hz]	f_s [Hz]	f_s [Hz]	f_s [Hz]	f_s [Hz]	f_s [Hz]	f_s [Hz]	f_s [Hz]
1	1,108	1,108	0,554	0,369	2,216	1,108	0,554	2,216	0,739
2	1,159	1,159	0,580	0,386	2,318	1,159	0,580	2,318	0,773
3	1,495	1,495	0,748	0,498	2,990	1,495	0,748	2,990	0,997
4	1,681	1,681	0,841	0,560	3,362	1,681	0,841	3,362	1,121
5	2,492	2,492	1,246	0,831	4,984	2,492	1,246	4,984	1,661
6	2,843	2,843	1,422	0,948	5,686	2,843	1,422	5,686	1,895
7	3,221	3,221	1,611	1,074	6,442	3,221	1,611	6,442	2,147
8	4,235	4,235	2,118	1,412	8,470	4,235	2,118	8,470	2,823
9	4,894	4,894	2,447	1,631	9,788	4,894	2,447	9,788	3,263
10	5,373	5,373	2,687	1,791	10,746	5,373	2,687	10,746	3,582
11	5,949	5,949	2,975	1,983	11,898	5,949	2,975	11,898	3,966
12	8,123	8,123	4,062	2,708	16,246	8,123	4,062	16,246	5,415

Tabelle 1: Bauwerkseigenfrequenzen, Schrittfrequenzen f_s zur Anregung der Eigenformen

masse und der sehr geringen Dämpfung starke Anregungseffekte zu erwarten.

Deswegen sind unbedingt Maßnahmen zur Reduktion der Schwingungsanfälligkeit zu ergreifen.

3.1 Verschiebung der Eigenfrequenzen

Ist ein Tragwerk mit Fußgängerlasten so ausgelegt, dass zum Beispiel die erste vertikale Eigenfrequenz größer als etwa 5 Hz ist, sind i.d.R. keine nennenswerten vertikalen Schwingungen zu erwarten.

Eine sichere Maßnahme gegen die Schwingungsanfälligkeit wäre demnach, die Steifigkeit der Konstruktion zu erhöhen. Dies würde für das Tragrohr jedoch mindestens eine Verdreifachung des Durchmessers bedeuten, was wiederum das Erscheinungsbild des Kunstwerks zu stark verändert.

Um die Konstruktion auszusteifen, wären ferner Seilabspannungen denkbar, die aber ebenfalls zu stark in die Gestaltung des Bauwerks eingreifen.

3.2 Erhöhung der Strukturmasse/-dämpfung

Durch Einsatz einer Füllung mit Beton können oft ausreichend hohe Bauwerksmassen und Dämpfungswerte erreicht werden, um störende Schwingungen zu verhindern. Dies führt hier aber nicht zu einer wesentlichen Verbesserung des Schwingungsverhaltens.

3.3 Einsatz von Schwingungstilgern

Als geeignete Maßnahme gegen die Schwingungsanfälligkeit erweist sich hier der Einsatz von Schwingungstilgern, englisch Tuned Mass Dampers (TMD).

3.3.1 Entwurf der TMD

Um das Erscheinungsbild des Kunstwerks nicht zu beeinträchtigen, wurden TMD zur Unterbringung im Rohrquerschnitt entworfen. Dabei werden Massen, Stahl-Druckfedern und viskose Dämpfer verwendet. Es sind TMD für die erste und zweite Eigenform (horizontale Kippschwingungen) sowie für die vierte Eigenform (vertikales Einfedern) vorgesehen. Diese wiederum müssen in mehrere einzelne TMD aufgeteilt werden.

Insgesamt werden vier TMD für die vertikale Richtung (V1, V2) und insgesamt vier Stück für die horizontalen Eigenformen (H1, H2) eingebaut.

Die Einbauorte befinden sich im oberen Teil der Spirale, wo die Wandstärke des Rohrs nicht mehr als 25 mm beträgt und die Wirksamkeit der TMD am besten ist. Auf die Anordnung weiterer TMD im unteren Bereich der Spirale muss wegen der extrem beengten Platzverhältnisse im Tragrohr mit Wandstärken von 50 oder 60 mm verzichtet werden. Die TMD Massen incl. Führungskonstruktion müssen vor der Endmontage der Tragrohre eingebaut werden. Durch kleine Montageöffnungen können danach die Federn, Dämpfer eingebaut und die Masse zur Anpassung des TMD an die gemessenen Bauwerksfrequenzen verändert werden.

Die TMD-Kenngrößen Masse, Frequenz, Federsteifigkeit, Dämpferkonstante wurden nach dem Optimierungskriterium von Den Hartog (1984) festgelegt.

Die kinetisch äquivalenten Massen m des Bauwerks werden für die zu bedämpfenden Eigenformen und die TMD-Einbauorte nach Gleichung (1) bestimmt. Petersen (2001).

Längsschnitt Rohr \varnothing 323,9 mm

M = 1 : 5

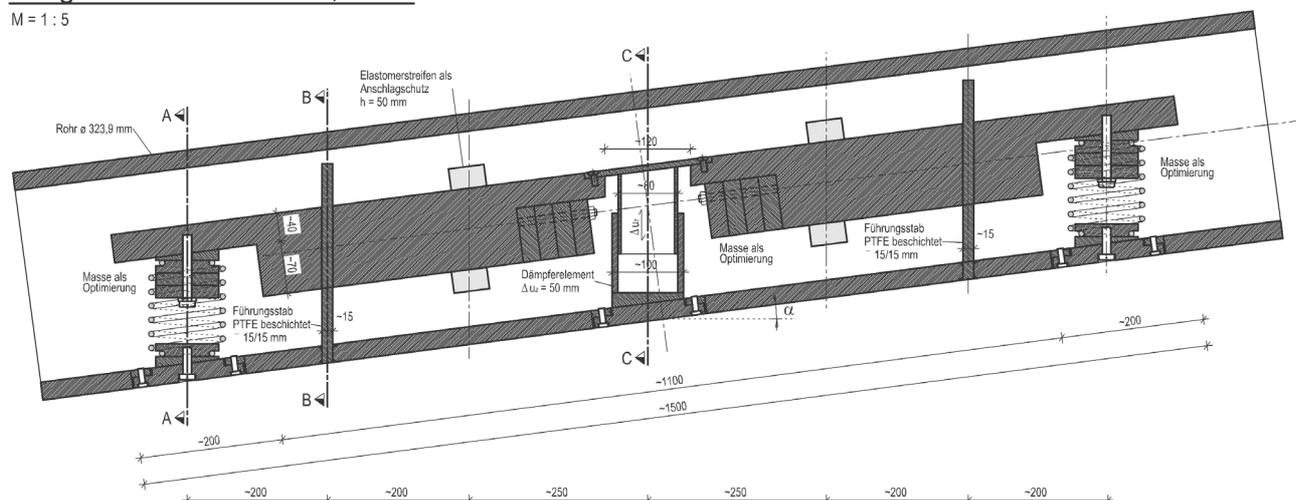


Abb. 3: Skizze Vertikal-TMD

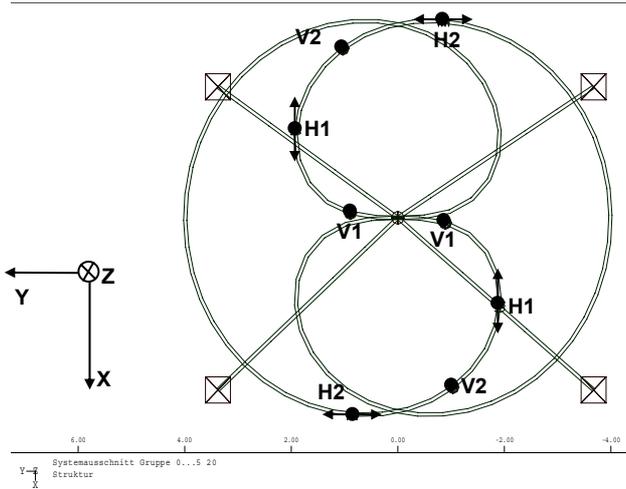


Abb. 4: Systemlinie, Einbauorte der gewählten TMD

$$m = \int_0^l (\mu(s) \cdot \eta^2(s) ds) \approx \sum_{i=1}^n m_i \cdot \left(\frac{|\vec{u}_i|}{|\vec{u}_{TMD}|} \right)^2 \quad (1)$$

mit:

- $\mu(s)$: Massenverteilung
- \vec{u}_i : Verschiebung Eigenform am Knoten i
- \vec{u}_{TMD} : Verschiebung Eigenform in Wirkungsrichtung des TMD
- m_i : idealisierte Punktmasse am Knoten i

Die vertikalen TMD bestehen aus einer im Querschnitt in etwa elliptisch geformten Masse, zwei Druckfedern und einem Dämpfertopf. Die vertikale Führung wird durch reibungsarm gelagerte Stangen erreicht. Abb. 3.

Die horizontalen TMD erhalten gebogene, zylindrische Massen, die auf Rollen geführt werden. Gegenüber der Druckfeder wird ein wannenförmiges Dämpferelement angeordnet. Das mit der Masse ver-

Tilgerbezeichnung	Wirkungsrichtung	Anzahl	Anordnung mittig in Rohrschuss	Frequenz Bauwerk	Frequenz Tilger	kinetisch äquivalente Masse	Masse je Einzel-Tilger	Massenausgleich	Σ Federkonstanten je Einzel-Tilger	Dämpferkonstante je Einzel-Tilger
			1)	f ⁵⁾	f	m	m ²⁾	Δm ³⁾	C _F ²⁾	C _D ⁴⁾
				[Hz]	[Hz]	[t]	[kg]	[%]	[kN/m]	[kNs/m]
V1	Z (vertikal)	2	1 oben	1,60	1,47	6,67	150	± 10	12,8	0,45
V2	Z (vertikal)	2	3 oben	1,60	1,47	6,63	150	± 10	12,8	0,45
H1	X (horizontal)	2	2 oben	1,10	1,08	6,07	140	± 10	6,39	0,17
H2	Y (horizontal)	2	4 oben	1,06	1,04	8,79	200	± 10	8,47	0,23

Tabelle 2: TMD-Kenngrößen

bundene Schwert durchstreift bei Bewegungen die Dämpferflüssigkeit und überträgt so genau definierte, geschwindigkeitsabhängige Dämpferkräfte. Abb. 5.

3.3.2 Abschätzung der Wirksamkeit der Maßnahme

Zur Überprüfung der vertikalen TMD wird am FE-Modell auf der Spitze der Doppelhelix eine sinusförmige periodische Last von 1,0 kN angesetzt. Die Erregerfrequenz wird im Bereich von 1,5 bis 2,0 Hz variiert. Die Last entspricht in etwa der vertikalen Anregung von drei Personen. Die dabei auftretenden vertikalen Beschleunigungen a_z bleiben kleiner als 0,85 m/s². Analytische Vergleichsrechnungen bestätigen die Ergebnisse.

Für den Test der horizontalen TMD wird am äußeren Umfang der Spirale eine Vertikallast von 1,0 kN mit einer Erregerfrequenz im Bereich von 0,8 bis 1,2 Hz angesetzt. Hier bleiben die Vertikalbeschleunigungen a_z kleiner 0,4 m/s² und die Horizontalbeschleunigungen a_x , a_y kleiner 0,3 m/s².

Grundriß Rohr \varnothing 323,9 mm

M = 1:5

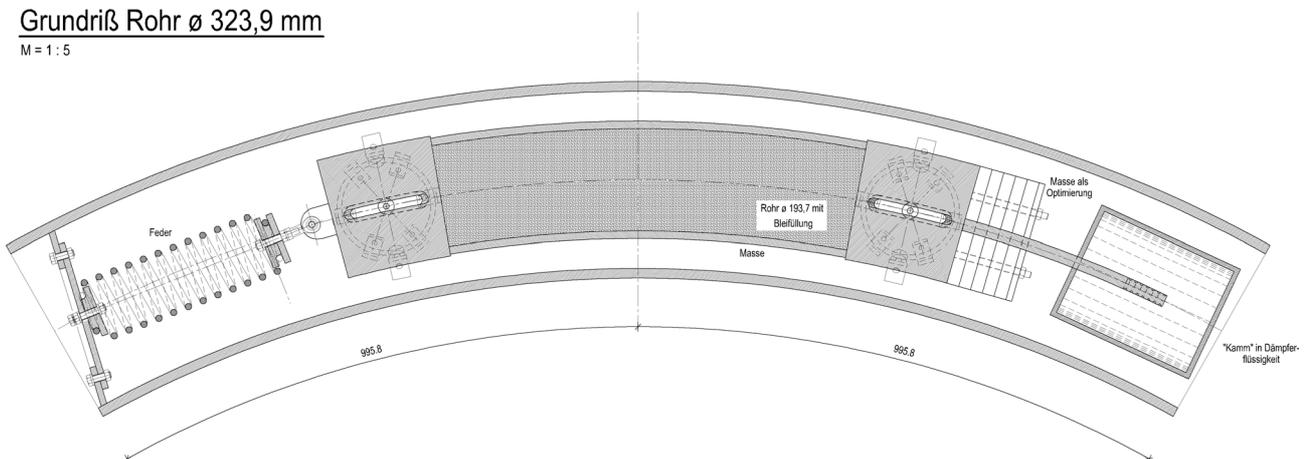


Abb. 5: Skizze Horizontal-TMD

4 NUMERISCHE SIMULATION FUSSGÄNGER

Die ermittelten Beschleunigungen in Kapitel 3.3.2 stellen eine Abschätzung der möglichen Schwingungen dar und berücksichtigen nicht alle harmonischen Anteile der Fußgängerlasten.

Um eine realistische Vorhersage der auftretenden Schwingungen zu erhalten, werden numerische Simulationen eines Fußgängers, der die Doppelhelix einmal überschreitet, im Zeitbereich durchgeführt. Dabei wird eine konstante Schrittfrequenz während der gesamten Begehung angenommen.

Die Bewegungsgleichung des Tragwerks wird mit dem Zeitschrittverfahren nach Newmark-Wilson mit konstanter Beschleunigung im Zeitschritt numerisch integriert. Die Zeitschrittweite wurde zu 10 ms gewählt.

4.1 Lastbilder Gehen

Die einwirkenden Kräfte für die Lastcharakteristik Gehen werden nach den Angaben von Bachmann (1997) bestimmt. Für die Lastfunktion (2) werden geeignete Phasenwinkel und Vorzeichen gewählt, um die Lastbilder biomechanisch sinnvoll miteinander zu synchronisieren. Bachmann (1988). Es werden konstante Schrittfrequenzen zwischen $f_p = 0,8$ und $2,5$ Hz untersucht.

4.1.1 Gehen ohne TMD

Die Ergebnisse der Berechnungen ohne dämpfende Maßnahmen wurden nach den maximal auftretenden Beschleunigungen ausgewertet. Die Abbildung 7 zeigt die ermittelten Beschleunigungen in vertikaler (a_z) und den horizontalen Richtungen (a_x, a_y) über die zugehörigen Schrittfrequenzen f_p der Einwirkungen aufgetragen. Die angegebenen Maximalwerte der Beschleunigungen treten über einen Zeitraum von mehr als 30 s auf.

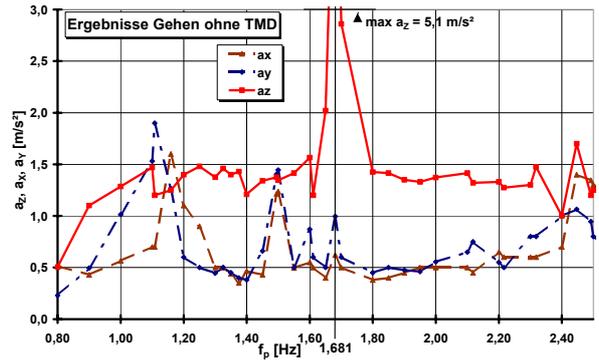


Abb. 7: Maximale Beschleunigungen Gehen ohne TMD.

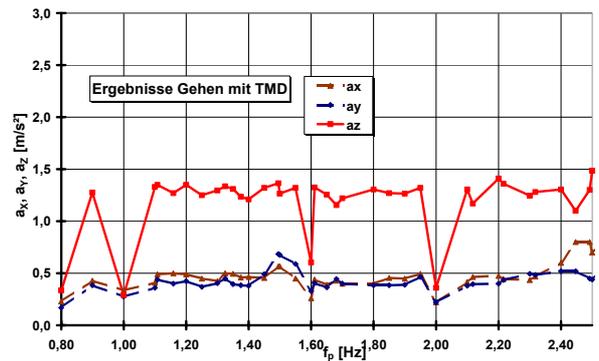


Abb. 8: Maximale Beschleunigungen Gehen mit TMD

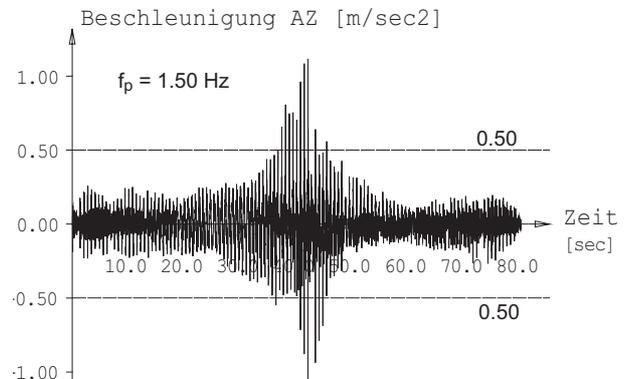
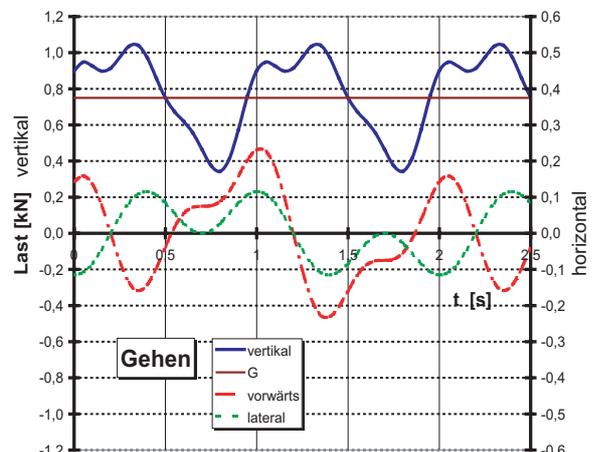


Abb. 9: Beschleunigung a_z (Knoten 53), Gehen mit TMD.

$$F_p = \alpha_0 \cdot G + \sum_{i=1}^n G \cdot \alpha_i \cdot \sin(2\pi \cdot i \cdot f_p - \phi_i) \quad (2)$$

vertikal			longitudinal			lateral		
i	α_i	ϕ_i	l	α_i	ϕ_i	i	α_i	ϕ_i
1	0,4	0	1/2	-0,1	$4\pi/5$	1/2	0,1	$\pi/5$
2	0,1	$-\pi/2$	1	-0,2	$2\pi/5$	3/2	0,1	$3\pi/5$
3	0,1	$-\pi/2$	2	0,1	$\pi/5$			
$\alpha_0 = 1,0$			$\alpha_0 = 0$			$\alpha_0 = 0$		

Abb. 6: Annahmen für die Lastgenerierung, Lastbilder Gehen.



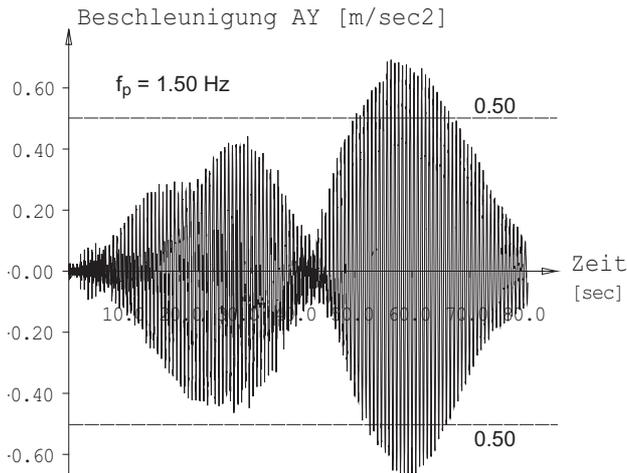


Abb. 10: Beschleunigung a_Y (Knoten 38), Gehen mit TMD

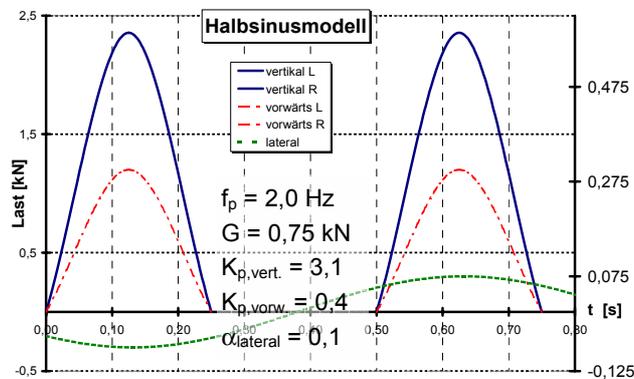


Abb. 11: Lasten des Halbsinusmodells

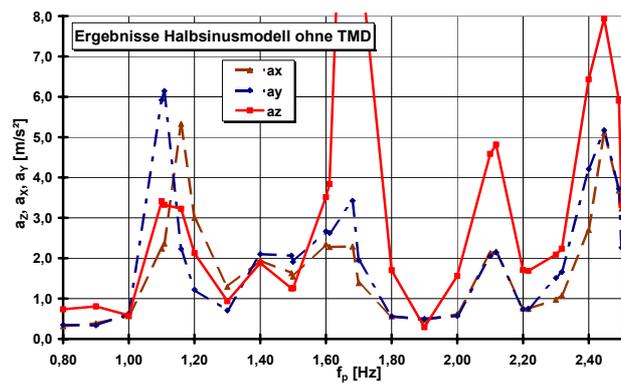


Abb. 12: Beschleunigungen Halbsinusmodell ohne TMD.

4.1.2 Gehen mit TMD

Die Ergebnisse der numerischen Simulation mit TMD werden ebenfalls nach den Beschleunigungen ausgewertet, die zusätzlich für die maßgebenden Punkte des Tragwerks im Zeitbereich dargestellt werden. Man

erkennt, dass das Beschleunigungsniveau der Maximalwerte nicht über einen größeren Zeitraum erhalten bleibt.

4.2 Halbsinusmodell

Beim Treppensteigen können insbesondere bei hohen Schrittfrequenzen oder beim Hinabgehen stärkere Lasten auftreten als nach dem Lastmodell Gehen. Zur Abschätzung dieser Effekte werden Lasten nach dem Halbsinusmodell mit einer Kontaktzeit gleich der halben Schrittperiode angesetzt ($t_k = \frac{1}{2} T_p$). Govers et al. (2003).

4.2.1 Halbsinusmodell ohne TMD

Die Ergebnisse werden wiederum nach den maximalen Beschleunigungen ausgewertet. Auch hier werden die Maximalwerte der Beschleunigungen über ein Zeitintervall von mindestens 30 s aufrechterhalten.

4.2.2 Halbsinusmodell mit TMD

Die Auswertung erfolgt wiederum nach den maximalen Beschleunigungen für die berechneten Schrittfrequenzen. Zusätzlich werden für die maßgebenden Punkte der Beschleunigungs-Zeitverlauf dargestellt.

5 SCHWINGUNGSBEWERTUNG

Die Ergebnisse aus Kapitel 3.3.2 und Kapitel 4 sind hinsichtlich der vom Menschen tolerierbaren Beschleunigungen zu bewerten. Die zulässigen Beschleunigungswerte für Personen auf schwingenden Untergrund beim Gehen oder Stehen sind in Deutschland nicht normativ geregelt. In der Literatur findet man oft weit von einander abweichende Angaben. Einige Anhaltswerte werden hier zusammengefasst (Komfortgrenze | evtl. störend | kritisch):

- Vertikalbeschleunigung : 0,5 | 1,0 | 3,5 m/s²
- Horizontalbeschleunigung : 0,1 | 0,5 | 2,0 m/s²

Der Stufenabstand von etwa 0,42 m bedingt natürliche Schrittfrequenzen zwischen 0,8 und 1,6 Hz (Schneider 1991), was bei der angestrebten Nutzung plausibel erscheint. Für Schrittfrequenzen kleiner 1,6 Hz entsprechen die einwirkenden Lasten eher dem Lastbild Gehen. Die Lasten des Halbsinusmodells erwartet man ab einer Schrittfrequenz von 1,8 – 2,0 Hz, oder auch bei geringeren Frequenzen, falls der Fußgänger eine Schrittlänge von zwei oder mehr Stufen wählt.

5.1 Ohne Tilgersystem

Die Ergebnisse aus Kapitel 4.1.1 und 4.2.1 zeigen, dass bei einem ungedämpften System Schwingungen in vertikaler Richtung von 1,5 m/s² auch außerhalb des Resonanzbereichs zu erwarten sind. Für die 4. Eigenform ($f_4 = 1,68 \text{ Hz}$) besteht die Gefahr der Synchronisation mit der natürlichen Schrittfrequenz. In diesem Fall sind Resonanzschwingungen zu erwarten, die wegen der schlechten Dämpfungseigenschaften des Tragwerks erst nach sehr langer Zeit auf ein erträgliches Maß abklingen. Gleiche Effekte können für die horizontalen Schwingungsformen bei etwa 1,1 und 1,5 Hz Schrittfrequenz auftreten.

5.2 Mit Tilgersystem

– Gehen

Die Bewertung der Schwingungen im Bereich der Schrittfrequenzen bis maximal 1,8 Hz erfolgt nach dem Lastmodell Gehen. Hierbei werden fast im gesamten Schrittfrequenzbereich kurzzeitig maximale Vertikalbeschleunigungen von $a_z = 1,3 \text{ m/s}^2$ erreicht. Das Beschleunigungsniveau liegt aber im Mittel weit unter 0,5 m/s². Abb. 9.

Horizontale Beschleunigungen von 0,5 m/s² können bei einer Schrittfrequenz von 1,5 Hz kurzzeitig überschritten werden. Ansonsten liegt das Beschleunigungsniveau deutlich unter 0,4 m/s². Abb. 8, 10.

Die Ergebnisse sind für einen Fußgänger mit Schrittfrequenzen unterhalb von 1,8 Hz befriedigend. Die Schwingungen werden zwar für den Benutzer spürbar sein, jedoch nicht sonderlich beunruhigend.

Wird die Treppe durch mehrere Benutzer gleichzeitig begangen, so ist zu erwarten, dass sich höchstens drei Fußgänger ideal synchronisiert bewegen werden. Schneider (1991). Dabei würden sich die mittleren Beschleunigungsamplituden maximal verdreifachen. Dadurch könnten die Schwingungen für den Benutzer zwar unangenehm, aber nicht gefährlich werden. Die Einzelpersonen können dem durch Stehen bleiben entgegenwirken. Die Schwingungen verringern sich innerhalb weniger Sekunden wieder auf ein erträgliches Maß.

Verweilen auf dem Kunstwerk Personen, die sich passiv verhalten, so wirken diese dämpfend gegen die angeregten Schwingungen und verhindern mit ihrer Sperrwirkung eine weitere Anregung.

– Schnelles Gehen, Rennen, Hüpfen

Betrachtet man die Ergebnisse des Halbsinusmodells, so ist ersichtlich, dass die Oberschwingungen durch den wesentlich größeren Stoßfaktor der 2. Harmonischen der Vertikallast angeregt werden.

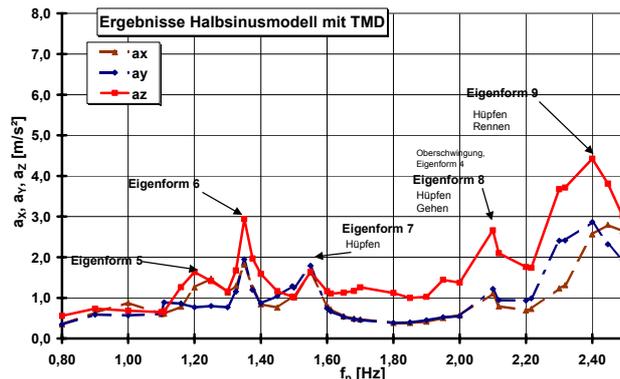


Abb. 13: Beschleunigungen Halbsinusmodell mit TMD.

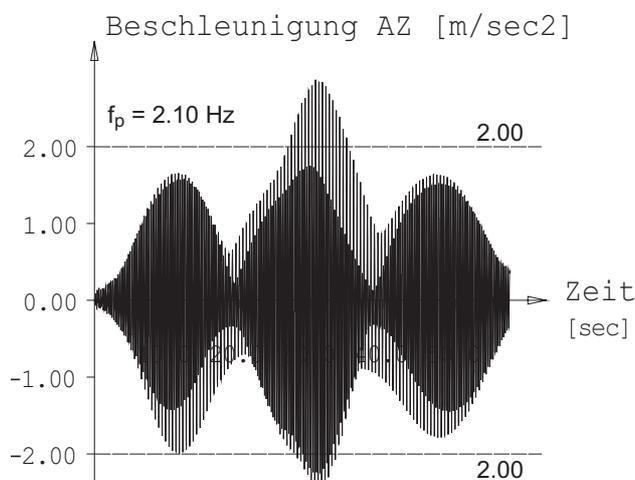


Abb. 14: a_z (Knoten 46), Halbsinusmodell mit TMD.

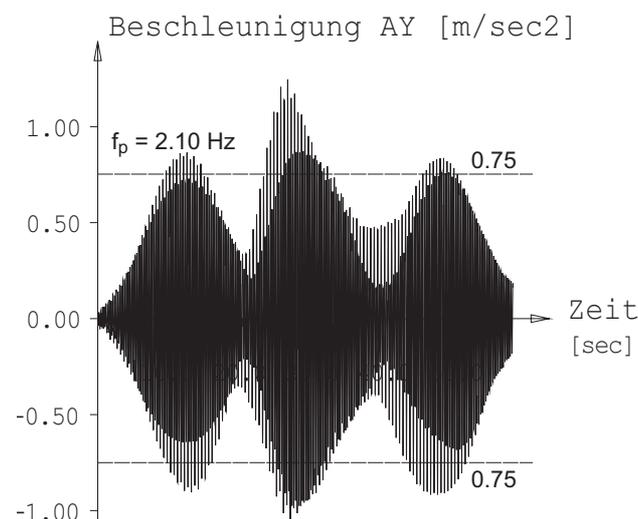


Abb. 15: a_y (Knoten 31), Halbsinusmodell mit TMD.

Die Anregung der Eigenformen 5 und 6 ist unwahrscheinlich. Eigenform 7 könnte durch Hüpfen an geeigneter Stelle angeregt werden. Die dabei möglichen Beschleunigungen bleiben aber im unkritischen Bereich.



Abb. 16: Fertigung des Kunstwerks.

Eigenform 8 kann durch schnelles Gehen besonders beim Hinablaufen angeregt werden. Die vertikalen und horizontalen Beschleunigungen können dabei als unangenehm empfunden werden, bleiben aber unkritisch. Eine Synchronisation der Schrittfrequenz mit der 8. Eigenfrequenz ist nicht zu erwarten. Die Anpassung der Schrittfrequenz mit der 2. harmonischen der Vertikallasten an die Bauwerksfrequenz wurde bis jetzt in der Literatur nicht beobachtet. Der Benutzer kann diesen Schwingungen wiederum durch langsames Fortbewegen oder Stehen bleiben entgegenwirken. Die Schwingungen reduzieren sich innerhalb von ca. 5-10 s auf ein erträgliches Niveau. Sollte sich die Anregung der 8. Eigenform als signifikant störend herausstellen, können die Vertikaltilger V1 durch Austausch der Druckfedern und Anpassung der Dämpferflüssigkeit auf diese Eigenfrequenz abgestimmt werden und somit die Schwingungen weiter erheblich reduzieren.

Bewegen sich die Personen auf der Treppe mit einer Schrittfrequenz von mehr als 2,3 Hz (Rennen), so können weitere, höhere Eigenformen angeregt werden. Die dabei auftretenden Beschleunigungen sind als deutlich unangenehm zu bewerten. Bevor es zu einem Stabilitätsproblem für den Benutzer kommt, kann dieser wiederum durch Stehen bleiben bzw. durch langsames Gehen die Schwingungen abbauen.

– Fazit

Durch die vorgesehenen TMD werden die zu erwartenden Schwingbeschleunigungen bei planmäßiger Nutzung auf ein befriedigendes Maß reduziert. Für Einzelpersonen können gängige Komfortkriterien eingehalten werden.

Wird das Kunstwerk durch gezielte Anregung wie z.B. Hüpfen oder synchrones Gehen mehrerer Personen angeregt, können deutlich spürbare Schwingungen auftreten. Die zugehörigen Beschleunigungen

nehmen aber keine kritischen oder gefährlichen Werte an. Der oder die Benutzer können den evtl. unangenehmeren Schwingungen durch entsprechendes Verhalten entgegenwirken. Die Standsicherheit der Struktur ist nicht gefährdet.

Bei unbeabsichtigter Benutzung wie z.B. fortwährendes Rennen, Überspringen von ein oder mehr Stufen, synchrones Hüpfen mehrerer Personen etc., können sehr unangenehme Schwingungen auftreten. Die Maßnahme bietet, wie auch bei einigen Fußgängerbrücken der Fall, keinen Schutz gegen Vandalismus. Die Standsicherheit wäre nur im Falle mutwilliger Anregung durch eine Anzahl von 50 oder mehr Personen auf dem Kunstwerk bei idealer Koordination gefährdet. Dieses Szenario wird erfahrungsgemäß nicht eintreten.

Erst der Einsatz der TMD in der hier beschriebenen Form ermöglicht es dem Künstler, seine Idee des begehbaren Kunstwerks in die Realität umzusetzen.

LITERATUR

- Bachmann, H., et al. (1997), *Vibration Problems in Structures*, Birkhäuser Verlag, Basel.
- Bachmann, H. (1988), *Schwingungsprobleme bei Fußgängerbauwerken*, *Bauingenieur* 63, 67-75.
- Den Hartog, J. P. (1984), *Mechanical Vibrations*, Dover Publications, New York.
- Dallard, P., et al. (2001), *The London Millenium Footbridge*, *The Structural Engineer* 79, 17-33.
- Govers, Y., et al. (2003), *Menscheninduzierte Schwingungen bei Treppenkonstruktionen – Eine Lücke in deutschen Normen?* *Baudynamik, VDI-Berichte* 1754.
- Kasperski, M. (2003), *Entwurfsvorgaben für Tribünen- und Deckenkonstruktionen unter menscheninduzierten lasten*, *Baudynamik, VDI-Berichte* 1754.
- Kasperski, M. (2001), *Menschenerrechte Schwingungen in Sportstadien*, *Bauingenieur* 76, 575-581.
- Petersen, C. (2001), *Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau*, Maurer Söhne GmbH & Co. KG, München.
- Petersen, C. (2000), *Dynamik der Baukonstruktionen*, Vieweg & Sohn, Braunschweig.
- Schneider, M. (1991), *Ein Beitrag zu fußgängerinduzierten Brückenschwingungen*, *Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau*, Technische Universität München.

Dynamische Verfahren zur Sicherheitsüberwachung von Brückenbauwerken

Werner Rücker, Rolf Günter Rohrmann, Samir Said und Wolfgang Schmid
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin

1 EINLEITUNG

Nach dem gegenwärtigen Stand der Prognosen wird in den nächsten 10 bis 15 Jahren eine Zunahme des Güterverkehrs in Deutschland um 50% angenommen (Quelle: BMVBW). Im Jahre 2001 wurden 85% aller transportierten Güter auf der Straße bewegt (Quelle: Stat. Bundesamt). Dies bedeutet, dass die vorhandenen Ingenieurbauwerke innerhalb der Verkehrsinfrastruktur mit zunehmendem Alter immer höhere Belastungen ertragen müssen. Zum anderen werden die zur Verfügung stehenden Mittel zum Ersatz dieser Infrastrukturbauwerke immer geringer. Eine aktuelle Bewertung dieser Bauwerke bezüglich ihrer Sicherheit und Gebrauchsfähigkeit erfordert deshalb zusätzliche Informationen hinsichtlich Art und Umfang eventuell vorhandener Schäden, deren Auswirkung auf die aktuelle Tragwirkung und Tragfähigkeit sowie Information über die vergangenen, gegenwärtigen und zukünftigen Lasteinwirkungen.

2 BAUWERKSUNTERSUCHUNGEN MIT DYNAMISCHEN VERFAHREN

Seit etwa 15 Jahren beschäftigt sich die Fachgruppe Ingenieurbau der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) mit der Entwicklung von theoretischen und experimentellen Verfahren zur Zustands- und Tragfähigkeitsbewertung bestehender Bauwerke. Das Konzept sieht die Entwicklung von Methoden zur Dauerüberwachung, zur Zustandsanalyse mit statischen und dynamischen Verfahren und zur Schadenslokalisierung und -bewertung vor.

2.1 Automatische Dauerüberwachung

Bei kritischen Bauwerkszuständen ist der Verlauf der Schadensentwicklung und die daraus folgende Bestimmung des Zeitpunktes für Sanierungsarbeiten von großer Bedeutung. Eine wichtige Rolle spielt dabei die Kenntnis schadensauslösender Ereignisse und der Einfluss von sich verändernden Umgebungsbedin-

gungen. Derartige Prozesse sind nur durch eine kontinuierliche Beobachtung mit Hilfe von automatisch arbeitenden Überwachungssystemen zu erfassen. Oftmals können gewisse Schadensphänomene nur im zeitlichen Zusammenhang mit weiteren Einflussgrößen (z. B. Temperaturverteilungen, bauchemische Messgrößen u. a.) gedeutet werden. Weitere wichtige Punkte sind die lückenlose Aufzeichnung von Lasteinwirkungen sowie von ermüdungswirksamen Belastungen und deren Klassierung nach Größe und Häufigkeit sowie die Erfassung von Überlasten.

Das Aufgabenspektrum der automatischen Dauerüberwachung umfasst somit die Teilaufgaben *Beanspruchungsüberprüfung*, *Zustandsüberwachung* und *Ermittlung äußerer Einwirkungen* und verfolgt damit die Ziele:

- Permanente Kontrolle und Langzeitaussagen für alle wesentlichen Bauwerkseigenschaften
- Frühe Entdeckung von Veränderungen der Tragfähigkeitseigenschaften
- Überwachung der tatsächlichen Lasteinwirkungen und Erstellen einer Datenbasis zur Lebensdauerabschätzung.

2.2 Zustandsanalyse

Zentrales Element einer jeden Zustandsanalyse an Bauwerken ist ein hinreichend gutes Rechenmodell, das in der Lage ist, das reale Bauwerk ausreichend genau zu beschreiben. Zur Ableitung eines solchen Rechenmodells sind stets experimentelle Untersuchungen am Bauwerk erforderlich. Damit sollen aktuelle Kenntnisse über die Materialeigenschaften, das statische System und die Steifigkeitsverteilung einschließlich eventuell vorhandener Schäden erlangt werden.

Eine gute experimentelle Basis stellen in vielen Fällen schwingungstechnische Untersuchungen dar. So ist es möglich, mit Hilfe von gemessenen Eigen-

frequenzen und Eigenschwingungsformen Kenntnisse über den jeweils aktuellen Bauwerkszustand zu erhalten. Aus den Messergebnissen allein lassen sich bereits Aussagen zur generellen Tragwirkung eines Bauwerkes ableiten oder der Erfolg von durchgeführten Sanierungsmaßnahmen abschätzen.

Ein weiterer Schwerpunkt besteht in der Entwicklung und Anwendung von Verfahren zur Optimierung von Rechenmodellen, deren Parameter unter Verwendung von statischen und dynamischen Messergebnissen validiert werden. Mit einem derart an die aktuellen Verhältnisse angepassten Rechenmodell kann dann, unter Ansatz von realistischen Lastmodellen, ein rechnerischer Tragsicherheitsnachweis durchgeführt werden.

2.3 Dauerüberwachungssystem

Das von der BAM entwickelte Dauerüberwachungssystem enthält die Komponenten Sensorik, Signalconditionierungseinheit, Datenerfassung, Datenübertragung sowie Betriebssystem- und Auswertungssoftware. Die kontinuierlich gemessenen Daten werden vor Ort mit einer in der BAM entwickelten Software vorausgewertet. Diese Software wird je nach Überwachungsauftrag individuell konfiguriert.

Die zur Zeit eingesetzten Sensoren messen gemäß vorhandenen Überwachungsaufträgen nur mechanische und thermische Größen. Bei Bedarf können aber ohne Weiteres auch klimatische und bauchemische Messgrößen zusätzlich mit erfasst werden.

Im Rahmen der Lastüberwachung (Ermittlung äußerer Einwirkungen) für Brückenbauwerke steht die permanente Erfassung der Verkehrslasten im Mittelpunkt. Basisdaten zur Ermittlung der Verkehrsbelastung sind Dehnungen, aus denen, mittels der Ergebnisse individueller Kalibriermessungen mit einem schweren Lkw, die Lasten errechnet werden können. Abb. 1 stellt beispielhaft das Ergebnis einer normalen Verkehrsmessung mit der Überfahrt unterschiedlich schwerer Fahrzeuge dar. Durch die Trennung der aufgenommenen Signale in einen statischen und dynamischen Anteil lassen sich Lastkollektive und damit brückenspezifischen Lastmodelle ableiten. Weiter sind Trendanalysen der Verkehrsbelastung in einem zeitlichen Zusammenhang möglich und Auswirkungen von Verkehrslenkungsmaßnahmen sind beobachtbar. Durch die Kenntnis der Auswirkungen von statischen und dynamischen Lasteinwirkungen auf das jeweilige Bauwerk lassen sich spezifische dynamische Zusatzlasten ermitteln, die z. B. für die statischen Berechnungen unter Schwerlastverkehr verwendet werden können.

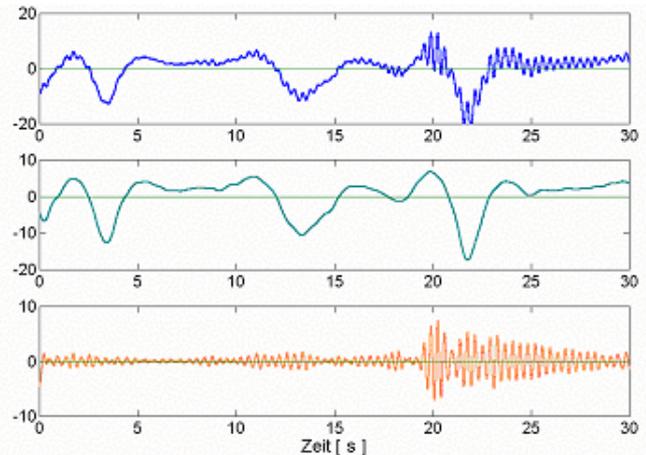


Abb. 1: Beispiel für gemessene Dehnungen ε [m/m] unter Verkehr (oben) und deren Zerlegung in einen statischen (mitte) und dynamischen (unten) Anteil.

Die Ergebnisse der Beanspruchungsprüfung werden für eine Einschätzung der aktuellen Bauteil- bzw. Bauwerks-Sicherheit verwendet. Darüber hinaus sollen die gesammelten Daten in Kombination mit einem angepassten Rechenmodell und den Ergebnissen der Lastüberwachung zu einer Einschätzung der Betriebs-Restlebensdauer dienen. Hierfür sind jedoch noch weitere Informationen, wie etwa zur Dauerfestigkeit der eingesetzten Baustoffe, Kerbfaktoren, etc. erforderlich. Durch die Messung von temperaturbedingten Dehnungen lassen sich thermisch bedingte Belastungen bzw. Kombinationsbelastungen (Temperatur + Verkehr) an kritischen Bauteilen abschätzen. Dafür ist zusätzlich die Erstellung eines an die Realität angepassten Rechenmodells zur Erfassung thermischer Beanspruchung erforderlich.

Die Zustandsüberwachung eines Bauwerkes soll der Schadensfrüherkennung oder der Beobachtung von Schadensentwicklungen innerhalb eines vorgegebenen Überwachungszeitraumes dienen. Damit sollen die Erkenntnisse aus visuellen Beobachtungen ergänzt bzw. abgesichert werden. Bei gleichzeitiger Messung von Größen, die schadensauslösend bzw. schadenstreibend wirken, wie z. B. Korrosion, können Wirkungszusammenhänge gefunden und statistisch fundierte Quantifizierungen vorgenommen werden. Derartige Aufgaben werden als lokale Zustandsüberwachung bezeichnet.

Steht die Frage im Vordergrund, ob und wie sich bekannte oder vermutete Schäden auf die Tragfähigkeit auswirken, d. h. Einfluss auf globale Struktureigenschaften nehmen, wird eine globale Zustandsüberwachung durchgeführt. Dieses Verfahren erfordert die Verwendung beobachtbarer sensitiver Indikatorgrößen, die in der Lage sind, auch lokale Zustandsänderungen hinsichtlich ihrer globalen Aus-

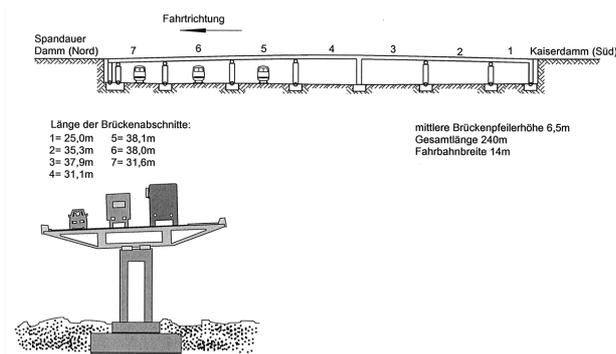


Abb. 2: Westendbrücke. Längsansicht (oben) und Querschnitt (unten).

wirkungen ausreichend gut zu erkennen, ohne dass Vorkenntnisse über den Schadensort vorliegen. Hierfür eignen sich besonders dynamische Parameter (Eigenfrequenzen und -formen), bzw. daraus abgeleitete Größen. Durch eine Kombination mit weiteren Beobachtungsgrößen (z. B. Durchbiegungen, Neigungen, Dehnungen, thermische und chemische Messgrößen) ist es möglich, die Informationsbasis zu verbessern. Für eine Interpretation von Ergebnissen der Dauerüberwachung und der Zustandsbeurteilung ist das Vorhandensein eines angepassten Rechenmodells von großer Wichtigkeit.

3 ÜBERWACHTE BRÜCKENBAUWERKE

Westendbrücke in Berlin

Die Westendbrücke ist Teilstück der Bundesautobahn A 100 in Berlin-Charlottenburg. Sie wurde 1965 als Spannbetonbauwerk mit voller Vorspannung fertiggestellt. Das statische System der Brücke ist in Abb. 2 dargestellt. Seit der Fertigstellung traten an dem Bauwerk immer wieder Schäden auf, die Verstärkungsmaßnahmen zur Sicherstellung der Tragfähigkeit notwendig machten.

Der seit 1994 bestehende Überwachungsauftrag umfasst das gesamte Programm zur Beanspruchungs- und Zustandsüberwachung sowie zur Ermittlung äußerer Einwirkungen. Zur Zeit ist ein 48-kanaliges Überwachungssystem zur Messung von Dehnungen, Durchbiegungen, Rissweiten, Temperaturen, Beschleunigungen und Schwinggeschwindigkeiten installiert.

3.1 Putlitzbrücke in Berlin

Die 1977 in Betrieb genommene Putlitzbrücke in Berlin-Moabit ist eine Stahlbrücke mit einer Gesamtlänge von 270 m. Statisch betrachtet ist sie ein Durchlaufsystem mit acht Feldern, das auf Neoprenlagern gestützt ist. Der tragende Querschnitt besteht aus zwei geschlossenen Hohlkästen, die über eine or-

thotrope Fahrbahnplatte mit Trapezprofilen miteinander verbunden sind. Die Abtragung der Kräfte quer zur Fahrtrichtung erfolgt durch die in regelmäßigem Abstand angeordneten Querträger. Die Brücke ist für die Lastklasse 60-30 bemessen.

Das Bauwerk ist Bestandteil einer wichtigen innerstädtischen Nord-Süd-Verbindung, über die in etwa zweiwöchigen Abständen Schwerlastfahrten mit einem Fahrzeugesamtgewicht von etwa 500 t erfolgen. Die Erlaubnis zum Überfahren mit Schwerlastfahrzeugen wurde auf der Grundlage einer statischer Berechnung erstellt, wobei jedoch die rechnerische Tragfähigkeit nur knapp erreicht wurde. Um dennoch eine dauerhafte Funktionsfähigkeit des Bauwerkes zu gewährleisten, wird für die Dauer von zwei Jahren eine permanente Last- und Zustandsüberwachung sowie eine Beanspruchungsüberprüfung der Brücke durchgeführt mit dem Ziel, die Auswirkungen der statischen und dynamischen Lasten auf die tatsächliche Tragfähigkeit zu beobachten. Mit Hilfe zusätzlicher experimenteller Untersuchungen soll eine Verifizierung der rechnerischen Annahmen erreicht werden.

3.2 Eisenbahnviadukt in Zittau/Sachsen

Das im Jahre 1859 aus Naturstein erbaute Eisenbahnviadukt mit einer Gesamtlänge von ca. 750 m führt auf 34 Bögen über die deutsch-polnische Grenze.

Wegen Grundwasserabsenkungen infolge Tagebau auf polnischer Seite sowie Bergsenkungen aus früherem Bergwerksbetrieb sind in einem großem Bereich um Zittau Bodensenkungen festzustellen. Es besteht die Vermutung, dass derartige Setzungen für die am Bauwerk festgestellten Schäden mit verantwortlich sind. Diese Schäden bestehen in erster Linie aus einer Reihe von großen Rissen im Natursteinmauerwerk, die sich über den gesamten jeweiligen Querschnitt des Überbaus der Brücke erstrecken.

Der Überwachungsauftrag der BAM am Neiße-Viadukt besteht darin, eine Überwachung der statischen und dynamischen Beanspruchungen des Bauwerkes unter Verkehrsbelastungen sowie die Beobachtung der statischen Beanspruchungen unter Eigenlasten im Zusammenhang mit Temperatureinwirkungen durchzuführen. Darüber hinaus soll eine Überwachung der Veränderung vorhandener Risse im Mauerwerk unter dem Einfluss von Verkehrslasten, Temperatureinwirkungen und Setzungen sowie das Auffinden von Schadens-Wirkungs-Zusammenhängen erfolgen.

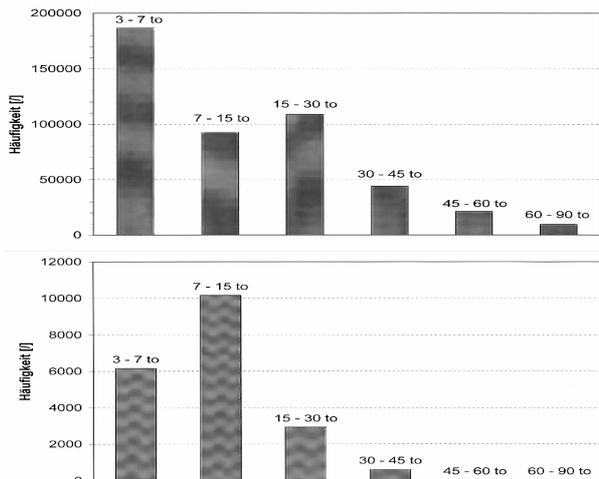


Abb. 3: Häufigkeit einwirkender Verkehrslasten gegliedert in Lastklassen. Westendbrücke (oben) und Putlitzbrücke (unten); Beobachtungszeitraum: drei Monate.

4 ERGEBNISSE AUS DER DAUERÜBERWACHUNG DER BRÜCKENBAUWERKE

Im Folgenden werden die Ergebnisse der durchgeführten Überwachungen an den oben beschriebenen Bauwerken dargestellt und damit exemplarisch die Möglichkeiten, die dieses Untersuchungskonzept bietet, illustriert.

4.1 Lastüberwachung

In Abb. 3 sind die Ergebnisse von Verkehrslastbeobachtungen an der Westendbrücke und der Putlitzbrücke dargestellt. Sie zeigen statistisch abgesicherte Lastspektren für den Zeitraum von 3 Monaten, ausgehend von den Einwirkungen auf den Hauptfahrspuren der beiden Brücken. Diese Ergebnisse können, verknüpft mit weiteren Informationen, für die Berechnung individueller, realitätsnaher Lastmodelle verwendet werden. Im Vergleich der Ergebnisse beider Brücken ist zu erkennen, dass die Lasteinwirkungen hinsichtlich der Verkehrszusammensetzung sehr unterschiedlich sind. An der Autobahnbrücke Westend beobachtet man einen sehr viel größeren Anteil von Schwerlastverkehr, wie es für eine überregionale Verkehrsader typisch ist.

Die Abb. 4 und 5 zeigen die Ergebnisse der Beobachtung der dynamischen Einwirkungen, ausgedrückt durch den dynamischen Faktor ϕ . Damit ist es zunächst möglich, die bei einer statischen Berechnung getroffenen Annahmen hinsichtlich dieses Faktors auf seine Gültigkeit bzw. Aktualität hin zu überprüfen. Da sich die dynamischen Lasten u. a. aus der Interaktion zwischen Fahrzeug und Bauwerk ergeben, lassen solche Ergebnisse weiterhin Rückschlüsse auf die den Mechanismus beeinflussenden Parameter zu.

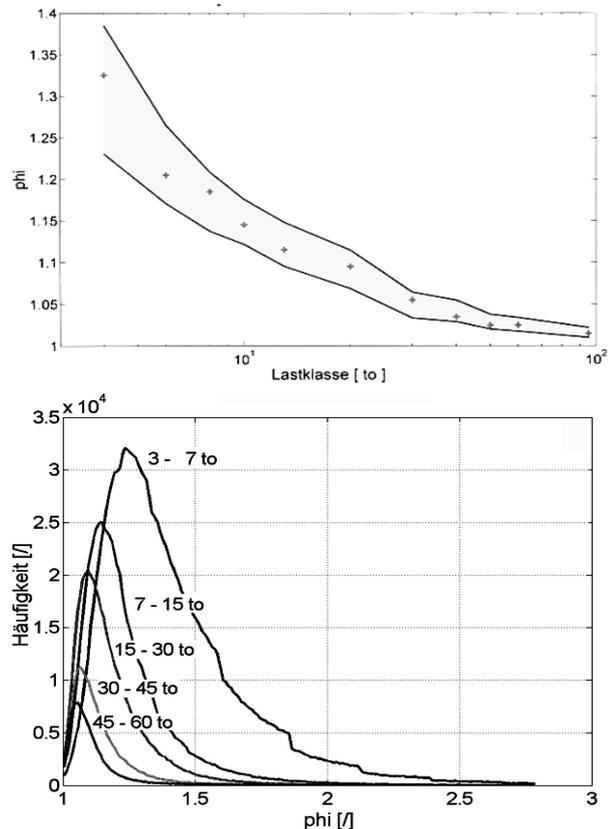


Abb. 4: Zusammenhang zwischen dem dynamischen Faktor ϕ und statischer Last (oben), Häufigkeitsverteilung von ϕ für verschiedene Lastklassen (unten).

Dies sind zum einen die Qualität der Fahrbahnoberfläche bzw. -übergänge, die dynamischen Eigenschaften der Fahrzeuge und nach Cantieni (1991) der Grad der Kopplung zwischen Fahrzeug und Brücke.

Generell von Interesse ist der in Abb. 4 dargestellte Zusammenhang zwischen der Größe der Fahrzeuggesamtlasten und den zugeordneten dynamischen Lasten. Man erkennt, dass mit zunehmendem Fahrzeug-Gesamtgewicht die dynamische Zusatzlast abnimmt. Die dargestellten Kurven sind aus den Häufigkeitsverteilungen der über jeweils ein Jahr ermittelten dynamischen Faktoren entnommen worden. Dabei ist festzustellen, dass die Streuungen der Werte der dynamischen Faktoren ϕ um so größer sind, je kleiner die Fahrzeuggesamtgewichte sind.

Im Vergleich der Ergebnisse von Abb. 5 lässt sich erkennen, dass die dynamische Belastung der Putlitzbrücke erheblich geringer ist, als die der Westendbrücke bei vergleichbaren Feldlängen und geringerer Systemdämpfung bei Stahlbrücken. Hier spielen offensichtlich andere Faktoren eine Rolle, wie etwa die Lage der Bauwerkseigenfrequenzen in Relation zum Spektrum der Aufbaueigenfrequenzen von LKWs. An der Westendbrücke ist dieses Verhältnis besonders ungünstig. Die hauptsächlich vom Verkehr

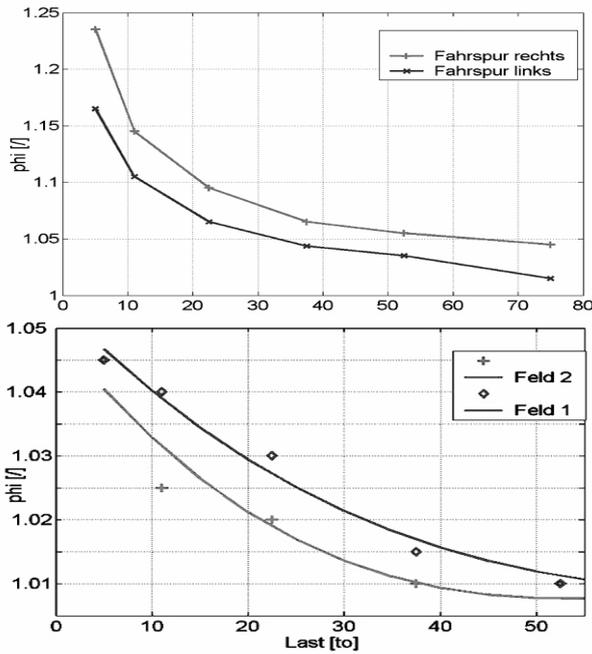


Abb. 5: Dynamischer Faktor ϕ . Westendbrücke (oben), Putlitzbrücke (unten).

angeregten Eigenfrequenzen liegen dort bei 2,7 und 3,5 Hz und damit im Bereich der Fahrzeugeigenfrequenzen. Die Ergebnisse von Abb. 5 zeigen auch, dass im Fall der Putlitzbrücke die dynamischen Faktoren feldspezifisch sind und im Fall der Westendbrücke selbst im gleichen Feld unterschiedliche Werte für die verschiedenen Hauptträger gefunden wurden.

4.2 Zustandsüberwachung

Am Neiße-Viadukt in Zittau wurden über Jahre bis zum jetzigen Zeitpunkt durch geodätische Messungen zunehmende Setzungen der Brückenfundamente beobachtet. Die Frage, ob diese Setzungen verantwortlich sind für gemessene Rissweitenänderungen sollte durch eine Dauerüberwachung geklärt werden. Nach nunmehr zweijähriger Beobachtungsdauer kann gesagt werden, dass die Rissaktivitäten vorwiegend temperaturbedingt sind. Rissweitenänderungen folgen, mit einer gewissen zeitlichen Verzögerung, sehr genau dem gemessenen Temperaturverlauf des Bauwerkes (siehe Abb. 6). Es konnte gezeigt werden, dass dieser Effekt für alle überwachten Risse gilt und jeweils der gesamte Brückenquerschnitt des Natursteinbauwerks gleichermaßen an der Rissbewegung beteiligt ist. Abb. 6 zeigt auch, dass die Rissbewegung im Jahresverlauf ein reversibler Vorgang ist und nicht durch die bleibenden Setzungen beeinflusst wird.

An der Westendbrücke werden Koppelfugenrisse überwacht, die trotz voller Vorspannung der Brücke

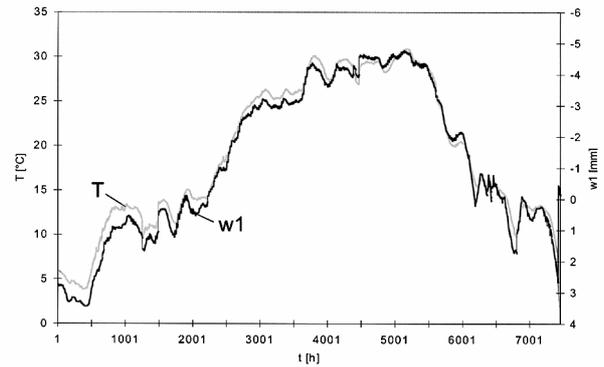


Abb. 6: Viadukt Zittau. Verlauf und Korrelation der gemessenen Rissweiten mit der Temperatur. Beobachtungsdauer: 11 Monate.

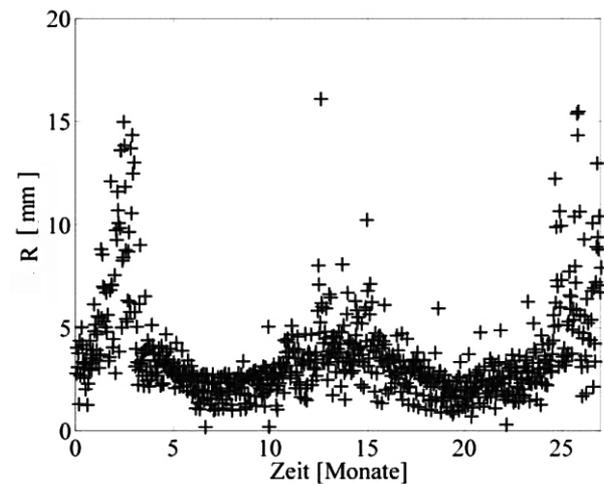


Abb. 7: Dynamischer Anteil der Rissöffnungen unter Verkehrslast. Beobachtungsdauer: drei Jahre.

entstanden sind. Auch hier zeigt sich ein Zusammenhang zwischen der Temperatur und den beobachteten Rissweitenänderungen. Trennt man diese zeitabhängigen Rissbewegungen hinsichtlich ihrer Zyklen, lassen sich Lastwirkungszusammenhänge erkennen, die die Anteile der Rissbewegungen infolge Temperaturbelastung einerseits und statischer und dynamischer Verkehrsbelastung andererseits zeigen Rohrmann et. al. (1996).

Abb. 7 zeigt den Verlauf der Rissbewegung der Koppelfugenrisse unter dem Einfluss dynamischer Einwirkungen über einen Zeitraum von drei Jahren. Auch hier ist, wie beim Neiße-Viadukt, ein reversibles Verhalten zu erkennen. Innerhalb eines gewissen Bereiches gibt es eine linearere Korrelation zwischen Temperatur- und Rissweitenänderung. Jedoch ab einer gewissen Bauwerkstemperatur im Sommer zeigen sich überproportional große dynamische Rissweitenänderungen (Abb. 7), die nichtlinear mit der Temperatur korreliert sind. Dieser Effekt kann einen starken ermüdungswirksamen Einfluss auf die, die

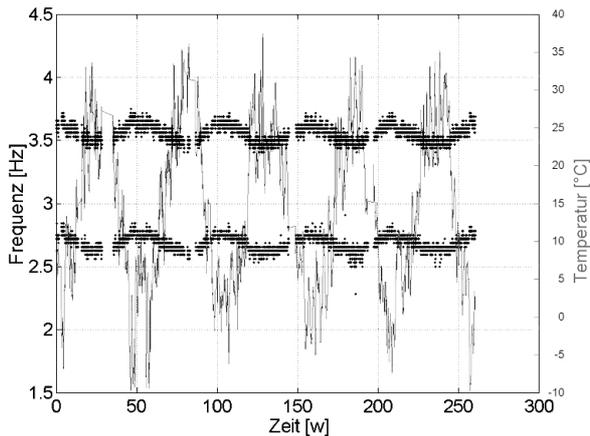


Abb. 8: Westendbrücke. Eigenfrequenzen und Temperaturen. Beobachtungsdauer: fünf Jahre.

Koppelfugen kreuzende Spannbewehrung ausüben. Untersuchungen (Zilch et. al. (2000)) weisen darauf hin, dass derartige Effekte im Zusammenhang mit dem vertikalen Temperaturgradienten stehen.

In Abb. 8 und 9 sind die beobachteten Eigenfrequenzen der Westendbrücke über einen Zeitraum von drei bzw. fünf Jahren aufgetragen. Man erkennt zyklische Veränderungen der gemessenen Frequenzen mit der Zeit. Es ist erkennbar, dass diese Veränderungen mit den zeitlichen Schwankungen der Bauwerkstemperaturen korrelieren.

Die maximalen festgestellten Veränderungen der Eigenfrequenzen betragen 0,04 Hz/K. Für eine Zustandsüberwachung zur Früherkennung von baulichen Schäden wirkt sich dieser Effekt sehr ungünstig aus, da die temperaturbedingte Schwankungsbreite bereits der unteren Eigenfrequenzen etwa 10% bezogen auf den jeweiligen Mittelwert beträgt.

Aus Abb. 9 ist außerdem erkennbar, dass bei höheren Eigenfrequenzen, die für eine Schadensfrüherkennung eine höhere Sensitivität besitzen, diese Schwankungsbreite noch erheblich größer ist. Strukturell lässt sich dieser Effekt so deuten, dass bei höheren Temperaturen eine geringere Tragfähigkeit vorliegt, während bei tieferen Temperaturen die Tragfähigkeit ansteigt.

Betrachtet man die in Abb. 10 dargestellten Ergebnisse der Frequenzüberwachung an der Putlitzbrücke, erkennt man, dass hier die jahreszeitlichen Schwankungen der Bauwerkstemperatur offensichtlich keinen Einfluss auf Veränderungen der Eigenfrequenzen haben. Der Einfluss der Temperatur auf die Eigenfrequenzveränderungen ist damit vorrangig im Rissverhalten eines Betontragwerkes und/oder im Einfluss der Asphalttragschicht zu suchen.

Auch als globale Indikatoren für schadensbedingte Einflüsse weisen die Eigenfrequenzen im dargestell-

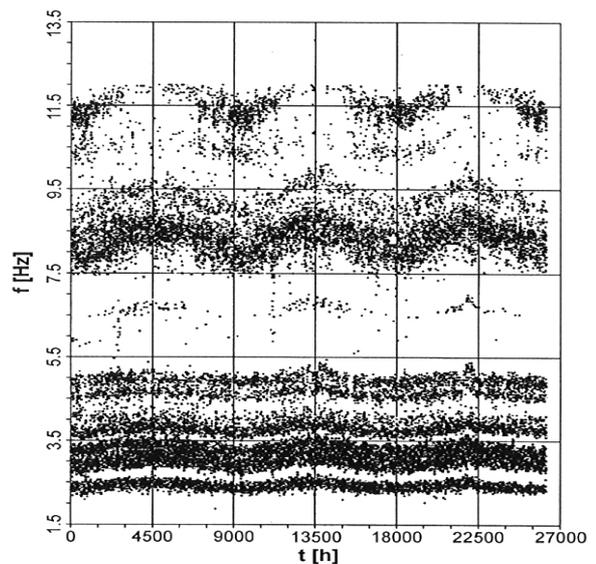


Abb. 9: Westendbrücke. Eigenfrequenzen. Beobachtungsdauer: drei Jahre.

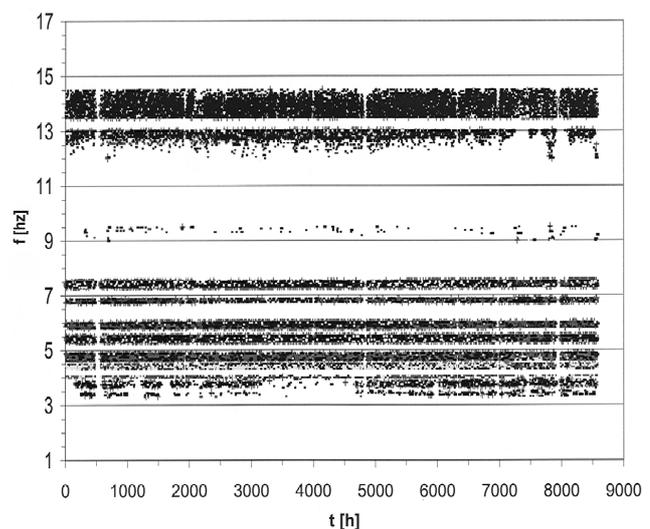


Abb. 10: Putlitzbrücke. Eigenfrequenzen. Beobachtungsdauer: ein Jahr

ten Überwachungszeitraum trotz der großen Anzahl von Schwerlastfahrten ebenfalls keine Veränderungen auf.

Im Frequenzverhalten des Eisenbahn-Viaduktes in Zittau sind dann wiederum Veränderungen feststellbar (Abb. 11), die ebenfalls mit den Temperaturverläufen des Bauwerks korrelieren. Da die Letzteren für die Rissweitenänderungen im Kämpferbereich der Bögen verantwortlich sind, kann daraus geschlossen werden, dass damit temperaturbedingte Tragfähigkeitsänderungen durch Änderungen am Tragsystem beobachtet werden. Die Quantifizierung hinsichtlich dieser Tragfähigkeitsveränderung erfolgt mit Hilfe eines angepassten Rechenmodells.

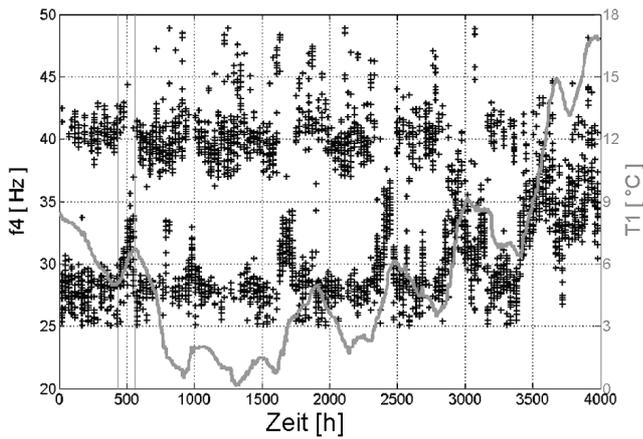


Abb. 11: Viadukt Zittau. Eigenfrequenzen und Temperatur.

4.3 Beanspruchungsüberwachung

Die Beanspruchungsüberwachung an der Putlitzbrücke hat zum einem die Aufgabe, die maximalen Spannungen unter Schwerlastverkehr in jenen Bereichen des Bauwerks zu messen, die durch eine vorhergehende detaillierte FE - Berechnung als kritisch ermittelt wurden. Zum anderen wird überprüft, ob mögliche Schäden in besonders kritischen Bereichen der Brücke, speziell am Übergang orthotrope Platte – Querträger, durch verstärkte Schadensakkumulationen aus der Kombination aus Schwerlastverkehr und normalem LKW-Verkehr entstanden sind. Dazu wird für jede Messstelle die Rainflow-Matrix ermittelt und mit Hilfe der Palmgren-Miner-Regel ein Schadensindex errechnet.

Dehnungsmessungen an Natursteinbrücken zum Zwecke der Beanspruchungsüberwachung oder auch für Probelastungen weisen ein großes Maß an Unsicherheiten auf. Am Neiße-Viadukt in Zittau konnte festgestellt werden, dass die temperaturbedingten Beanspruchungen jene aus Verkehr um ein Mehrfaches übersteigen. Darüber hinaus wurde ermittelt, dass die langzeitlichen Dehnungen zwar generell dem Temperaturverlauf folgen, jedoch Abweichungen davon aufweisen, die nicht durch den Einfluss des oben beschriebenen Verlaufs der Rissweiten (Abb. 12) gesteuert werden. Darüber hinaus gibt es große Unsicherheiten in den Ergebnissen des gemessenen Kraftflusses im Bogen des Viaduktes. Abb. 12 (unten) zeigt die Korrelation der Ergebnisse zweier Dehnungsmessstellen ϵ_1 und ϵ_2 , die im gleichen Messquerschnitt mit gleicher Messrichtung, nur ca. 1 m voneinander entfernt angeordnet sind. Man erkennt, dass die Ergebnisse völlig unkorreliert sind. Dies bedeutet, dass der Kraftfluss im gleichen Messquerschnitt durch den offensichtlich unterschiedlichen

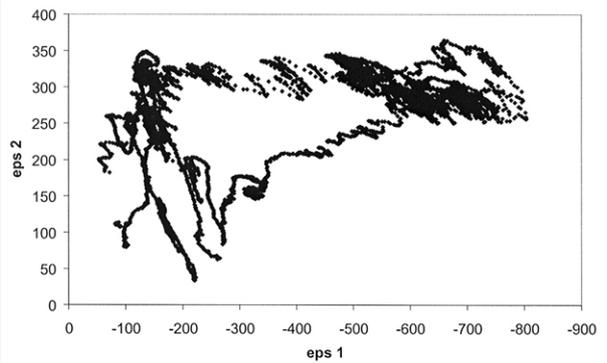
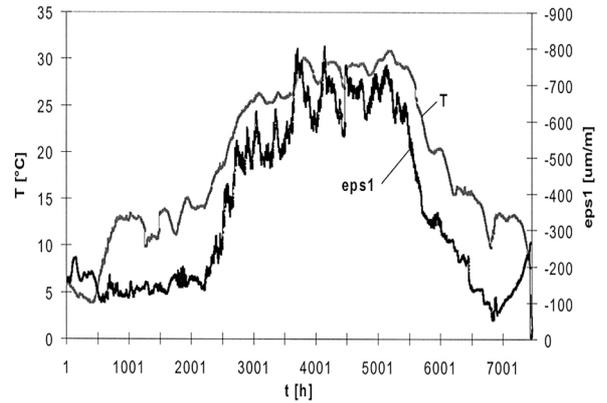


Abb. 12: Viadukt Zittau. Verlauf der gemessenen Dehnungen ϵ_1 und der Temperatur (oben) sowie Korrelation ϵ_1 und ϵ_2 (unten).

Kontakt der Steine im Bogen sehr verschiedenen Pfaden folgt.

Trennt man die per Dauerüberwachung gemessenen Dehnungen, die keine Anteile aus dynamischer Belastung enthalten, in jene, die aus Verkehrsbelastungen stammen, und solche, die von Temperaturänderungen im Bauwerk hervorgerufen werden, ergeben sich die für die Westendbrücke in Abb. 13 dargestellten Verhältnisse. Der Beobachtungszeitraum beträgt hier etwa ein halbes Jahr. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Schwankungsbreite der Belastungen aus Temperatur betragsmäßig etwa zehnmal so groß ist wie jene aus der Verkehrsbelastung. Damit kann festgestellt werden, dass der Temperaturlastfall an der Westendbrücke der weitaus dominante ist. Trennt man nun wiederum die Temperaturdehnungen in einen Langzeitanteil (0) mit Periodendauern $t > 24$ h und einen solchen (d), der vom Tag-Nacht-Rhythmus der Temperaturraten bestimmt wird, ergeben sich die Verhältnisse in Abb. 14.

Man sieht, dass beide Anteile $\epsilon(T(0))$ und $\epsilon(T(d))$ in ihrer Schwankungsbreite etwa gleich groß sind (≈ 50 m/m). Die zugehörigen Anteile der Temperaturen (langzeitig mit $t > 24$ h und Tag-Nacht-Rhythmus) $T(0)$ und $T(d)$, dargestellt durch ihre jeweiligen Bauwerksmitteltemperaturen, zeigen ein völlig anderes

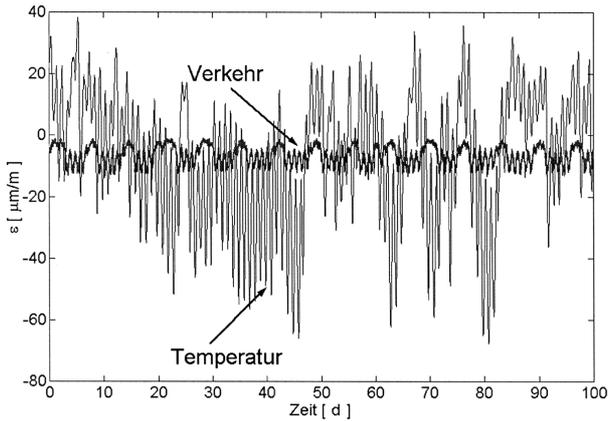


Abb. 13: Westendbrücke. Gemessene Dehnungen aus Verkehrs- und Temperaturbeanspruchung.

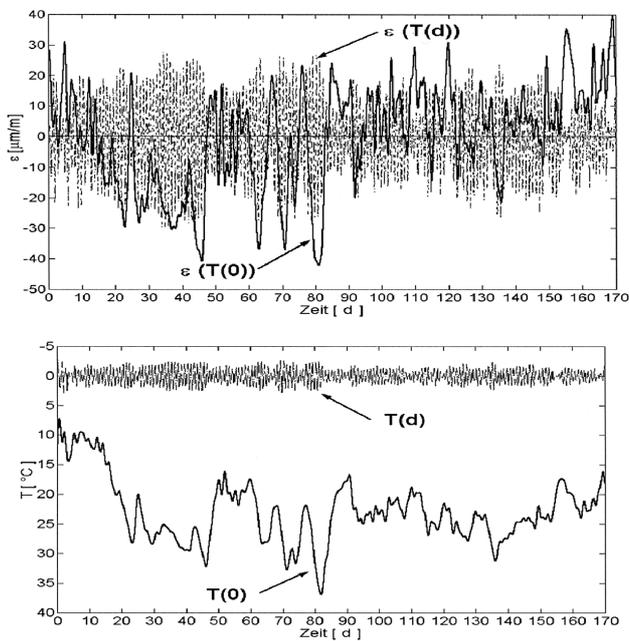


Abb. 14: Westendbrücke. Langzeitanteil (0) und Tag-Nacht-Anteil (d) gemessener Dehnungen ϵ (oben) und Temperaturen T (unten).

Verhalten (Abb. 14). Während die Schwankungen der Tag-Nacht-Temperaturen etwa 5 K betragen, haben die sich langfristig ändernden Temperaturen eine Schwankungsbreite von etwa 20 K, also das Vierfache. Die Ergebnisse dieser Messungen liefern für die Westendbrücke eine Grundlage, um die real vorhandenen Temperaturbeanspruchungen mit den Annahmen nach DIN 1072 vergleichen zu können.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Auch wenn davon ausgegangen werden kann, dass mit den bewährten Verfahren der Bauwerksprüfung

nach DIN 1076 unvorhersehbare Katastrophen vermieden werden können, muss dennoch ein Repertoire von Analysemethoden zur Verfügung stehen, die es ermöglichen, vertiefte Informationen über einen aktuellen Bauwerkszustand zu erlangen. Darüber hinaus müssen Sonderuntersuchungen so geführt werden können, dass sie mit einem Minimum an Eingriffen in den laufenden Verkehr auskommen.

Das vorgestellte Konzept der Tragwerksanalyse und -bewertung mit dynamischen Methoden unter Zuhilfenahme von Bauwerks-Dauerüberwachungverfahren erfüllt die o.g. Kriterien und ist selbst bei großen Bauwerken durchführbar. Die damit zu erlangenden Informationen sind vielfältig und erlauben einen tiefen Einblick in das Verhalten der Bauwerke unter gleichzeitiger Beobachtung der einwirkenden Belastungen. Für Fragestellungen wie etwa Dauerfestigkeit und Restlebensdauer von Massivbauwerken sind die Werkzeuge der Dauerüberwachung gut geeignet, wenngleich es zu diesem Komplex noch Forschungsbedarf bezüglich struktureller Zusammenhänge gibt.

LITERATUR

- Andersen, M. E. et al. (2000), Optimized Bridge Management with Permanent Monitoring Systems, Proceedings Bridge Management 4, Guilford, UK.
- Cantieni, R. (1991), Beitrag zur Dynamik von Straßenfahrzeugen unter der Überfahrt schwerer Fahrzeuge. Dissertation ETH Zürich.
- Krieger, J., Kaschner, R. & Haardt, P. (2000), Die objektbezogene Untersuchung und Bewertung von Brücken im Rahmen des Bauwerks-Management-Systems, Bautechnik 77, Heft 7.
- Rohrmann, R. G., Said, S., Schmid, W. & Rücker, W. F. (1996-1998), Ergebnisse der automatischen Dauerüberwachung an der Westendbrücke in Berlin, Forschungsberichte A, B und C, BAM Berlin.
- Rohrmann, R. G., Baeßler, M., Said, S., Schmid, W. & Rücker, W. F. (2000), Structural Causes of Temperature Affected, Modal Data of Civil Structures obtained by long Time Monitoring, Proceedings 18th IMAC, San Antonio.
- Rohrmann, R. G., Said, S. & Schmid, W. (2001), Dauerüberwachung des Neiße-Viaduktes bei Zittau/Sachsen der Deutschen Bundesbahn, Forschungsbericht Teil A, BAM Berlin.
- Steffens, K. et al. (1996), Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken, Bautechnik 76, Heft 1.
- Zilch, K. & Penka, E. (2000), Long Term Measurements for Fatigue Loading of Prestressed Concrete Bridges, Proceedings Bridge Management 4, Guilford, UK.
- Merkblatt über automatisierte Dauerüberwachung im Ingenieurbau. DGZfP-Merkblatt B9, Ausgabe Oktober 2000.

Schadensdiagnose mit modalen Parametern: Erfahrungen an einer Spannbetonbrücke

Olaf Huth und Glauco Feltrin
Abteilung Ingenieur-Strukturen, EMPA, Dübendorf, Schweiz

1 ZUSAMMENFASSUNG

Zur Untersuchung der Sensitivität von verschiedenen Methoden zur Detektion, Lokalisierung und Quantifizierung von Schädigungen wurde eine vorgespannte Brücke schrittweise geschädigt. Für das Studium der Umwelteinflüsse, insbesondere der Temperatur, auf die modalen Parameter, wurde zuvor ein während 8 Monaten permanent arbeitendes Langzeitüberwachungs-System installiert. Diese Tests zeigten, dass die Eigenfrequenzen sehr stark von den Änderungen der Temperatur abhängen. Die Langzeitänderungen der Eigenfrequenzen korrelierten relativ gut zu den Langzeitänderungen der Temperatur. Obwohl die Brücke durch die eingetragene Probelastung größere Risse aufwies, veränderten sich die Eigenfrequenzen nur geringfügig. Die Eigenformen wiesen größere relative Änderungen auf. Die Änderungen der Eigenfrequenzen aufgrund der eingebrachten Schädigung waren weitaus geringer als die durch die Änderungen der Temperatur verursachten. Erstere lagen im Bereich der täglichen temperaturbedingten Schwankungen. Ein neuer Schadensindikator, der auf den Änderungen der Eigenformen beruht, wurde entwickelt. Die Änderungen der Eigenformen und die Änderungen der Flexibilitätsmatrix wurden zur Lokalisierung von Schäden untersucht. Ein Finite-Elemente Modell der Brücke wurde erstellt und dieses mit Hilfe der Sensitivitätstechnik an die durch Messungen ermittelten modalen Parameter angepasst. Die Resultate dieser Studie verweisen auf die Schwierigkeiten einer im Sinne geringer Schädigung frühen Schadensidentifikation. Dies gilt besonders dann, wenn die modalen Parameter starken Schwankungen aus Umwelteinflüssen unterworfen sind.

2 EINLEITUNG

Die Möglichkeit der zerstörungsfreien Prüfung von Ingenieur-Strukturen hat eine intensive Entwicklung

von Methoden zur Schadenserkennung, die auf der Grundlage gemessener Schwingungen basieren, hervorgebracht. Die Anwendung von modalen Parametern gewann hierbei eine besondere Attraktivität. Änderungen des dynamischen Systems rufen Änderungen der modalen Parameter hervor. Diese sind aber nicht auf den Ort der Systemveränderung begrenzt. Daraus geht die Möglichkeit der Detektion einer Systemveränderung auch für den Fall, wenn die Sensoren nicht im Bereich der Systemveränderung positioniert sind, hervor.

Rytter (1993) unterteilte die Schadensidentifikation in verschiedene Stufen. Jede Stufe ist dabei mit einem Zuwachs an Information über die Schädigung verbunden. Die erste Stufe beantwortet die Frage, ob eine Schädigung eingetreten ist. In der zweiten Stufe erfolgt die Lokalisierung und in der dritten Stufe die Quantifizierung der Schädigung. Der Begriff Schädigung ist dabei eng mit einem Steifigkeitsverlust des Systems verbunden. Im Kontext der Schadensidentifikation wurden viele verschiedene Methoden entwickelt. Einen Überblick über die Veränderung der Eigenfrequenzen als eine Möglichkeit der Schadensidentifikation erster Stufe liefert Salawu (1997). Weitere sehr fein auflösende Verfahren liefern Lenzen (1994), Huth (2002). Zur Lokalisierung von Schädigungen wurden die Änderungen der Eigenformen (Mayes (1992), Fox (1992)), der modalen Krümmungen (Rohrmann (1985), Pandey (1991)) oder der Flexibilitätsmatrix (Pandey et al. (1994)) vorgeschlagen. Auf der Ableitung der Sensitivitätsmatrix beruhende Verfahren zum Abgleich von Finite Elemente Modellen (Friswell et al. (1995), Natke et al. (1997)) erlauben eine Lokalisierung und Quantifizierung von Schädigungen. Eine andere Vorgehensweise für die Bestimmung von Schädigungen zweiter und dritter Stufe ist durch Maeck et al. (1999) beschrieben.

Nur einige wenige Studien haben bisher den Einfluss von Schädigungen auf modale Parameter an

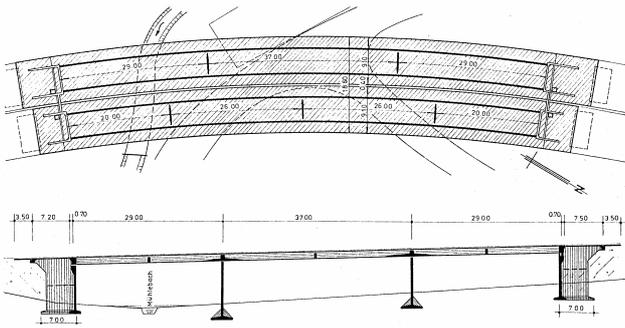


Abb. 1: Übersicht der Zwillingsbrücken (Romeo und Lora) des Obkirchen Viaduktes. Aufriss der Romeo Brücke.

größeren Brücken untersucht. Innerhalb des Forschungsprojektes EXTRA II (Steffens et al. (1997)) wurden an mehreren fortschreitend geschädigten Brückenträgern sehr geringe Veränderungen der Eigenfrequenzen festgestellt. Verschiedene Methoden zur Bestimmung von Schädigungen an der I40 Brücke erprobten Farrar et al (1998). Trotz weiterer Verfeinerung der Identifikationsmethoden konnten für moderat eingebrachte Schädigungen keine eindeutigen Ergebnisse erzielt werden. Anhand von Experimenten an der dreifeldrigen vorgespannten Z24 Brücke (Krämer et al. (1999)) konnten Maeck et al. (2003) mit Hilfe der Methode der direkten Bestimmung der Steifigkeit größere eingebrachte Schädigungen erfolgreich lokalisieren und quantifizieren. Die an der I40 und Z24 durchgeführten Untersuchungen zeigten, dass Umweltparameter wie z.B. Temperatur modale Parameter stark beeinflussen können. Flesch et al. (1989) verwiesen auf große Schwankungen der Tragwerkstemperaturen innerhalb eines Tages und deren massgeblichen Einfluss auf modale Parameter. Peeters et al. (2001a) ermittelten Änderungen für die ersten 4 Eigenfrequenzen an der Z24 Brücke von 14-18%. Rohrman et al. (2000) bestimmten an der Westend-Brücke in Berlin Änderungen für die ersten 4 Eigenfrequenzen von 8-12% innerhalb eines Jahres.

3 TESTS

3.1 Romeo Brücke

Die Tests wurden an der Romeo Brücke des Obkirchen Autobahnviaduktes (jetzt ersetzt) in der Nähe von Luzern in der Schweiz durchgeführt. Das Viadukt bestand aus einem leicht gekrümmten Brückenpaar (Romeo und Lora). Die Romeo Brücke bestand aus einem vorgespannten Hohlkastenträger mit einer mittleren Spannweite von 37.0 m und zwei seitlichen Trägern mit je 29.0 m Spannweite (Abb. 1). Die Romeo Brücke war 40 Jahre alt und befand sich in einem allgemein guten Zustand. Sie war am Südende auf ei-

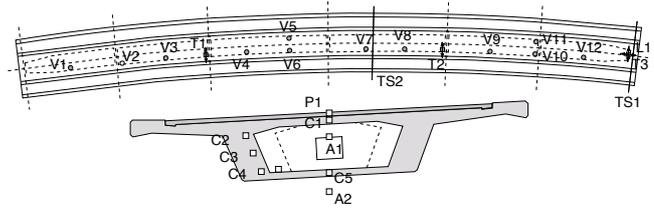


Abb. 2: Plan der Positionen der Beschleunigungsaufnehmer und der Thermosensoren. Positionen der Thermosensoren im Hohlkasten.

nem Betonfundament und am Nordende auf vier Betonstützen mit Betongelenken gelagert.

3.2 Langzeitüberwachung

Vom Mai bis Dezember 2000 wurde ein Langzeitüberwachungssystem mit dem Ziel, den Einfluss von Umweltparametern auf die Schwingungseigenschaften der Brücke zu studieren, installiert. Dieses Überwachungssystem bestand aus 16 Beschleunigungs- und 19 Thermosensoren, davon waren 12 Beschleunigungssensoren (V1...V12) in vertikaler, 3 (T1...T3) in transversaler und einer in longitudinaler Richtung positioniert (Abb. 2). 9 Thermosensoren waren an den Querschnitten TS1 und TS2 installiert. Die Sensoren innerhalb des Querschnittes nahmen die Temperatur des Betons und die Lufttemperatur (A1) im und unter (A2) dem Querschnitt auf. Der Sensor P1 maß die Temperatur im Strassenbelag und der Sensor S1 die Temperatur an der Betonoberfläche im Querschnitt. Ein weiterer Sensor war am Pfeilerfundament installiert. Die Daten wurden stündlich über einen Zeitraum von 10 Minuten aufgenommen. Die Beschleunigungen wurden mit einer Abtastrate von 100 Hz und die Temperaturen mit einer Messung pro Minute aufgezeichnet.

3.3 Eingebrachte Schädigung

Die Brücke wurde nach der Langzeitüberwachung in zwei verschiedenen Szenarios geschädigt. Zuvor wurden die Betonpfeiler am Nordende der Brücke durch hydraulische Pressen ersetzt. Um ein Versagen des Querschnittes gegenüber Scherkräften auszuschliessen, wurden zwei der acht Spannkabel in jedem Steg getrennt. Dies führte zu einer besseren Balance zwischen dem Biege- und Querkraftwiderstand der Brücke und unterstützte die Rissbildung im Beton schon bei geringeren Laststufen.

Im ersten Schadensszenario wurde der Überbau am nördlichen Auflager in zwei Stufen bis zu 60 cm abgesenkt. Dieses produzierte nur einige wenige kleine Risse im Brückendeck in der Nähe des nördlichen Pfeilers. Vor dem Start und nach jeder Stufe des Schadensszenarios wurde ein Modaltest durchgeführt.

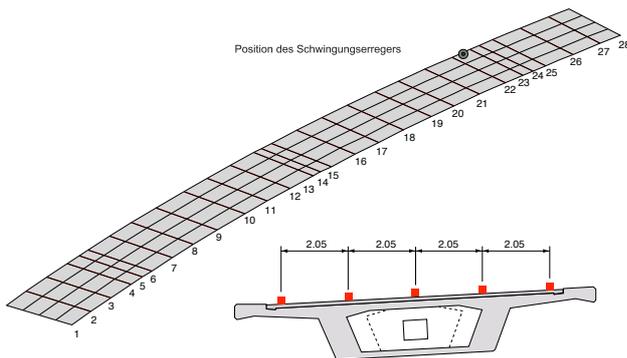


Abb. 3: Meßnetz für die Modaltests

Diese Tests enthielten 140 (28x5) Messpunkte auf dem Brückendeck und wurden durch 28 Konfigurationen realisiert. Für die Schätzung der modalen Parameter mit Hilfe der reinen Ausgangsgrößen- (engl.: *output-only*) Identifikationsverfahren wurden drei Referenzpunkte in die Messungen eingeführt. In jedem Messpunkt wurden die Beschleunigungen in allen drei Verschiebungsrichtungen gemessen. Die Aufzeichnungslänge des Signals betrug 200 s mit einer Abtastrate von 100 Hz.

Im zweiten Schadensszenario (Test 5...9; Tabelle 1) wurde die Brücke in der Mitte des nördlichen Trägers durch zwei 3200 kN starke hydraulische Pressen belastet. Diese spannten zwei Bündel von Stahlstangen vor, die an den unteren Enden in Fundamenten verankert waren. Vier Belastungs- bzw. Entlastungszyklen mit Spitzenkräften von 2370 kN, 3440 kN, 4090 kN und 4800 kN wurden angewendet. Nach der letzten Belastung wies der Überbau in der Mitte des Trägers eine Verschiebung von 20 mm auf. Die ersten Risse traten bei einer Last von 1288 kN auf. Während des letzten Belastungsregimes wurden sehr viele Risse mit einer Länge von 60...100 cm, die über die Hälfte der Länge des Überbaus verteilt waren, festgestellt. Diese Risse begannen an der unteren Platte des Hohlkastens und wiesen unter Vollast eine Rissbreite von 1...3 mm auf. Aufgrund der Vorspannung wurden diese bei Entlastung wieder geschlossen. Vor dem Schadensszenario wurde ein Modaltest am ungeschädigten Zustand des Systems durchgeführt. Während der Modaltests befand sich die Brücke im unbelasteten Zustand, um zusätzliche Einflüsse aus den Randbedingungen der Belastungseinrichtung zu vermeiden. Die Schwingungen wurden während 240 s mit einer Abtastrate von 100 Hz aufgezeichnet.

Die Brücke wurde mit einem servohydraulischen Schwingungserreger mit einer maximalen Kraft von 20 kN angeregt. Die Erregung wurde als stationäres Breitbandrauschen in einem Bereich von 2...20 Hz

Test	Datum	Beschreibung
1	4/1/2001	1. Referenz
2	8/1/2001	Absenkung 46.3 cm
3	10/1/2001	Absenkung 59.2 cm
4	11/1/2001	2. Referenz
5	15/1/2001	3. Referenz
6	16/1/2001	Belastung $F_{\max} = 2370$ kN
7	17/1/2001	Belastung $F_{\max} = 3440$ kN
8	18/1/2001	Belastung $F_{\max} = 4090$ kN
9	19/1/2001	Belastung $F_{\max} = 4800$ kN

Tabelle 1: Durchgeführte Modaltests während der Schadensszenarien

realisiert und mit drei im Winkel von 120° versetzten Kraftmessdosen aufgezeichnet.

4 RESULTATE DER LANGZEITÜBERWACHUNG

4.1 Zeitliche Entwicklung der Eigenfrequenzen

Bei den Messungen unter Betriebsbedingungen stellte der Verkehr die im Sinne der Anregung der Brücke relevante Größe dar. Die Schätzungen der Eigenfrequenzen erfolgten mit den Polen eines AR-Modells, dessen Parameter durch die Lösung der Yule-Walker Gleichung bestimmt wurden (Ljung (1999)). Aus diesen wurden die Mittelwerte für die ersten drei Biege-Eigenfrequenzen extrahiert (andere Frequenzen konnten nicht durchgängig bestimmt werden).

Die Entwicklung der Eigenfrequenzen während 200 Tage (vom 12. Mai bis zum 27. November 2000) ist in der Abb. 4 zu verfolgen. Im Vergleich zu der ersten Hälfte der Zeitserie (Mai bis August) weisen die ersten drei Eigenfrequenzen zu der zweiten Hälfte der Zeitserie (September bis November) einen signifikanten Anstieg auf. In den ersten 100 Tagen schwankten die Eigenfrequenzen stark (z.B. Tage 55...70). Das Leistungsspektrum der Zeitserien der Eigenfrequenzen zeigt Abb. 5. Zwei signifikante Spitzen mit einer Periode von einem und einem halben Tag lassen erkennen, dass die Eigenfrequenzen tägliche Variationen aufweisen.

4.2 Einflüsse der Temperatur auf die Eigenfrequenzen

Ein Vergleich der beiden Zeitserien der Eigenfrequenzen (Abb. 4) und der Temperatur offenbart (Abb. 6) eine ähnliche Beziehung. Der starke Temperaturrück-

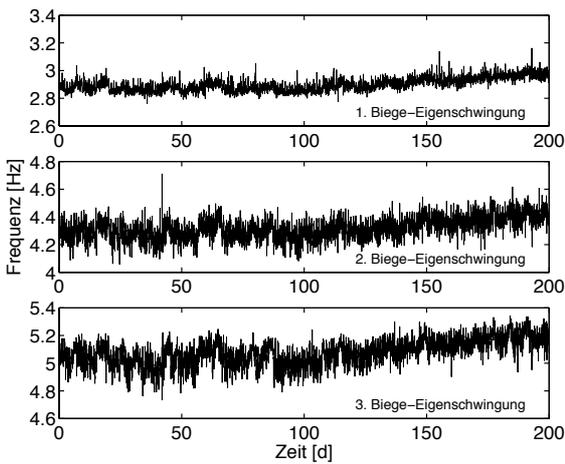


Abb. 4: Verlauf der ersten Biege-Eigenfrequenzen

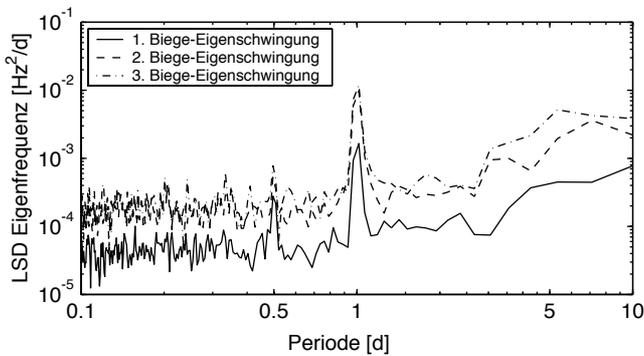


Abb. 5: Leistungsspektrum der Eigenfrequenzen

gang am Tag 55 wird durch einen signifikanten Anstieg der ersten drei Eigenfrequenzen widergespiegelt, was einen direkten Zusammenhang zwischen beiden Größen erkennen lässt.

Die Korrelationskoeffizienten zwischen Eigenfrequenzen und Temperatur weisen für den Belag (P1) (0.868...0.910) und für die obere Kastenplatte (C1) (0.794...0.919) die höchsten und im Kontrast dazu der Steg des Hohlkastens (C3) (0.739...0.870) die geringsten Werte auf. Die höhere Korrelation von C1 und P1 betont die täglichen Schwankungen der Temperatur zum Verhalten der Eigenfrequenzen. Wie Abb. 7 (Eigenfrequenzen und Temperaturen auf ihren Mittelwert über eine 200 Tage Periode normalisiert) zeigt, folgen die täglichen Änderungen der Eigenfrequenzen den Temperaturänderungen des Brückendeckes während der Tage 10...20. Hingegen verändern sich die Eigenfrequenzen z.B. während den Tagen 5...10 signifikant, obwohl die Temperaturen nur geringfügige Schwankungen besitzen. Nach einer Filterung der Zeitserien liegen die Korrelationskoeffizienten in ei-

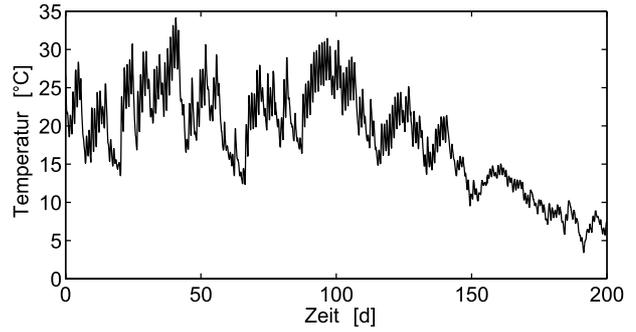


Abb. 6: Zeitlicher Verlauf der Temperatur im Brückendeck

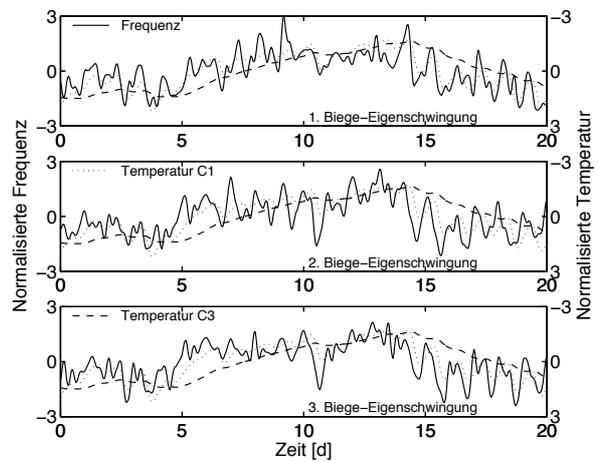


Abb. 7: Vergleich der Kurzzeitänderungen der Temperaturen und der Eigenfrequenzen

nem Bereich von 0.54...0.6. Dies weist auf eine eher moderate Korrelation hin. Offenbar besitzen auch noch andere Parameter als die Temperatur einen nachhaltigen Einfluss auf die Eigenfrequenzen. Dies steht in Übereinstimmung zu Rohrman et al. (2000).

Die Eigenfrequenzen korrelieren wesentlich besser, wenn nur die Langzeitänderungen der Temperatur berücksichtigt werden. Nach einer Tiefpass-Filterung der Zeitserien folgen die normalisierten Eigenfrequenzen eng der normalisierten Temperatur (C1). Damit kann die Beziehung zwischen Frequenz und Temperatur durch ein lineares Regressionsmodell beschrieben werden. Ein Ansteigen von ungefähr $\Delta f_1 = 0.09 \text{ Hz}$ für die erste, von $\Delta f_2 = 0.09 \text{ Hz}$ für die zweite und von $\Delta f_3 = 0.13 \text{ Hz}$ für die dritte Eigenfrequenz konnte bei einem Anstieg der Temperatur von 10 C ermittelt werden. Ähnliche Werte konnten aus Messungen an der Westend-Brücke in Berlin Rohrman et al. (2000) bestimmt werden.

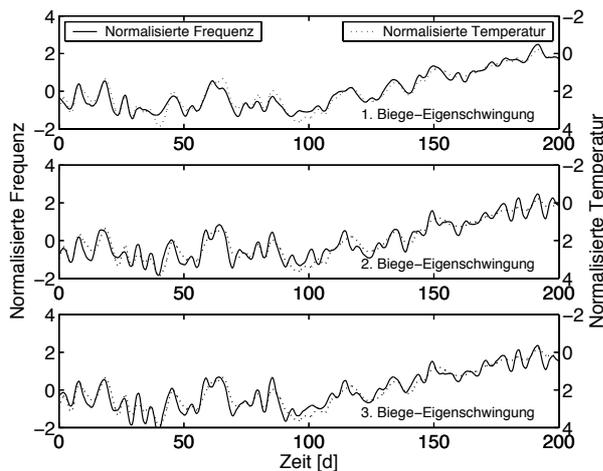


Abb. 8: Vergleich der Langzeitänderungen der Temperatur und der Eigenfrequenzen

5 RESULTATE DER SCHÄDIGUNGSTESTS

5.1 Einfluss der Schädigung auf die Eigenfrequenzen

Zur Überwachung grosser Ingenieur-Strukturen eignen sich in Kombination mit ambierter oder stationärer breitbandiger Erregung die reinen Ausgangsgrößen-Identifikationsverfahren besonders, da sie das Wissen über die Eingangsgrößen nicht benötigen. In diesem Artikel wurde die engl.: *Stochastic Subspace Identification Methods (SSI)*- die *Principal Component (PC)* Methode (Van Overschee and De Moor (1996)), angewendet. Einen Überblick über die SSI-Methoden liefern Peeters et al. (2001b). Das genannte Verfahren ist im Programmsystem *Artemis* (SVS (2000)) implementiert.

Für eine Reduktion des Berechnungsaufwandes wurden nur die vertikalen und transversalen Beschleunigungs-Zeitserien ausgewertet. Die folgenden Untersuchungen zum Einfluss der Schädigung auf die modalen Parameter B1...B3 (B: Biege-Eigenschwingung) und T1...T3 (T: Torsions-Eigenschwingung) wurden auf die Tests 5...9 begrenzt und sind in der Tabelle 2 zusammengefasst. Die erste Biege-Eigenfrequenz sinkt kontinuierlich mit zunehmender Schädigung. Ein ähnliches Verhalten wurde für die Torsionseigenformen T2 und T3 beobachtet. Hingegen steigen die Frequenzen von B2, B3 und T1 erst leicht an, um im weiteren Verlauf leicht abzunehmen. Es wird angenommen, dass dieses Ansteigen auf Ungenauigkeiten im Identifikationsalgorithmus zurückzuführen ist. Die Reduktion der Eigenfrequenzen erscheint im Vergleich zur Schädigung als gering.

Test	5	6	7	8	9
	Risslänge [% der Trägerhöhe]				
	15-25	40-60	50-90	60-100	
B1	3.21	3.18	3.17	3.14	3.10
B2	4.46	4.48	4.48	4.43	4.35
B3	5.40	5.44	5.46	5.41	5.38
T1	8.74	8.76	8.78	8.73	8.59
T2	9.49	9.45	9.44	9.37	9.25
T3	9.99	10.0	10.0	9.96	9.87

Tabelle 2: Eigenfrequenzen während des 2. Schädigungsszenarios

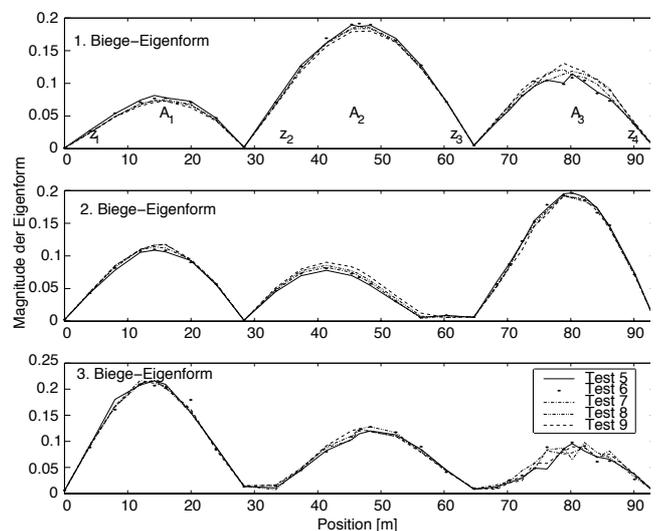


Abb. 9: Magnituden der ersten drei Biege-Eigenformen

5.2 Einfluss der Schädigung auf die Eigenformen

Abb. 9 veranschaulicht die Änderungen der Biege-Eigenformen mit zunehmender Schädigung. Geringe, aber signifikante Änderungen, die mit zunehmender Schädigung sich vergrößern, sind zu beobachten. Die Änderungen der Biege-Eigenformen sind nicht nur auf die geschädigte Region begrenzt, sondern sie sind über die gesamte Länge der Brücke verteilt. Die größten Änderungen wurden für die erste Biege-Eigenform im nördlichen Träger festgestellt. Grosse Änderungen wurden auch für die 2. Biege-Eigenform im mittleren Träger festgestellt, der nicht geschädigt wurde. Die Richtung der Änderungen folgt keinem einfachen Muster. In der geschädigten Region steigen die Magnituden der 1. Eigenform mit zunehmender Schädigung an, während die der 3. Eigenform absinken. Diese Änderungen sind jedoch gering und die 3. Eigenform ist wegen Ungenauigkeiten nicht durchgängig stetig ausgebildet.

Risslänge [% Steghöhe]	MAC-Werte mit Bezug zum Test 5		
	1. Eigenform	2. Eigenform	3. Eigenform
15–25	0.996	0.999	0.994
40–60	0.994	0.998	0.988
50–90	0.992	0.997	0.986
60–100	0.989	0.994	0.989

Tabelle 3: Einfluss der Schädigung auf die MAC-Werte der ersten drei Biegeschwingungen.

6 EINFLUSS DER SCHÄDIGUNG AUF DIE MAC-WERTE

Ein einfacher Index für die Charakterisierung von Einflüssen der Schädigung auf die Eigenformen stellt der engl.: *Modal Assurance Criterion (MAC)* Wert (Natke et al (1997)) dar, der das Mass der Korrelation zwischen zwei Vektoren misst. Die Tabelle 3 listet die MAC-Werte der ersten drei Biege-Eigenformen B1, B2 und B3 für die Tests 6 bis 9 im Bezug zum Test 5 auf. Die ersten beiden MAC-Werte weisen eine monoton sinkende Tendenz mit zunehmender Schädigung auf, der MAC-Wert der dritten Eigenform zeigt einen starken Abfall bis zum Test 7 und verbleibt relativ konstant bis zum Test 9. Die relativen Änderungen der MAC-Werte fallen geringer aus als die Änderungen der Eigenfrequenzen aus.

6.1 Einfluss der Schädigung auf die Änderungen der Eigenformenflächen

Die Grundidee der Eigenformflächen beruht auf einer Unterteilung entlang der longitudinalen Achse der Brücke in n Teile. In diesen Teilen werden die Änderungen der Flächen, die von den Funktionen der Eigenformen $\phi(x)$ eingeschlossen werden, ausgewertet. Die Fläche, die von den Magnituden der Eigenform eingeschlossen ist, berechnet sich zu

$$\int_0^L |\phi(x)| dx = \sum_{i=1}^n \int_{z_{i-1}}^{z_i} |\phi(x)| dx = \sum_{i=1}^n A_i(\phi), \tag{1}$$

mit z_{i-1} und z_i als der linken und rechten Grenze des Teiles i . Für einen Vergleich der unterschiedlichen Schädigungsstufen werden die Flächen $A_i(\phi)$ normalisiert

$$\sum_{i=1}^n \frac{\int_{z_{i-1}}^{z_i} |\phi(x)| dx}{\int_0^L |\phi(x)| dx} = \sum_{i=1}^n \bar{A}_i(\phi) = 1. \tag{2}$$

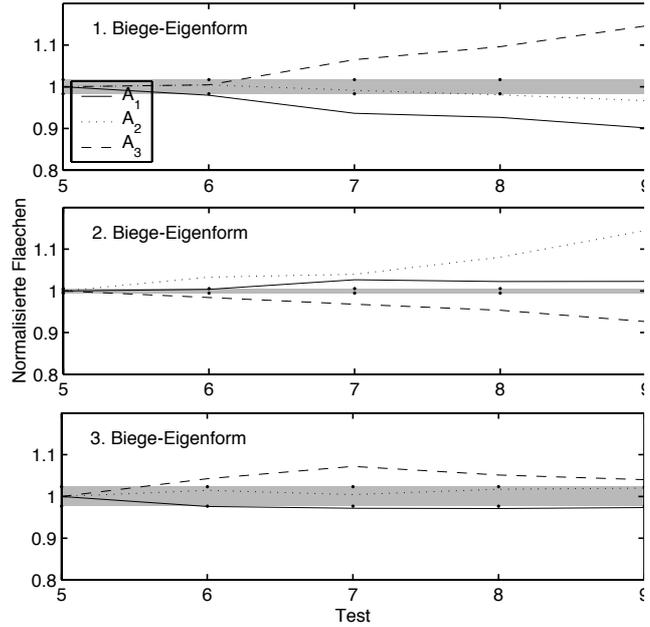


Abb. 10: Relative Änderungen des Eigenformflächenindex

Bezogen auf diese Art der Normalisierung werden die Änderungen der normalisierten Fläche $\bar{A}_i(\phi)$ kompensiert durch Änderungen der Flächen in anderen Teilen der Struktur. Für die Analyse der Biege-Eigenformen der Romeo Brücke wurde eine solche Partitionierung vorgenommen. Die Grenzen wurden an den Enden der Träger definiert. So entstanden drei Flächen $\bar{A}_i(\phi)$ mit $i = 1, 2, 3$. Abb. 10 veranschaulicht die Änderungen dieser Flächen in Abhängigkeit der eingebrachten Schädigung für die ersten drei Biege-Eigenformen. Die Flächen $\bar{A}_i(\phi)$ wurden auf den Test 5 normalisiert. Die grauen Flächen verdeutlichen die Schätzung des Fehlers (der Standardabweichung) der Flächen $\bar{A}_i(\phi)$. Die erste Biege-Eigenform zeigt signifikante, mit zunehmender Schädigung monoton ansteigende Änderungen der Flächen $\bar{A}_1(\phi)$ und $\bar{A}_3(\phi)$ und die zweite Biege-Eigenform monoton ansteigende Änderungen der Flächen $\bar{A}_2(\phi)$ und $\bar{A}_3(\phi)$ an. Eine solche systematische Tendenz wurde bei der dritten Biege-Eigenform nicht festgestellt, eine Folge ihrer besonderen Unstetigkeit im nördlichen Trägerteil.

6.2 Detektion und Lokalisierung von Schäden mit Hilfe der Änderung der Flexibilitätsmatrix

Die Flexibilitätsmatrix mit der Ordnung n wird durch

$$F_n = \sum_{i=1}^n \frac{1}{\omega_i^2} \phi_i \phi_i^T \tag{3}$$

mit der Eigenkreisfrequenz ω_i und den zugehörigen massennormalisierten Eigenformen ϕ_i experimentell bestimmt. Für eine Lokalisierung von Schädigungen

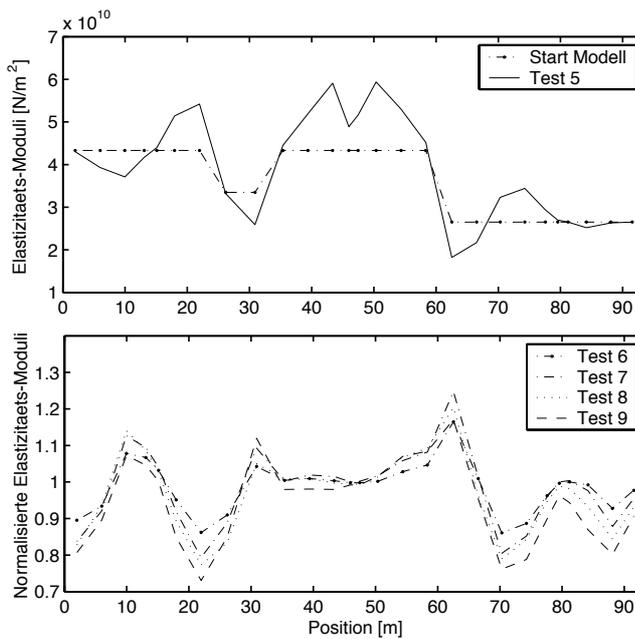


Abb. 11: Verteilung der E-Moduli des FE-Modells nach dem Abgleich auf Tests 5. Auf den Test normalisierte Änderungen der E-Moduli.

wird die Änderung der Flexibilitätsmatrix zwischen dem ungeschädigten und geschädigten Zustand untersucht. Die Spalteneinträge mit den größten Beträgen weisen auf eine mögliche Schädigung hin. Die ersten drei Biege-Eigenformen wurden für die Berechnung der Flexibilitätsmatrix benutzt. Die Entwicklung der Änderung der Flexibilitätsmatrix mit zunehmender Schädigung veranschaulicht Abb. 12. Nach dem Test 6 besitzt jeder Träger der Brücke eine ähnliche Magnitude. Mit zunehmender Schädigung wachsen die Spitzen der Magnituden des mittleren und nördlichen Trägerteils gegenüber jenem des südlichen Trägerteils an. Nach dem Test 8 erscheint die Tendenz eindeutiger. Die Spitzen des nördlichen Trägerteils besitzen zweimal so grosse Beträge wie die des mittleren und des südlichen Trägerteils. Diese Tendenz erscheint nach dem Test 9 noch verstärkt.

6.3 Schätzung der Schädigung mit Hilfe eines Modell-Abgleichs

Die sensitivitätsbasierten Modell-Abgleich Methoden, die auf der Grundlage experimentell bestimmter modaler Parameter arbeiten, wurden für die Bestimmung der Verteilung der Steifigkeit entlang der Brückenlängsachse angewendet. Die Modellierung des Brückenüberbaus erfolgte mit 27 Balkenelementen, deren Knoten mit den Koordinaten der Modaltests übereinstimmen. Die Elastizitätsmoduli der Balkenelemente wurden als freie Parameter gewählt. Es wurde von einer während der Schädigungsszenarios konstanten Massenverteilung ausgegangen. Zu Beginn erfolgte

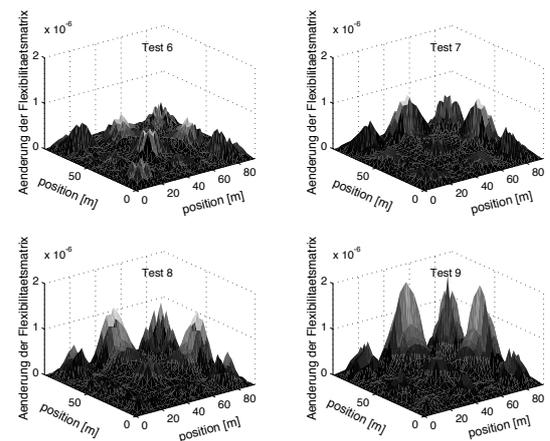


Abb. 12: Änderungen der Flexibilitätsmatrix bezogen auf den Test 5.

die Anpassung des Modells an die modalen Parameter des Tests 5 durch „Trial and Error“. Die Berechnungen des Modell-Abgleichs wurde mit Hilfe des Programmsystems FEM-Tools (DDS (2002)) durchgeführt. Dazu fanden die ersten drei Biege-Eigenformen und Biege-Eigenfrequenzen entlang der mittleren Achse des Meßnetzes (Abb. 3) Verwendung. Vorher geschah die Umwandlung der komplexen Eigenformen in reelle Eigenformen (Friswell et al.(1995)).

Der Modell-Abgleich mit den Daten der Tests 6-9 wurde durchgeführt, indem die ermittelten freien Parameter des Modells aus dem vorherigen Test als Startmodell genutzt wurden. Abb. 11 zeigt die Änderung der Elastizitätsmoduli normalisiert auf den Test 5. Diese waren nicht allein auf den geschädigten Träger begrenzt. Mit zunehmender Schädigung wurden zwei Bereiche mit Steifigkeitsverlusten identifiziert: Der geschädigte nördliche Träger und der nicht geschädigte südliche Träger. Die geringeren Änderungen in den anderen Teilen der Struktur zeigen keinen systematischen Trend zur Schädigung auf.

7 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Resultate zeigen, dass auch bei nachhaltiger Schädigung nur geringfügige Änderungen der Eigenfrequenzen eintreten. Die Auswertung der Daten aus der Langzeitüberwachung wies auf einen signifikanten Effekt von Umweltbedingungen, insbesondere der Temperatur, auf die Eigenfrequenzen hin. Die jährlichen Änderungen betragen näherungsweise $\Delta f_1 \approx 0.3 \text{ Hz}$, $\Delta f_2 \approx 0.35 \text{ Hz}$ und $\Delta f_3 \approx 0.5 \text{ Hz}$. Diese Beträge sind weitaus größer als die Verringerung der Eigenfrequenzen aufgrund der eingebrachten Schädigung.

Die Änderungen der Eigenformen nehmen mit fortschreitender Schädigung zu. Aufgrund der statischen

Unbestimmtheit des Systems treten diese Änderungen auch an den nichtgeschädigten Teilen der Brücke auf. Für eine Detektion der Schädigung mit Hilfe der Eigenformen erscheint der Eigenformflächenindex als besser geeignet als die weniger sensitiven MAC-Werte. Relative Änderungen von >10% wurden nach dem letzten Belastungszyklus festgestellt. Damit liegen diese relativen Änderungen auch über denen der Änderungen der Eigenfrequenzen.

Für eine Detektion und Lokalisierung von Schädigungen erscheinen die Änderungen der Flexibilitätsmatrix als begrenzt geeignet, eine eindeutige Zuordnung konnte erst ab dem Test 8, bei dem zahlreiche Risse in den Überbau eingetragen worden waren, erfolgen.

Die Lokalisierung und Quantifizierung mit der sensitivitätsbasierten Modell-Abgleich Methode war mit der Anzahl von 27 frei gewählten Parametern nicht eindeutig. Der nördliche Träger wurde aber als ein Kandidat einer möglichen Schädigung identifiziert. Diese Mehrdeutigkeit liegt in der Schlechtgestellttheit des inversen Problems begründet. Die Schlechtgestellttheit bedingt auch die relativ hohen Unterschiede in der Biegesteifigkeit.

Die Resultate dieser Studie zeigen, dass es nicht möglich war, Schäden in einem frühen Stadium zuverlässig zu detektieren, lokalisieren und zu quantifizieren. Hauptgründe dafür sind einerseits in der starken Beeinflussung der Umweltparameter auf die modalen Parameter zu sehen. Andererseits ist der Effekt zu berücksichtigen, dass nach der eingebrachten Schädigung die Risse wieder durch den Spannbeton überdrückt und damit der Steifigkeitsverlust teilweise kompensiert wurde.

LITERATUR

DDS, (2002), FEMTools, Leuven, Belgium, 2.2 edition

Flesch, R. & Kernbichler, K., (1989) Dynamische Untersuchung des Tü Lavant / Entwicklung eines dynamischen Brückeninspektionsverfahrens, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Abt. Straßenforschung

Farrar, C. R. & Jauregul, D. A. (1998), Comparative Study of Damage Identification Algorithms applied to a Bridge i. Experiment, *Smart materials and Structures*, 7(5), 704-719

Friswell, M. I. & Mottershead, J. (1995), Finite Element Model Updating in Structural Dynamics, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht Boston London

Huth, O. (2002), Ein adaptiertes Polyreferenz-Verfahren und seine Anwendung in der Systemidentifikation, Institut für Strukturmechanik, Bauhaus-Universität Weimar

Lenzen, A. (1994), Untersuchung von dynamischen Systemen mit der Singulärwertzerlegung – Erfassung von Strukturveränderungen, Institut für Mechanik, Ruhr-Universität Bochum

Ljung, L. (1999), *System Identification: Theory for the User*, Prentice-hall information and system sciences series, Prentice Hall PTR, Upper Saddle River, NJ, second edition

Peeters, B. & de Roeck, G. (2001a), One-year Monitoring of the Z24 Bridge: Environmental Effects versus Damage Events. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(1), 149-171

Peeters, B. & de Roeck, G. (2001b), Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: A Review, *Journal of Dynamic Systems, Measurements and Control*, 123(4), 659-667. Using Smart Source Parsing.

Kraemer, C., de Smet, C.A.M., de Roeck, G. (1999), Brite-Euram Project SIMCES, Task A1 and A2: Long Term Monitoring and Bridge Tests. Report 168'349/21, Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research (EMPA), Duebendorf, Switzerland, Los Alamos, USA

Maeck, J. & de Roeck, G. (2003), Damage Assessment using Vibration Analysis on the Z24-Bridge, *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(1), 133-142

Mayes, R. (1992), Error localization using mode shapes – an application to a two link robot arm, *Proceedings of the 10th International Modal Analysis Conference*, San Diego, California, 886-891

Natke, H. G., Cempel, C. (1997) *Model-Aided Diagnosis of Mechanical Systems*. Springer Verlag, Berlin Heidelberg

Pandey, A., Biswas, M., Samman, M (1991), Damage Detection from Changes in Curvature Mode Shapes, *Journal of Sound and Vibration*, 145(2), 321-332

Pandey, A. & Biswas, M., (1994) Damage Detection in Structures using Changes in Flexibility, *Journal of Sound and Vibration*, 169(1), 3-17

Rohrmann, R. G. (1985), Theoretische Ermittlung von Bauwerksschäden mit Hilfe dynamischer Methoden, *Proceedings Symposium Nondestructive Testing in Civil Engineering*, ZFB-Bau, Berlin 1985

Rohrmann, R. G. (2000), Baessler, M., Said, S., Ruecker, W.F., Structural Causes of Temperature affected Data of Civil Structures obtained by Long Term Monitoring, *Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference*, San Antonio, Texas, 1-7

Salawu, O.S. (1997), Detection of Structural Damage through Changes in Frequency: a review. *Engineering Structures*, 19(9), 718-723

Steffens, K., Bucher, C., Opitz, H., Quade, J., Schwesinger, P., (1997), EXTRA II-Zwischenbericht, Hochschule Bremen

SVS, (2002), Artemis, Aalborg, Denmark, 2.05 edition

Van Overschee, P. & De Moor (1996), *Subspace Identification für Linear Systems – Theory, Implementation, Applications*, Kluwer Academic Publishers

Zustandsuntersuchungen dynamisch stark beanspruchter Brücken

Peter Trombik¹, Pascal Fleischer¹ und André Maurer²

¹Trombik Ingenieure AG, Zürich

²Furter + Partner AG, Wettingen

1 EINLEITUNG

Zwei aktuelle Zustandsuntersuchungen dynamisch stark beanspruchter Brückenbauwerke werden hier vorgestellt. Die dynamische starke Beanspruchung ist im Sinne deutlich spürbarer Erschütterungen der Tragstruktur zu verstehen, das bedeutet, dass infolge einer wiederkehrenden Anregungskraft die Bausubstanz stark in Schwingung versetzt wird und allenfalls nicht entsprechend ihrer Funktion genutzt werden kann.

Für das erste Projekt, eine provisorisch erstellte Fussgängerbrücke für den Hauptzugang zur Landesausstellung EXPO.02 in Biel, wurden Schwingungsmessungen zwecks Feststellung des dynamischen Verhaltens durchgeführt. Beim zweiten Projekt handelt es sich um eine 1962 erstellte Strassenbrücke, die ausserhalb von Chiasso den 11-gleisigen Güter- und Umladestrang des Rangierbahnhofes überquert. Für die detaillierte Untersuchung wurde ein durch Messungen kalibriertes, dynamisches FE-Modell der Brücke erstellt, um damit Sanierungsmassnahmen auszuarbeiten.

Eine praxisgerechte Ermittlung der wesentlichen dynamischen Kenngrössen bedarf vertiefter Überlegungen in Bezug auf Art und Auswahl der massgebenden Messparameter, vorgängig zu jeder Messkampagne (Messgrössen, Frequenzbereich, Anregung, Messpositionen, Datenmenge, usw.). Deshalb wird bei der Vorstellung der Zustandsuntersuchungen auf ausgewählte Punkte des Messkonzeptes hingewiesen.

Die Bestimmung der dynamischen Eigenschaften eines Bauwerks aufgrund von Erschütterungsmessungen ist eine einfache und rasch durchzuführende Methode. Über ein kalibriertes Modell lassen sich alsdann gewünschte Parameter rechnerisch untersuchen und Ertüchtigungsmassnahmen ausarbeiten.

2 FUSSGÄNGERBRÜCKE EXPO.02, BIEL

Menscheninduzierte Schwingungen einer leichten Stahlbrücke.

2.1 Objekt- und Auftragsbeschrieb

2.1.1 Brücke Expo

Für die Schweizerische Landesausstellung EXPO.02 wurden in Biel für die bessere Erschliessung des Ausstellungsgeländes unter anderem eine Fussgängerpassarelle über die Aarbergstrasse erstellt. Die Fertigstellung erfolgte kurz vor der Eröffnung; bevor die Brücke jedoch für das Publikum freigegeben wurde, wurden ihre dynamischen Eigenschaften aufgrund von Schwingungsmessungen (Schwingungsformen, Grund-Eigenfrequenzen, Dämpfung, Schwinggeschwindigkeiten und durchschnittlichen Betriebs-Beschleunigungen) überprüft und mit den zulässigen Richtwerten verglichen.

Als Brückenbelastung wurden insbesondere vom Bahnhof her schubweise auftretende Fussgängerströme erwartet, welche die leichte, mit einer Spannweite um 30 m erstellte Brücke anregen konnten.



Abb. 1: Ansicht Passarelle Aarbergstrasse

Bei der temporären, aus Gerüstbauelementen erstellten Brücke handelte es sich um eine Konstruktion aus Stahlfachwerkträgern und Holztraversen, „zusammengesteckt“ aus Elementen eines modularen Gerüstsystems. Die Hauptträger aus Stahl wurden aus gleichen, neben- und hintereinander gereihten, miteinander verbolzten Brückenfeldern gebildet.

2.1.2 Beurteilungskriterien

Die dynamische Beurteilung sollte in erster Linie einerseits über die Brückeneigenfrequenzen (Frequenzabstimmung) und andererseits über bei simuliertem Publikumsverkehr gemessenen Betriebs-Beschleunigungen erfolgen.

Frequenzabstimmung

Die Frequenzabstimmung ist eine grobe und pauschale, aber bewährte Methode zur Schwingungsbegrenzung. Dies berücksichtigt ebenfalls die Schweizer Norm SIA 160, Ausgabe 1989.

Art. 3 34 8 Bei Bauwerken für Fussgänger und Radfahrer sind Eigenfrequenzen zwischen 1,6 und 2,4 Hz sowie zwischen 3,5 und 4,5 Hz zu vermeiden. Läufer können auch bei Bauwerken mit Eigenfrequenzen zwischen 2,4 und 3,5 Hz Schwingungen anregen.

Dies betrifft die vertikalen Schwingungen. Horizontal sind Eigenfrequenzen zwischen 0,7 und 1,3 Hz zu vermeiden. Um sicher zu gehen, wird sogar vorgeschlagen, dass die erste horizontale Eigenfrequenz nicht kleiner als 3,4 Hz sein soll. Aktuelle Beispiele der Nichtbeachtung dieser Entwurfsregel sind die Millennium Bridge, London, sowie die Solférino Footbridge, Paris. Beide Brücken mussten kurz nach der Eröffnung infolge starker horizontaler Schwingung wieder geschlossen und nachträglich ertüchtigt werden.

Dies wird auch von der neuen Norm SIA 260, Ausgabe 2003, Tabelle 10 (Richtwerte für Eigenfrequenzen von Fuss- und Radwegbrücken) berücksichtigt. Horizontale Schwingungen dürfen in Querrichtung 1,3 Hz und in Längsrichtung 2,5 Hz nicht unterschreiten. Vertikal muss der Bereich zwischen 1,6 und 4,5 Hz vermieden werden.

Betriebsbeschleunigung

Die Brücke wurde einem 1:1 Test ausgesetzt, dass heisst verschiedene Nutzungszustände der Brücke durch einzelne Personen und vor allem durch Personengruppen erzeugt. Eine Extrapolation auf eine volle Belastung der Brücke wurde nicht durchgeführt. Hier hätten vertiefte Überlegungen zum Beispiel in Bezug auf die Bewegungsfreiheit der Personen in Abhängigkeit der Gangart angestellt werden müssen.

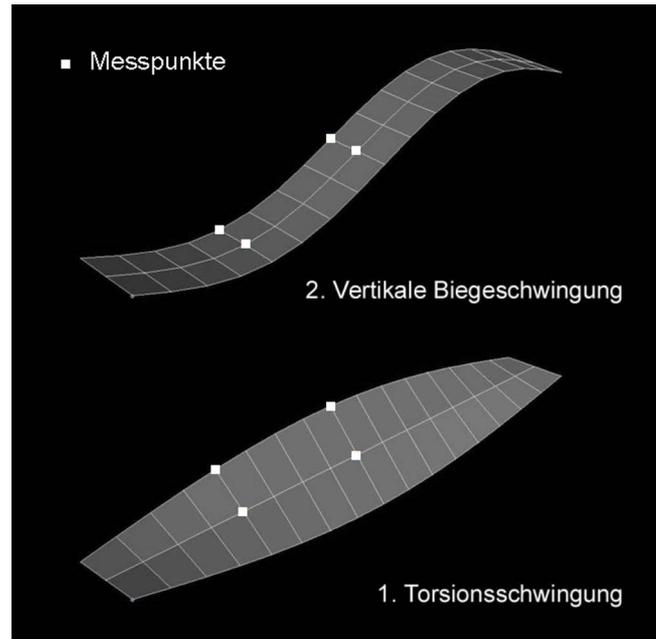


Abb. 2: Messanordnung in Abhängigkeit der ersten Eigenfrequenzen.

2.2 Planung und Durchführung

2.2.1 Messkonzept

Alle möglichen Eigenfrequenzen inklusive deren höhere Eigenformen sollten überprüft werden. Dies betrifft insbesondere die Festkörperschwingungen, die vertikalen sowie horizontalen Biegeschwingungen und auch die Torsionsschwingungen. Aus diesem Grund wurden jeweils an vier Messpunkten gleichzeitig gemessen. Dies ermöglichte bei der Auswertung die Unterscheidung der gemessenen grundlegenden Eigenformen, und auch höhere Eigenformen bei einem überlagernden Mitschwingen.

Die Erschütterungsmessungen erfolgten an jedem Messort dreikanalig: vertikale Richtung (z) und zwei zueinander rechtwinklige, horizontale Richtungen (x: entlang der Brückenlängsachse und y: quer zur Brückenlängsachse).

2.2.2 Brückenanregung

Für die Bestimmung der Eigenfrequenzen und der Dämpfung erfolgte die Anregung der Brücke jeweils durch den Sprung einer Person in die entsprechende Richtung.

Die verschiedenen Betriebszustände wurden durch vorübergehende Einzelpersonen und Personen(gruppen) simuliert. Dabei handelte es sich um die typischen, dynamischen Erregungsarten bei einer Fussgängerbrücke (normales und zügiges Gehen, Laufschrift, Hüpfen am Ort, mutwilliges Aufschaukeln).



Abb. 3: Gruppenanregung: Gehen, gemeinsames Überqueren der Brücke

Die Anregung durch eine Person beschränkte sich auf folgende Zustände:

- Gehen, überqueren der Brücke entlang der Mittelachse und am Brückenrand
- Joggen, überqueren der Brücke entlang der Mittelachse und am Brückenrand
- Hüpfen, absichtliches Anregen der Brücke in der Brückenmitte und am Brückenrand

Die Anregung durch mehrere Fussgänger (20 Personen) lässt sich wie folgt unterteilen:

N°	Beschrieb der Anregung
1	Gehen, regelloses Überqueren der Brücke in beiden Richtungen
2	Gehen, gemeinsames Überqueren der Brücke
3	Joggen, gemeinsames Überqueren der Brücke
4	Hüpfen, Absichtliches Anregen der Brücke in der Brückenmitte
5	Joggen, gemeinsames Überqueren der Brücke im Gleichschritt

Als Normalzustand der Brückenbelastung dürfen die Messungen „Regelloses Überqueren der Brücke in beiden Richtungen“ betrachtet werden. Dabei handelte es sich grösstenteils um Breitbandanregungen (Fußgängergruppe mit phasenverschobenen und/oder unterschiedlichen Schrittgeschwindigkeiten). Bei einigen Messungen handelte es sich um Schmalbandanregungen: die Brücke wurde mit einer durch die Schrittart oder durch das bewusste Anregen der Eigenschwingung der Brücke vorgegebenen Frequenz belastet. Die Hauptfrequenzen der vertikalen Anregungsspektren entsprechen den nachfolgenden Werten:



Abb. 4: Gruppenanregung: Gehen, regelloses Überqueren der Brücke in beiden Richtungen

Aktivität	Aktivitätsfrequenz
Gehen	1,6 – 2,4 Hz
Laufen	2,0 – 3,5 Hz
Springen	1,8 – 3,4 Hz

Horizontal kann die Anregungsfrequenz noch tiefer liegen: Eigenfrequenzen mit der halben Schrittfrequenz, also unter 1,0 Hz, können durch schlangenartiges Gehen angeregt werden. Dies wurde unter anderem auch aufgrund der Schwingungsprobleme „Millenium Bridge, London“ genauer untersucht.

2.3 Messresultate

2.3.1 Eigenfrequenzen

Das Bestimmen der Eigenfrequenzen erfolgte über das Auswerten des Ausschlagens der Brücke nach dem Anregen durch den Sprung einer Person. Wie erwartet traten die maximalen Schwinggeschwindigkeiten bei allen Versuchen in vertikaler Richtung in der Brückenmitte / Feldmitte auf.

1. Vertikale Biegeschwingung: 3.2 Hz

Diese erste vertikale Grundschiwingung dominiert die Messresultate derart stark, dass durch reines Betrachten der verschiedenen Amplitudenspektren nur beschränkt Rückschlüsse auf die weiteren und höheren Eigenformen abgeleitet werden konnten.

Die ausgeprägte vertikale Grundeigenfrequenz der unbelasteten Brücke mit einem Wert von 3.2 Hz liegt zwischen den gemäss Schweizer Norm definierten Bereich und genügte somit den an die Brücke gestellten Anforderungen.

2.3.2 Dämpfung

Die anhand der Eigenfrequenzmessungen eruierten Dämpfungsmasse (logarithmische Dekremente der Ausschwingversuche) lagen zwischen 0,8 und 1,5 %. Diese Werte sind relativ gering. Bei steigenden Schwinggeschwindigkeits- bzw. Wegamplituden leistete jedoch bei dieser verholzten Fussgängerbrücke die Systemdämpfung (Energiedissipation durch Reibung) einen wesentlichen Zusatzbeitrag, welcher zu einer deutlichen Erhöhung des Dämpfungsmasses führte. Befanden sich mehrere Personen auf der Brücke, so wurde die Dämpfung durch die Personen selbst noch einmal zusätzlich erhöht.

2.3.3 Schwingungsamplituden

In alle Richtungen konnte deutliche Schwingungen registriert werden, bei den horizontalen bis maximale 15 mm/s, bei den vertikalen bis 100 mm/s (dies war gleichzeitig die obere Grenze des Messbereichs der Messgeräte).

Die maximale Wegamplitude aller Schwingungsmessungen liegt bei 7.2 mm (absichtliches Anregen der Brücke in der Brückenmitte). Dieser Wert der maximalen Auslenkung entspricht in Funktion der Spannweite einem $l / 4'000$ und ist um ein vielfaches kleiner als die Auslenkung infolge statischer Lasten.

Die Beschleunigungen auf der Brückenoberfläche erreichten Werte bis 4 m/s^2 . Interessanterweise wurde dieser Wert nicht bei einem bewussten Anregen der Brückeneigenfrequenz erreicht, sondern beim ge-

meinsamen Joggen über die Brücke festgestellt (Messungen N° 3). Eine Abstimmung und Synchronisation der Trittfrequenz auf die Brückenschwingung hat sich von selbst eingestellt. Nachfolgend die maximalen Beschleunigungswerte (in m/s^2):

N°	a_x	a_y	a_z
1	0.4	0.5	1.1
2	0.4	0.5	2.2
3	0.3	0.5	3.9
4	0.4	1.2	3.3
5	0.5	0.6	2.5

2.3.4 Schwingungseinwirkung auf das Bauwerk

Die durch Menschen verursachten Schwingungen führen hier zu keiner Schädigung an den tragenden Bauteilen. Es können jedoch mehr oder weniger schwere Schäden an nichttragenden Bauteilen hervorgerufen werden: Schäden im Sinne einer Verminderung des Gebrauchswertes. Das Übertragen der Schwingungen auf an der Brücke befestigte Elemente, wie z. B. die Fahrleitungen des Trolleybusses, wurde durch konstruktive Massnahmen verhindert.

2.4 Zusammenfassung

Die Brücke „Passarelle Aarbergstrasse“ konnte auf Grund der leichten Bauweise und der relativ grossen Spannweite leicht in Schwingung versetzt werden, sowohl bei Einzel- als auch bei Gruppenbelastungen waren die mechanischen Schwingungen deutlich spürbar. Durch ungeordnetes Gehen mehrerer Personen über die Brücke (normale Benützung) wurden maximale Beschleunigungen um $1,0 \text{ m/s}^2$ gemessen.

Wurde die Brücke mutwillig in Schwingung versetzt, konnte dies von einzelnen (meist älteren) Personen als unangenehm empfunden werden. Wegamplituden um 7 mm, Schwinggeschwindigkeiten grösser als 100 mm/s und Beschleunigungen um $4,0 \text{ m/s}^2$ wurden hierbei eruiert.

Die gemessenen Eigenfrequenzen (erste vertikale Biegeschwingung von 3.2 Hz) lagen aber gemäss SIA 160 im zulässigen Bereich. Das Dämpfungsmass wurde im Mittel zu 1,2 % bestimmt. Mit zunehmender Schwinggeschwindigkeit stieg das Dämpfungsmass der verholzten Stahlfachwerkträgerkonstruktion an; ein noch grösseres Aufschaukeln als bei der durchgeführten Messkampagne einzig durch Personengruppen erschien nur noch begrenzt möglich.

In erster Linie dank der guten Dämpfung (verholzten Stahlfachwerkkonstruktion) konnte die Brücke ohne zusätzliche Massnahmen der Öffentlichkeit übergeben werden.

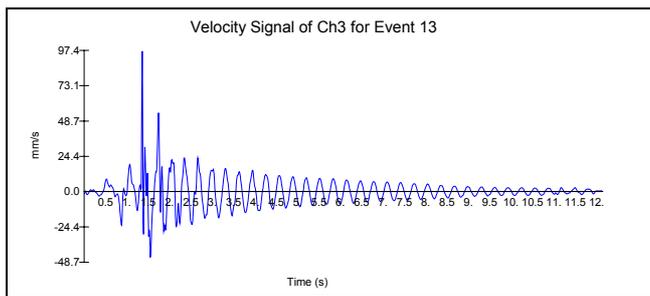


Abb. 5: Typischer Schwingungsverlauf: Eigenfrequenzmessung, Brückenausschwingen.

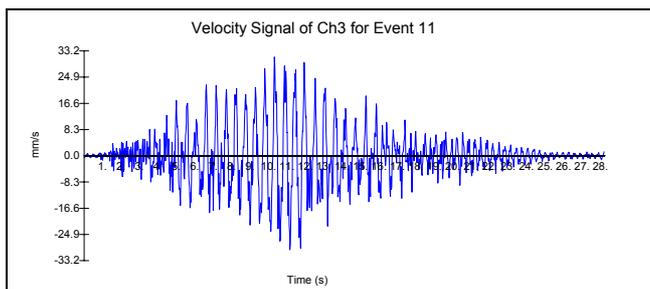


Abb. 6: Typischer Schwingungsverlauf: Messungen N° 2, Gehen, gemeinsames Überqueren

3 STRASSENBRÜCKE IN POBBIA

Impulsanregung einer Stahlbetonbrücke infolge Strassenlasten (Fahrbahnübergang-Überfahrten)

3.1 Projektbeschreibung zur "Cavalcavia Pobbia"

Die im Jahre 1962 gebaute Brücke, respektive die Überführung (it. Cavalcavia) "Cavalcavia Pobbia" liegt ca. 2 km westlich von Chiasso (TI), im kleinen Weiler Pobbia, und verbindet die Ortschaften Novazzano und Chiasso. Sie wird sehr stark befahren und dient hauptsächlich der Erschliessung von Chiasso. Ein weiterer Grund für das starke Verkehrsaufkommen ist die nahe gelegene Autobahnzufahrt zur Nationalstrasse A2, die den Transport- und Güterverkehr zwischen Italien und Bellinzona verbindet. Die ca. 100 m lange Balkenbrücke überquert in diesem Bereich die 11-spurige Geleisestrecke des Rangierbahnhofes Chiasso.

Die 5-feldrige Brücke wurde in Längsrichtung als statisch bestimmtes Gerbersystem ausgebildet und ist symmetrisch. Die Rand- und der Mittelträger kragen jeweils in die Nachbarfelder und werden durch einen eingehängten Träger geschlossen. Die Randträger weisen eine Spannweite von 14.0 m auf und reichen 3.0 m in das nächste Feld hinein. Der eingehängte Träger im angrenzenden Feld überspannt 11.0 m und das Mittelfeld 23.82 m.

Die nachfolgend beschriebene Zustandsuntersuchung inklusive Sanierungskonzept wurde im Rahmen einer Diplomarbeit von Herrn André Maurer erarbeitet.

3.2 Erstbeurteilung / Begehung

3.2.1 Einwirkungen Strassenverkehr

Auf Grund der schlechten Fugenausbildung, respektive der stark beschädigten Fahrbahnübergänge in den Gelenken des Gerbersystems, wird die Brücke bei passierenden Fahrzeugen durch impulsartige Schläge stark angeregt und schwingt dann aus.

Auf der ganzen Brücke waren diese Schwingungen bei der Begehung deutlich spürbar: Die Brücke weist ein schlechtes Schwingungsverhalten auf. Zusätzlich wurde festgestellt, dass der Fahrleitungs-

schutz durch die Schwingungen so angeregt wurde, dass dieser hörbar zu klappern begann.

3.2.2 Einwirkungen Bahnverkehr

Der Einfluss der Bahnerschütterungen ist vernachlässigbar (dies wurde durch die Messungen bestätigt): Einerseits wird ein grosser Teil der Erschütterungen durch die eingebauten Lager gedämmt, andererseits unterfährt der Bahnverkehr die Brücke mit sehr kleinen Geschwindigkeiten - nach Angaben der SBB fährt der Bahnverkehr auf dem Rangierbahnhof Chiasso und somit auch im Bereich der Brücke, auf Sicht, das heisst die Geschwindigkeit darf höchstens 40 km/h betragen.

3.3 Erschütterungsmessungen

Mit den Erschütterungsmessungen wurde das Schwingverhalten der Brücke erfasst. Diese Daten wurden zusätzlich für die Kalibrierung des Computermodells beim Studium möglicher Sanierungskonzepte verwendet.

3.3.1 Abschätzung der Eigenfrequenzen und der Schwingungsformen

Auf Grund der vorhandenen Pläne wurde ein vereinfachtes, möglichst wirklichkeitstreuere Computermodell erstellt. Dieses lieferte erste Anhaltspunkte bezüglich den zu erwartenden ersten Eigenfrequenzen und ihren entsprechenden Schwingungsformen.

N°	Frequenz	N°	Frequenz
1	3.22	6	11.30
2	6.73	7	19.83
3	9.14	8	21.61
4	9.85	9	24.32
5	10.10	10	30.38

Tab. 1: Abgeschätzte erste Eigenfrequenzen.

Die zwei niedrigsten Eigenfrequenzen treten als Biege- und Torsionsschwingung im mittleren Brückenträger auf.

Das Konzept der Erschütterungsmessungen wurde

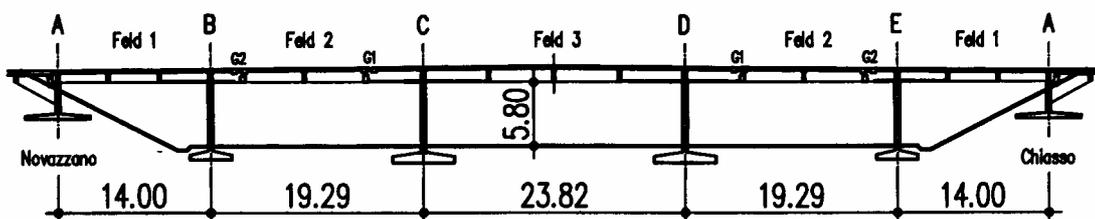


Abb. 7: Schematischer Längsschnitt der Strassenbrücke Pobbia

entsprechend den zu erwartenden Eigenschwingungen entworfen – die verschiedenen Eigenwerte sollten erfasst werden können. Die Messung der Erschütterungssituation erfolgte durch das Registrieren der räumlichen Schwinggeschwindigkeiten (mm/s). Weitere Parameter konnten durch Bearbeiten der Schwingungsverläufe mit entsprechender Software berechnet werden. Die Messungen wurden an total 8 Messpunkten durchgeführt:

- Stützenfundament
- Stütze
- Fahrbahn Aussen Feld 1 (Randfeld)
- Fahrbahn Aussen Feld 2 (Gerbergelenkfeld)
- Fahrbahn Aussen Feld 3 (Brückenmitte)
- Fahrbahn Mitte Feld 1
- Fuge links Feld 2
- Fuge rechts Feld 2

Die Messpunkte im Feld 2 waren zugleich die Stellen, an denen die stärksten Erschütterungen auftraten und deutliche Schwingungsverläufe registriert werden



Abb. 8: Messpunkte Brückenmitte



Abb. 9: Messpunkte Fuge (Gerbergelenk)

konnten. Die grössten Schwingungen wurden in vertikaler Richtung (z) gemessen.

Für die Schwingungserregung wurden keine speziellen Geräte verwendet. Wie bereits erwähnt, wurde bei der Begehung festgestellt, dass beim Überfahren der offenen Fahrbahnübergänge die Brücke beträchtlich angeregt wird. Wäre die Anregung ungenügend gewesen, so hätte die Brücke durch das Überfahren eines Brettes zusätzlich angeregt werden können.

3.3.2 Technische Angaben

Die Messungen und Resultatauswertungen fanden mit Hilfe von hochwertigen Messgeräten und unter Beachtung der gängigen Verfahren statt. Die Erschütterungsmessungen erfolgten je Messort dreikanalig. In vertikaler Richtung (z) und in zwei zueinander rechtwinkligen, horizontalen Richtungen (x und y). Die x-Richtung wurde in Fahrbahnquerrichtung und die y-Richtung in Fahrbahnlängsachse gewählt.

3.4 Analyse der Messsignale

Schwinggeschwindigkeiten wurden vertikal bis maximal 30 mm/s registriert. Doch auch horizontal traten starke Schwingungen auf: Gemessen wurden in Brückenlängsrichtung bis 3 mm/s und in Brückenquerrichtung bis 6 mm/s. Die grössten Schwinggeschwindigkeiten wurden in der Brückenmitte bei dem Fugenübergang im Feld 2 gemessen.

N°	Frequenz	N°	Frequenz
1	3.25	3	6.25
2	5.08	4	7.42

Tab. 2: Gemessene erste Eigenfrequenzen.

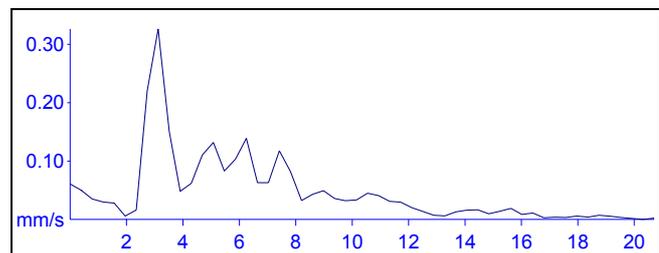


Abb. 10: Amplitudenspektrum Feld 2 (vertikale Richtung).

3.5 Dämpfungen

Zur Bestimmung der Dämpfungen wurden Teile aus den gemessenen Daten ausgesucht, die einem Ausschwingvorgang gleichen.

Der Dämpfungsgrad z der Auswertungen beträgt 1.1 % der kritischen Dämpfung. Es handelt sich somit um eine schwach gedämpfte Brücke, d.h. die Schwin-

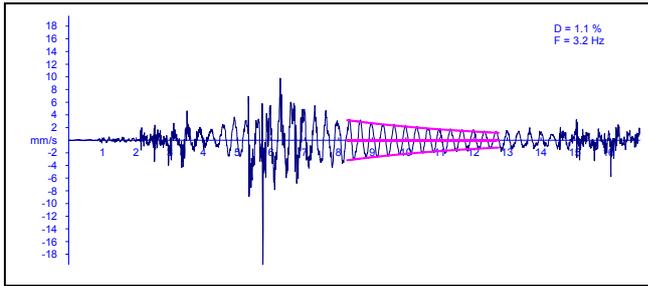


Abb. 11: Auswertung Ausschwingvorgang

gungen bleiben relativ lange spürbar und klingen nur langsam ab, wie aus der untenstehenden Grafik ersichtlich ist.

3.6 Beurteilung der Messresultate

3.6.1 Beurteilung der Schwingungen auf Menschen

Um die Auswirkungen der Schwingungen auf Menschen zu beurteilen, wurde hier die Bewertung nach DIN 4150, Teil 2 (1975) angewandt. Es werden dabei Erschütterungen im Frequenzbereich von 1 bis 80 Hz beurteilt, die mit Hilfe der gemessenen Schwingungsgrößen und der folgenden Formel in sogenannte KB-Werte umgerechnet werden können:

$$KB = d \cdot \frac{0.8 \cdot f^2}{\sqrt{1 + 0.032 \cdot f^2}}$$

wobei d = Schwingweg [mm] und f = Frequenz [Hz]

Feld	KB_{\max}	Beurteilung
1	2.93	deutlich wahrnehmbar
2	5.29	stark fühlbar
3	1.76	deutlich wahrnehmbar

Tab. 3: Beurteilung der maximale KB-Werte (vertikal).

Die Auswertung der Messungen bestätigt die subjektive Einschätzung der Brücke auf Grund der Begehung. Wie beschrieben sind die Schwingungen wahrnehmbar, im extremsten Falle sogar stark fühlbar.

3.6.2 Beurteilung der Schwingungen auf Bauwerke

Eine Beurteilung der Schwingungen auf das Bauwerk selbst ist in diesem Fall nicht sehr einfach, da die SN-Norm 640 312a nur eine Beurteilung ab Frequenzen von 8 Hz zulässt.

Es kann angenommen werden, dass die vorhandenen Schwinggeschwindigkeiten keine Beschädigung des Tragwerkes bewirken. Die SN-Norm 640 312a besagt, dass erst ab einem Mehrfachen des Richtwertes mit einer Beschädigung der Tragstruktur

gerechnet werden kann, was in unserem Falle nicht zutrifft.

Zeitverlaufsberechnungen der Spannungen könnten hier detaillierten Aufschluss über die vorhandene Situation geben. Dabei müssten die Stosskräfte der einzelnen Fahrzeuge simuliert werden, und über die anschließende Berechnung der Querschnittsspannungen in Abhängigkeit der Anzahl Lastwechsel könnte die Tragreserve berechnet werden. Darauf wurde jedoch in Rahmen dieser Untersuchung verzichtet.

3.7 Vorgeschlagenes Sanierungskonzept

Aufgrund der Messungen wurden die Rechenmodelle bzw. das dynamische Verhalten der „Cavalcavia Pobbia“ kalibriert und überprüft. Bei der Überprüfung wurden in erster Linie die dynamischen Schwachpunkte der Brücke eruiert. Basierend darauf wurden verschiedene Sanierungsmassnahmen ausgearbeitet und anhand des Modells auf ihre Wirksamkeit hin überprüft. Das vorgeschlagene und nachfolgend beschriebene Sanierungskonzept zielt in erster Linie darauf hin, die Schwingungsproblematik durch konstruktive Massnahmen zu entschärfen und dadurch die Lebensdauer der Brücke zu verlängern.

3.7.1 Fugenschliessen

Aufgrund der schlechten Fugenausbildung (Fugenbreiten bis 9 cm), respektive der stark beschädigten Fahrbahnübergänge in den Gelenken des Gerbersystems, wird die Brücke bei passierenden Fahrzeugen durch impulsartige Schläge stark angeregt und schwingt dann aus. Diese Hauptanregungsquelle der Brückenschwingungen wird bei der Fugenschliessung eliminiert – es ist mit keinen stossartiger Anregung der Brücke mehr zu rechnen.

3.7.2 Belagserneuerung

Der bestehende Brückenbelag weist starke Abnutzungen auf. Dies ist an den Spurrillen und den teilweise vorhandenen Abplatzungen bei den Fahrbahnübergängen ersichtlich. Die Setzungen der Stützenfundamente führten zudem zur nachteiligen Einsenkung der Fahrbahn. Die dadurch entstandene unstete Fahrbahnoberfläche ermöglicht eine zusätzliche Erregung der Brücke. Durch eine Erneuerung des Belages wird die Anregung der Brücke rein durch den rollenden Verkehr reduziert.

3.7.3 Brückenversteifung

Die dynamischen Berechnungen zeigten ein ungenügendes dynamisches Schwingungsverhalten der Brücke. Insbesondere das Brückenmittelfeld weist auch

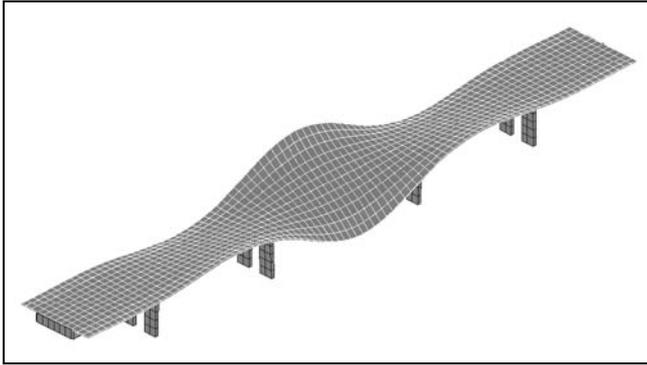


Abb. 12: Torsionsschwingung des Brückenmittelfeldes bei geschlossenen Gerbergelenken und ohne vorgeschlagene Brückenversteifung

bei geschlossenen Gerbergelenken tiefliegende vertikale Biege- und Torsionseigenfrequenzen auf. Eine Versteifung und damit eine gewünschte Erhöhung der Eigenfrequenzen wird am ehesten mit einer zwischen die Längsträger betonierten Betonplatte erreicht (geschlossener Brückenquerschnitt): Die ersten Eigenfrequenzen lägen dann über 4 Hz.

LITERATUR

Norm SIA 160 (1989), Einwirkungen auf Tragwerke, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

Norm SIA 260 (2003), Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

Norm SIA 261 (2003), Einwirkungen auf Tragwerke, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

Norm DIN 4150-2 (1975), Erschütterungen im Bauwesen, Teil 2: Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden. DIN Deutsches Institut für Normung, Berlin.

Bachmann, H. & Ammann, W. (1987), Schwingungsprobleme bei Bauwerken. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Zürich.

Bachmann, H. et al. (1995), Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines, Birkhäuser Verlag, Basel.

Bachmann, H. (1995), Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser Verlag, Basel.

Cantieni, R. (1992), Beitrag zur Dynamik von Strassenbrücken unter der Überfahrt schwerer Fahrzeuge, Bericht Nr. 220, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA), Dübendorf.

Meskouris, K. (1999), Baudynamik: Modelle, Methoden, Praxisbeispiele. Ernst und Sohn Verlag, Berlin.

Grossversuche zur Validierung der Erdbebenbemessung der neuen San Francisco-Oakland Bay Bridge

Alessandro Dazio und Frieder Seible
University of California, San Diego

1 EINFÜHRUNG

1.1 Problemstellung

Die "San Francisco-Oakland Bay Bridge" liegt inmitten in der Bucht von San Francisco, eines der erdbebengefährdetsten Gebiete der Welt (Bild 1). Die San Andreas-Verwerfung, die Erdbeben bis zu einer Richter-Magnitude 8.1 erzeugen kann, ist 25 km entfernt und die Distanz zur Hayward-Verwerfung (Magnitude 7.5) beträgt nur 12 km.



Abb. 1: Ost- (hinten) und West-Spannweiten (vorne) der bestehenden "San Francisco-Oakland Bay Bridge".

Die Brücke wurde 1936 gebaut und ist für eine horizontale Beschleunigung von $0.10g$ bemessen. Mit mehr als 280'000 Fahrzeugen täglich (Golden Gate: 120'000) ist sie die wichtigste Verkehrsader der "Bay Area". Als 1989 die Schäden infolge des "Loma Prieta"-Erdbebens ein Menschenleben kosteten und die Brücke während 30 Tagen sperrten, waren die ökonomischen Konsequenzen für ganz Kalifornien beträchtlich. Das "Loma Prieta"-Erdbeben hatte eine Magnitude von 7.1, aber eine Epizentraldistanz von mehr als 100 km, die zu einer Einwirkung führte, die wesentlich kleiner war, als diejenige, die die San Andreas- und Hayward-Verwerfungen erzeugen können. Diese Feststellung zeigte die seismische Verletz-

barkeit der Brücke und diente als Anfangspunkt für eine systematische Untersuchung des Erdbebenverhaltens aller wichtigen Brücken in Kalifornien (Seible (2000)). Die Erdbebentauglichkeit der "San Francisco-Oakland Bay Bridge" wurde als ungenügend beurteilt, und während die West-Spannweite ertüchtigt werden konnte, sollte die Ost-Spannweite am besten ersetzt werden. Dieser Beitrag zeigt wichtige Aspekte der Bemessung der neuen Brücke sowie seine Validierung anhand von grossmassstäblichen Versuchen und detaillierten nichtlinearen numerischen Analysen auf.

1.2 Die neue Brücke

Die neue Brücke ist in den Bildern 2 und 3 dargestellt. Sie besteht aus vier verschiedenen Tragwerken: (1) die Oakland Landung, (2) die Vorlandbrücke, (3) die Hauptspannweite mit der längsten selbstverankerten Hängebrücke der Welt und (4) die Bauwerke, die den Übergang zum "Yerba Buena Island" gewährleisten. Tang et al. (2000) gibt eine ausführliche Beschreibung der ganzen Brücke. In der Folge werden nur die Vorlandbrücke und die Hauptspannweite kurz präsentiert.

Die Vorlandbrücke besteht aus zwei parallelen Stahlbetonviadukten mit Spannweiten von je 160 m. Der Brückenträger wird aus vorgefertigten Querschnittsegmenten zusammengebaut und ist über drei Felder kontinuierlich; in der Mitte der angrenzenden Felder sind Dilatationsfugen angeordnet. Der Kastenquerschnitt hat eine Höhe von 5.5 m in Feldmitte und 9.9 m über der Stütze. Der Stützabstand ist 8.5 m und mit 8.3 m Auskragungen beträgt die Breite der Fahrbahnplatte 25 m. Die Hohlkastenpfeiler (Bild 10) haben eine Höhe zwischen 14 und 36 m und sind im Brückenträger und in der Pfahlfundation eingespannt.

Die selbstverankerte Hängebrücke hat eine vordere Spannweite von 385 m und eine hintere Spannweite von 180 m. Der Pylon ist 160 m hoch und besteht aus vier Stahlhohlkästen, die über die Höhe mittels Schubverbindungen miteinander verbunden sind (Bild 14). Das Hauptkabel hat einen Durchmesser

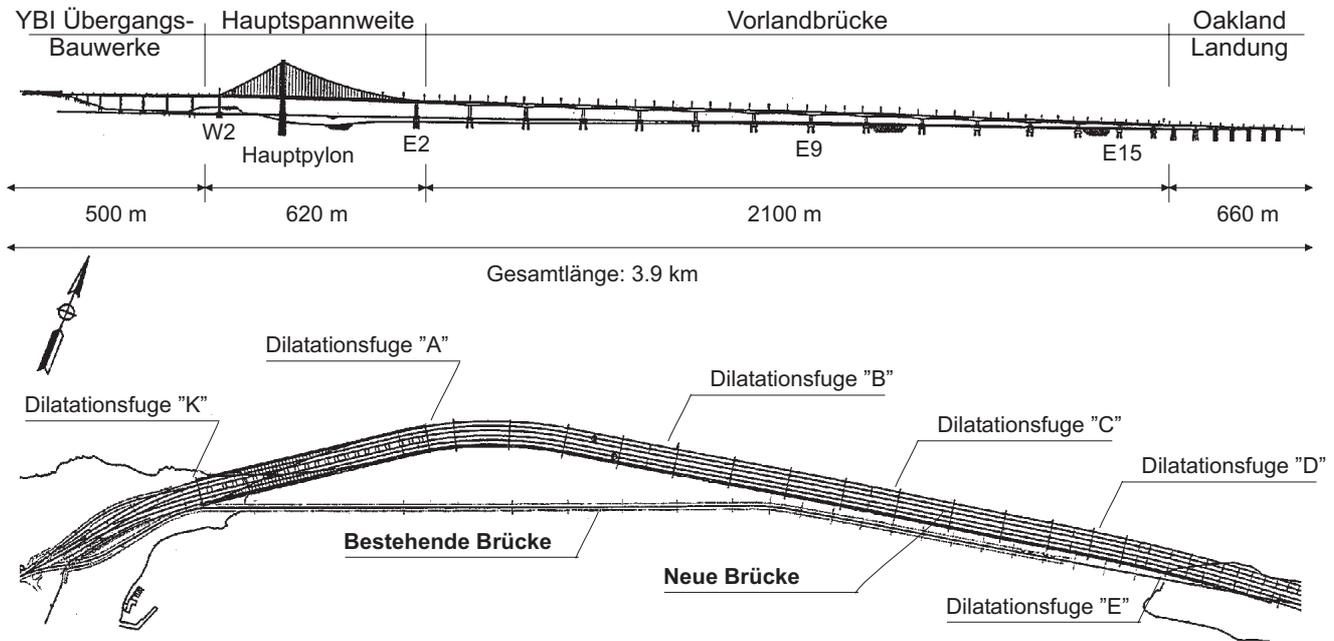


Abb. 2: Schematische Darstellung der neuen Ost-Spannweite der "San Francisco-Oakland Bay Bridge"

von 0.78 m und wird in einem Stück gebaut. Es wird am Pfeiler E2 verankert, über den Hauptpylon geführt, um den Querträger von Pfeiler W2 gewickelt (Bild 4), nochmals über den Hauptpylon geführt und am Pfeiler E2 verankert. Beim Pfeiler E2 ist das Hauptkabel horizontal und erzeugt deshalb nur eine Normalkraft im Brückenträger. Beim Pfeiler W2 hingegen ist das Kabel geneigt und erzeugt zusätzlich eine vertikale Zugkraft, die vom Pfeiler W2 aufgenommen wird. Diese unausgeglichene Zugkraft wird durch die längere vordere Spannweite verursacht und wird durch das Eigengewicht des Querträgers vom Pfeiler W2 und durch 28 Vorspannkabel à 61 Litzen aufgenommen. Die Vorspannkabel sind im Querträger und im Fundationsblock verankert.

Der Brückenträger besteht aus zwei parallelen orthotropischen Stahlhohlkasten, die je fünf Fahrspuren tragen (Bild 16). Die zwei Kasten sind alle 30 m durch steife Querträger verbunden, die die Lasten in Querrichtung tragen und eine Zusammenwirkung des Kastens zur Aufnahme von Wind- und Erdbebenkräften gewährleisten. Die Hänger sind alle 10 m angeordnet und sind am äusseren Rand jedes Kastens befestigt.

Die neue Brücke wird neben die Bestehende gebaut (Bild 2), die nachher abgebaut wird.

2 BEMESSUNGSKONZEPT

2.1 Bemessungsbeben

Die "San Francisco-Oakland Bay Bridge" ist eine sogenannte "Lifeline" und muss nach einem Erdbeben seine fast volle Gebrauchstauglichkeit gewährleisten.

Um dieses Ziel zu erreichen, wurden zwei Bemessungsbeben definiert: (1) Ein Schadenkontrollbeben ("Functional Evaluation Earthquake", FEE) mit einer Wiederkehrperiode von 450 Jahren und ein 1500-jähriges Sicherheitsbeben ("Safety Evaluation Earthquake", SEE). Für jedes Bemessungsbeben wurden drei Sätze von Zeitverläufen aus der San Andreas-Verwerfung und drei aus der Hayward-Verwerfung definiert. Die Bemessung eines Bauteils erfolgte basierend auf den grössten Bedarf der sechs Zeitverlaufsberechnungen.

Infolge FEE werden nur minimale Schäden akzeptiert und während des SEE darf die Brücke nur reparierbare Schäden erfahren. Die genauen Anforderungen

Schadenkontrollbeben ("Functional Evaluation Earthquake", FEE)	Sicherheitsbeben ("Safety Evaluation Earthquake", SEE)
1) Unwesentliche inelastische Systemantwort	Beschränkte plastische Verformung der Stahlbauteile
2) Nur Haarrisse im Beton	Beschränkte Schäden an den Pfeilern (Fließen der Bewehrung und Abplatzen der Betonüberdeckung)
3) Keine sichtbaren bleibenden Verformungen	Bleibende Verformungen kleiner als 300 mm und kompatibel mit Gebrauchstauglichkeit
4) Schäden an Dilatationsfugen mit Stahlplatten temporär überbrückbar	Schäden an Dilatationsfugen mit Stahlplatten temporär überbrückbar

Tabelle 1: Anforderungen an das Brückenverhalten während der Bemessungsbeben.

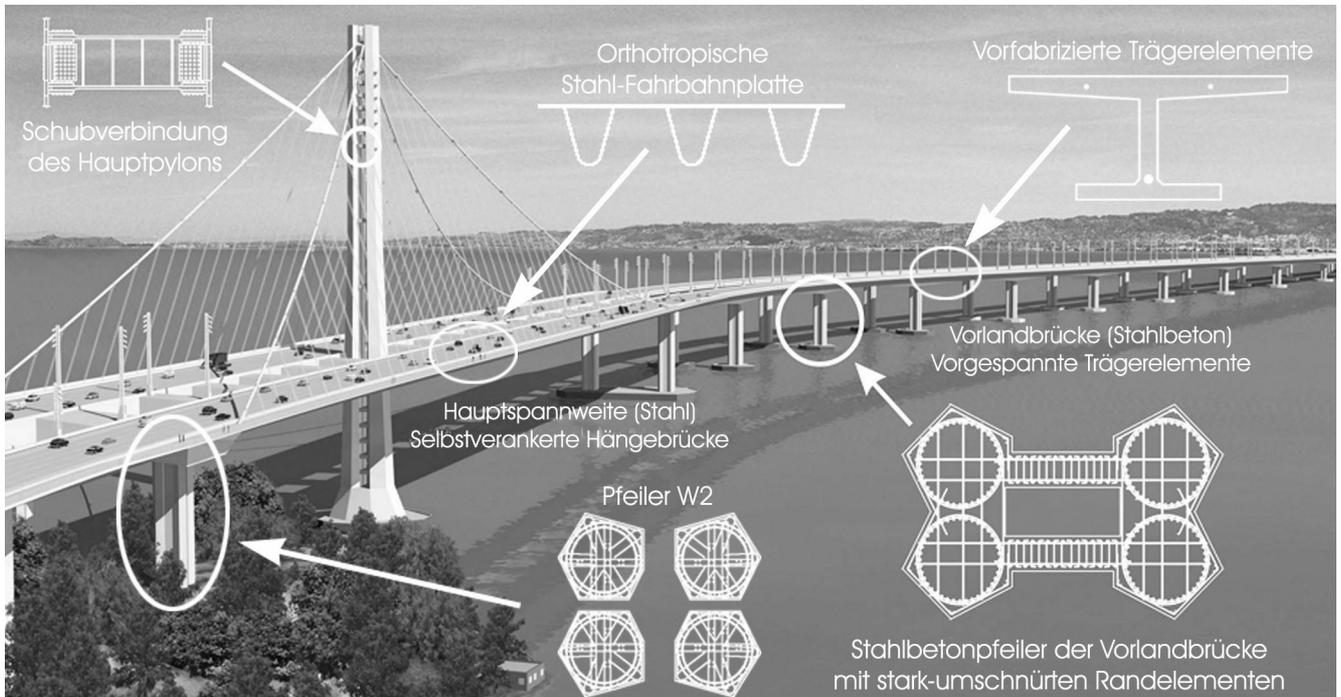


Abb. 3: Zusammenstellung der Bauteile der "San Francisco-Oakland Bay Bridge", die im Grossmassstab getestet wurden.

an das Brückenverhalten während beiden Bemessungsbeben sind in Tabelle 1 aufgelistet.

2.2 Erdbebenbemessung

Hauptzielsetzungen der Erdbebenbemessung waren (1) die Definition einer klaren Reihenfolge von plastifizierenden Bauteilen bei Überbeanspruchung und (2) das Vermeiden von Schäden an schwererreichbaren Bauteilen.

Um diese Ziele, trotz der höheren Seismizität der "Bay Area", zu erreichen, wurde die Brücke kapazitätsbemessen. Die Entwicklung von plastifizierenden Bereichen ist am Fuss und am Kopf jedes Pfeilers der Vorlandbrücke, sowie bei den Pfeilern W2 und E2 vorgesehen. Dies um die heiklen Pfahlfundationen und den Brückenträger vor allfälligen Überbeanspruchungen zu schützen. Zusätzlich dazu ist die Entwicklung von plastischen Schubgelenken in den Schubverbindungen des Hauptpylons vorgesehen, um die vier vertikalen Stahlhohlkasten gegen Fließen zu schützen (siehe Abschnitt 4.2).

Um die Anforderungen von Tabelle 1 zu erfüllen, wurde eine beschränkte Bemessungsduktilität angenommen. Die konstruktiven Details der plastifizierenden Bereiche wurden aber für volle Duktilität ausgelegt. Somit weist die Brücke ausgezeichnete Gebrauchstauglichkeitseigenschaften auf, besitzt aber auch wesentliche Tragreserven, die zusätzliche Einsturzicherheit gegen unvorhergesehene Belastungen gewährleistet. Eine ähnliche Strategie wurde bei Dazio (2000) zur Bemessung von Stahlbetontrag-

wandgebäuden in Gebieten mässiger Seismizität vorgeschlagen und Bachmann et al. (2002) hat bewiesen, dass damit eine gute Beherrschung der Verformungen und eine hohe Sicherheit gegen Einsturz erreicht werden kann. Dabei entstehen praktisch keine zusätzlichen Kosten gegenüber konventionell bemessenen Tragwerken.

2.3 Versuchsprogramm

Der seismische Bedarf der einzelnen Bauteilen wurde anhand von nichtlinearen Zeitverlaufsrechnungen festgelegt und das Angebot wurde entweder mittels etablierten analytischen Verfahren oder durch detaillierte numerische Modelle der Bauteile geschätzt.

Wegen der sehr strengen Anforderung an das Brückenverhalten und der aussergewöhnlichen Wichtigkeit des Bauwerks – das mit einem Budget von 3 Milliarden USD als das grösste Brückenprojekt Kaliforniens zählt – wurde beschlossen, alle plastifizierenden Bauteile der neuen Brücke, siehe Abschnitt 2.2, im grossen Massstab experimentell zu testen.

Diese sogenannten Prüfversuche ("Proof Test") wurden an der "University of California San Diego" gemäss Tabelle 2 durchgeführt. Zusätzlich zu den plastifizierenden Bauteilen wurden auch zwei vorfabrizierte Brückenträger der Vorlandbrücke und zwei Bereiche der orthotropischen Fahrbahnplatte der Hauptspannweite getestet. Im ersten Fall wurden verschiedene Varianten für die Ausbildung der Fugen zwischen den Segmenten untersucht, um die Ausföhrung zu optimieren (Megally et al. (2003)). Im

Aufgabe	Versuchskörper	Massstab	Anzahl
A	Pfeiler der Vorlandbrücke getestet nur in Brückenlängsrichtung	1:4	1
B	Pfeiler der Vorlandbrücke getestet in Brückenlängs- und Querrichtung	1:4	1
E	Schubverbindung des Hauptpylons	1:1 1:2	2 (UNR)
F	Pfeiler W2 der Hauptspannweite	1:4	1
G	Orthotropische Fahrbahnplatte der Hauptspannweite (Stahl)	1:2.2	2
I	Vorfabrizierte Brückenträger der Vorlandbrücke	1:5	2

Tabelle 2: Versuchsmatrix. Zwei Schubverbindungen wurden an der "University of Nevada, Reno" (UNR) getestet.

zweiten Fall wurde die Fähigkeit der Fahrbahnplatte untersucht, grosse Stauchungen mitzumachen ohne auszuknicken (Siehe Abschnitt 4.3). Alle getesteten Bauteile sind in Bild 3 dargestellt.

Das Versuchsprogramm wurde vom Zweitautor geleitet. Der Erstautor war an den Aufgaben A bis G beteiligt, die in der Folge beschrieben werden.

3 STRATEGIE ZUR DEFINITION DER PRÜFVERSUCHE ERKLÄRT ANHAND VON PFEILER W2 TEST

Die Vorbereitung dieser aufwändigen Grossversuche wurde sehr sorgfältig durchgeführt. In den folgenden Abschnitten werden die Schritte, die bis zum Abschluss eines Versuches notwendig waren, anhand des Versuchs am Pfeiler W2 kurz präsentiert. Bei den anderen Versuchen wurde ein ähnliches Vorgehen verfolgt. Nur einige Aspekte von Pfeiler W2 können hier behandelt werden. Eine ausführliche Behandlung kann in Dazio et al. (2002) gefunden werden.

Pfeiler W2 ("Pier W2") ist die westliche Verankerung der selbstverankerten Hängebrücke. Er besteht aus acht Kreisstützen mit einer architektonisch-bedingten fünfeckigen Betonüberdeckung (siehe Bild 4). Die acht Stützen sind im Querträger und im Fundationsblock eingespannt. Sie sind aber nicht miteinander verbunden.

3.1 Numerisches Modell des Prototyps

Bevor ein zweckmässiger Versuch geplant werden konnte, wurde das seismische Verhalten des Prototyps gründlich untersucht, um die ungünstigsten Belastungszustände identifizieren zu können. Diese Zustände wurden dann im Versuch reproduziert. Die Untersuchung des Prototypverhaltens wurde haupt-

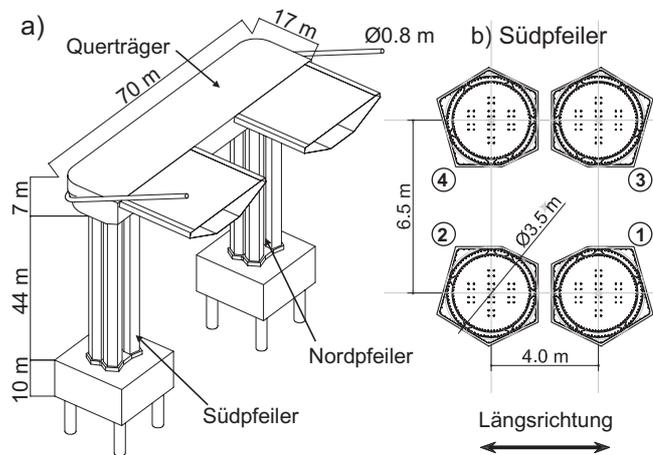


Abb. 4: Isometrische Darstellung des Pfeilers W2 (a) und Querschnitt des Südpfeilers (b).

sächlich anhand von nichtlinearen Zeitverlaufsrechnungen durchgeführt. Im Fall vom Pfeiler W2 wurde ein Modell der gesamten Hauptspannweite mit dem Programm "Ruaumoko 3D" von Carr (2001) zusammengestellt (siehe Bild 5).

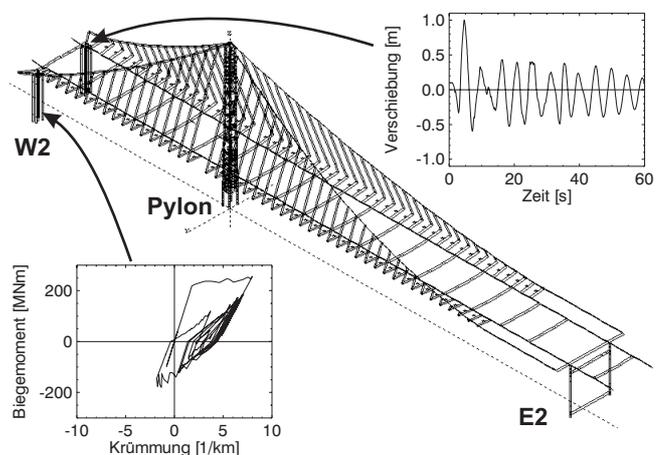


Abb. 5: Numerisches Modell der Hauptspannweite der neuen "San Francisco-Oakland Bay Bridge".

Zweck der Versuche war die Überprüfung des Verhaltens der Brücke, so wie sie von den projektierenden Ingenieuren bemessen wurde. Deshalb die Eigenschaften aller Bauteile entsprachen den Zeichnungen des definitiven Projekts (T.Y.Lin et al. (2002)). "Ruaumoko 3D" benützt Stabelemente mit konzentrierter Plastizität bei Endgelenken. Um die Eigenschaften der Gelenke festlegen zu können, wurden detailliertere Modelle von den wichtigsten Bauteilen benützt. Als Anregung wurden asynchrone, dreidimensionale Zeitverläufe verwendet. Die Zeitverläufe wurden speziell für dieses Projekt entwickelt und berücksichtigten Nahbereich-Erdbebeneigenschaften sowie örtliche geologische und geotechnische Gegebenheiten.

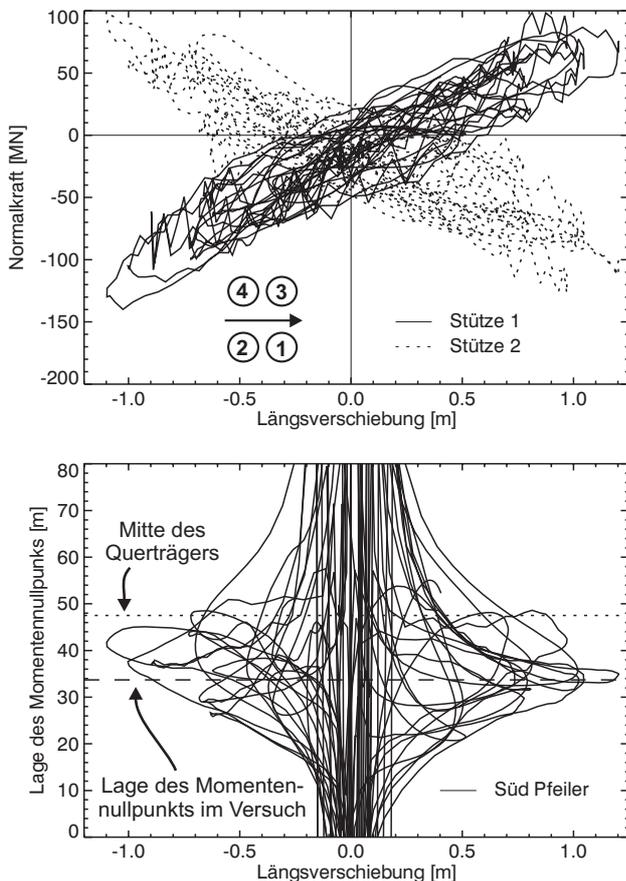


Abb. 6: Resultate aus der Untersuchung des Erdbebenverhaltens von Pfeiler W2. Normalkraft in den Stützen 1 und 2 des Südpfeilers (a) und Lage des Momentennullpunkts des Südpfeilers (b).

3.2 Analyse des Prototypsverhaltens

Die Analyse des Verhaltens von Pfeiler W2 zeigte vier grundsätzliche Merkmale, die die Planung des Versuchs massgeblich beeinflussten, und zwar: (1) Rahmenwirkung zwischen den acht Stützen des Pfeilers erfolgte grundsätzlich nur während der Belastung in Längsrichtung. Wie Bild 6a zeigt, bedeutete diese Rahmenwirkung eine markante Variation der Normalkraft in den Stützen, mit Phasen der Belastung während welcher eine absolute Zugkraft vorhanden war. (2) Das Hauptkabel und die zwei Brückenträger sind mit dem Querträger des Pfeilers fest verbunden und erzeugen eine Biegung im Pfeiler. Bild 6b zeigt, dass die Lage des Momentennullpunkts in Pfeiler im Laufe eines Erdbebens stark variierte, aber auch, dass sie zwischen 30 und 40 m über dem Fundationsblock lag, wenn die Auslenkung des Pfeilers in Längsrichtung maximal war. (3) Die Variation der Normalkraft im gesamten Pfeiler war durch die vertikale Erdbebanregung gegeben und es gab keine Korrelation mit der Kopfverschiebung in Längsrichtung. Die Normalkraft im gesamten Pfeiler war während des ganzen Erdbebens negativ (Druck). (4) Die maximale Kopfverschie-

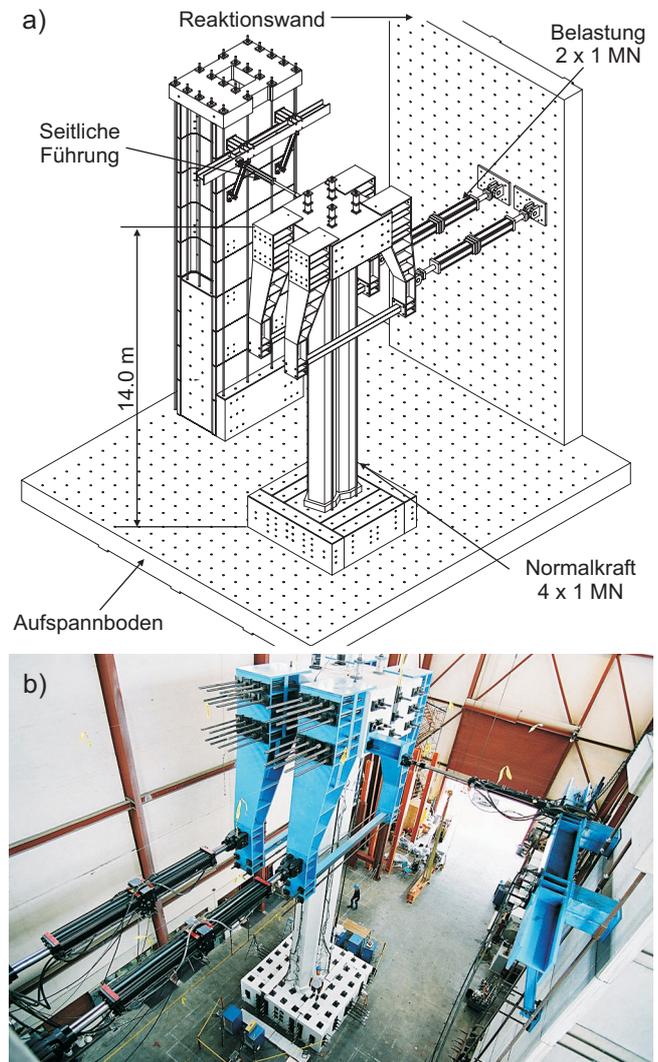


Abb. 7: Isometrische Darstellung (a) und fotografische Aufnahme (b) der Versuchseinrichtung für Pfeiler W2.

bung des Pfeilers in Längsrichtung während des SEE betrug zirka 1.1 m, was einer Verschiebeduktilität kleiner als zwei entspricht.

3.3 Projektierung des Versuchs

Basierend auf den Resultaten der Prototypanalyse wurde die Versuchseinrichtung von Bild 7 vorgeschlagen.

Um die Rahmenwirkung zu erfassen, wurden nur zwei der acht Stützen modelliert und es wurde nur die Belastung in der massgebenden Längsrichtung berücksichtigt. Der Versuchskörper wurde im Massstab 1:4 gebaut. Die Lage des Momentennullpunkts entsprach der Höhe der Wirkungslinie der Prüfyylinder und wurde während des ganzen Versuchs gemäss Bild 6b konstant gehalten. Die gesamte Normalkraft betrug 4.5% des zentrischen Druckwiderstands des Pfeilers $A_g f'_c$ und wurde im Laufe des Versuchs konstant gehalten.

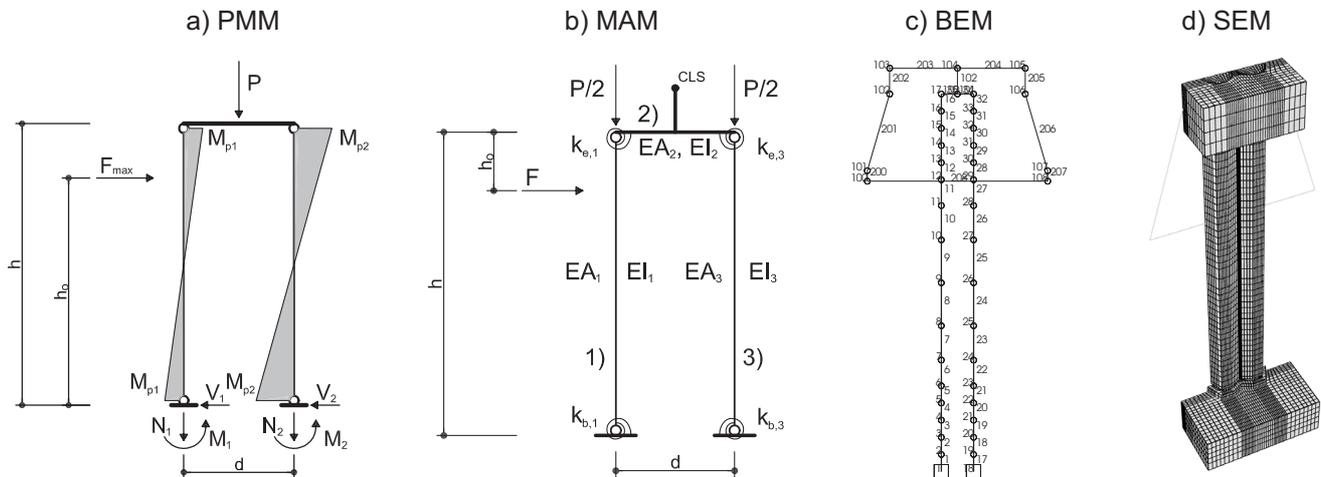


Abb. 8: Analytische (a, b) und numerische (b, c) Modelle zur Vorhersage des Versuchskörperverhaltens des Pfeilers W2.

3.4 Vorhersage des Versuchskörperverhaltens

Das Verhalten von Pfeiler W2 ist durch die Rahmenwirkung zwischen den Stützen stark geprägt und um sie auch im inelastischen Bereich richtig zu erfassen, wurden vier unterschiedliche Modelle entwickelt. Diese Modelle sind in Bild 8 dargestellt und werden in der Folge kurz beschrieben.

(1) Das "Plastic Mechanism Model" (PMM) basiert auf der Plastizitätstheorie. Unter Anwendung einer polinomialen Annäherung des Momenten-Normalkraft-Interaktionsdiagramms der Stützen, können alle Schnittkräfte in geschlossener Form ausgerechnet werden. Das monotone Kraft-Verformungsverhalten des Pfeilers kann dann durch Integration der Krümmungen in den plastischen Gelenken geschätzt werden. Dabei wird berücksichtigt, dass beide Stützen einen unterschiedlichen Widerstand aufweisen. Es wird aber angenommen, dass beide Stützen das gleiche Verformungsverhalten aufweisen.

(2) Im "Matrix Analysis Model" (MAM) wird die Steifigkeitsmatrix des Pfeilers algebraisch zusammengestellt. Die erwarteten inelastischen Verformungen werden in starr-plastische Gelenke am Fuss und am Kopf jeder Stütze konzentriert. Die effektive Biegesteifigkeit $EI_{cr,i}$ der Elemente 1) und 3) wird als Verhältnis des ideellen Fließmoments zur ideellen Fließkrümmung berechnet und variiert somit im Laufe der Belastung (Dazio (2000)). Die effektive axiale Steifigkeit $EA_{cr,i}$ der Elemente 1) und 3) spielt eine wesentliche Rolle beim Verformungsverhalten des Pfeilers und wird hier als $EA_{cr,i} = (EI_{cr,i}/EI_{g,i})EA_{g,i}$ definiert, wobei das Indizes g die Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts kennzeichnet (Priestley et al. (1996)). Die plastische Steifigkeit der Gelenke wird konstant angenommen und wird aus dem Momenten-Krümmungs-Diagramm jeder Stütze berechnet; dabei wird die Normalkraft der Stütze verwendet, die in einem ersten

Schritt mit dem PMM berechnet wurde. Das monotone Kraft-Verformungs-Verhalten des Pfeilers wird inkrementell ausgerechnet.

(3) Das "Beam Element Model" (BEM) besteht aus gewöhnlichen 2-Knoten Faserelementen mit vereinfachten zyklischen konstitutiven Gesetzen für Bewehrungsstahl und Beton (Dazio (2000)). Nebst der Geometrie der Stützenquerschnitte können alle Eingabeparameter aus im Voraus durchgeführten Materialversuchen einfach bestimmt werden. Das BEM berücksichtigt automatisch die Interaktion zwischen Biegung und Normalkraft. Hauptnachteil dieses Modells ist, seine Unfähigkeit die Ausbreitung der plastischen Deformationen entlang der Stützen ("spread of plasticity") korrekt zu erfassen.

(4) Das "Solid Element Model" (SEM) ist im Programm ABAQUS (Hibbit et al. (1997)) implementiert. Der Beton wird mit 8-Knoten Kontinuumelementen modelliert und jeder einzelne Bewehrungsstab wird mit einem 1-dimensionalen "Subelement" modelliert. Es werden dabei die ANACAP-U konstitutive Materialgesetze verwendet (Anatech (1997)). Hines et al. (2002) zeigt, dass der SEM, im Gegenteil zum BEM, die Ausbreitung der plastischen Deformationen recht gut abbilden kann, was wesentliche Vorteile bei der Identifizierung des Versagens des Versuchskörpers haben kann.

Resultate von Vorhersagen durchgeführt mit diesen Modellen werden im nächsten Abschnitt mit Versuchsergebnissen verglichen.

3.5 Durchführung des Versuches und Analyse der Resultate

Der Versuch wurde quasi-statisch durchgeführt. Der Sockel des Versuchskörpers war am Aufspannboden biegesteif befestigt und der Pfeiler wurde anhand der Prüfzylinder (Bild 7) in Brückenlängsrichtung hin- und

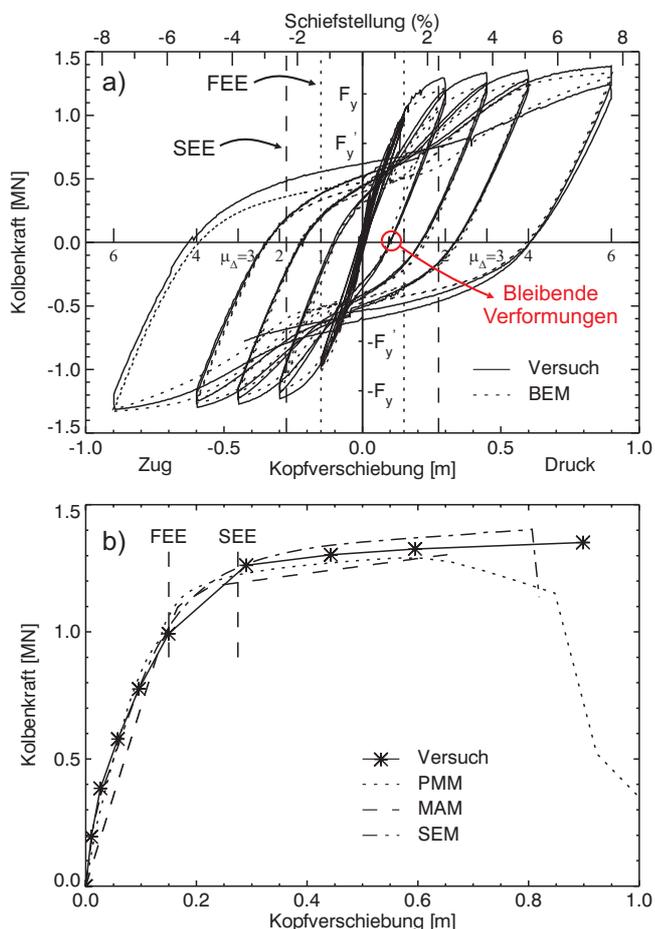


Abb. 9: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den numerischen und analytischen Vorhersagen. Hysteretisches Verhalten (a) und monotonische Umhüllende der Kraft-Verformungs-Beziehung (b).

herbewegt. Die Amplitude der Belastungszyklen wurde schrittweise erhöht bis Versagen auftrat.

Bild 9a zeigt das ausgezeichnete hysteretische Verhalten des Versuchskörpers. Versagen infolge Reißen der vorher auf Druck ausgeknickten Längsbewehrung trat bei einer Schiefstellung von 7.7% auf, was mindestens drei Mal mehr ist, als die maximale Schiefstellung die während des SEE erwartet ist.

Am FEE Niveau war das Verhalten des Versuchskörpers grundsätzlich elastisch, dies bedeutet, dass alle Gebrauchstauglichkeitsbedingungen erfüllt waren. Das SEE Niveau entsprach einer Verschiebeduktilität von 1.8 und bei maximaler Auslenkung waren die auftretenden Schäden kleiner als die erlaubten. Es ist aber zu bemerken, dass nach Entlastung die bleibenden Verformungen des Versuchskörpers das erlaubte Maximum nur sehr knapp unterschreiten. Grosse bleibende Verformungen sind eine typische Eigenschaft von duktilen Bauteilen (siehe auch Dazio et al. (1999)). Deshalb sollte die Entwicklung von Bausystemen mit reduzierten bleibenden Verformungen als vorrangig gesehen werden.

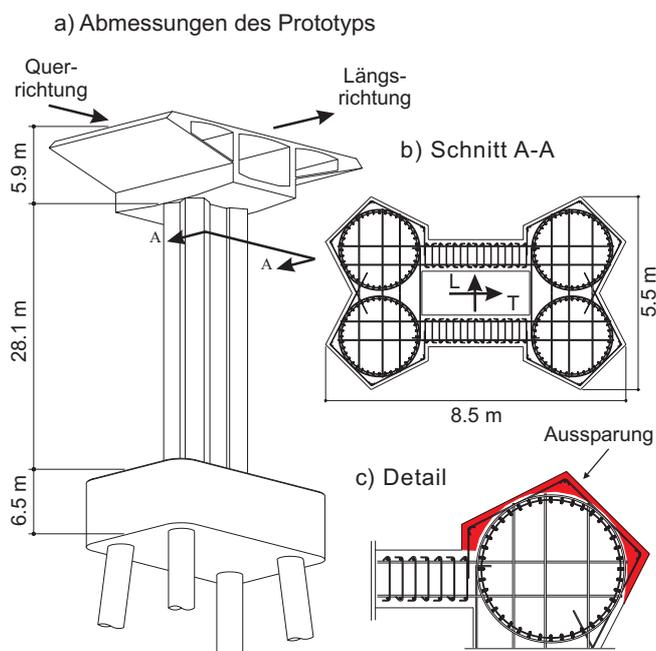


Abb. 10: Pfeiler der Vorlandbrücke: Prototyp

Bild 9a zeigt weiter ein Vergleich zwischen dem gemessenen und dem mit dem BEM gerechneten hysteretischen Verhalten. Die Übereinstimmung beider Kurven bezüglich Tragwiderstand und Verformungsverhalten ist sehr befriedigend.

Im Bild 9b wird die Umhüllende der Kraft-Verformungs-Beziehung des Versuchskörpers mit drei verschiedenen Vorhersagen verglichen. Das PMM und das SEM erlaubten eine gute Vorhersage des Verformungsverhaltens und das MAM lieferte eine gute bilineare Approximation davon. Alle drei Modelle erlaubten die genaue Vorhersage der Fließverschiebung und der Fließkraft des Pfeilers, und deshalb auch von seiner elastischen Steifigkeit: Der wesentliche Bemessungsparameter v.a. bei kräftebasierten Verfahren (Bachmann et al. (2002)). Die Vorhersage des Verformungsvermögens des Versuchskörpers war hingegen nicht sehr erfolgreich. Einerseits sind vorhandene Versagenskriterien eher bemessungsorientiert und deshalb konservativ. Andererseits fehlen noch Kriterien, die das Versagen durch Ausknicken der Längsbewehrung vernünftig erfassen können.

4 WEITERE PRÜFVERSUCHE

In diesem Abschnitt werden die Versuche an den Pfeilern der Vorlandbrücke, an den Schubverbindungen des Hauptpylons und an den orthotropischen Fahrbahnplatte des Brückenträgers der Hauptspannweite kurz präsentiert. Für eine ausführlichere Beschreibung wird auf die entsprechenden Versuchsberichte, die jeweils aufgelistet sind, verwiesen.

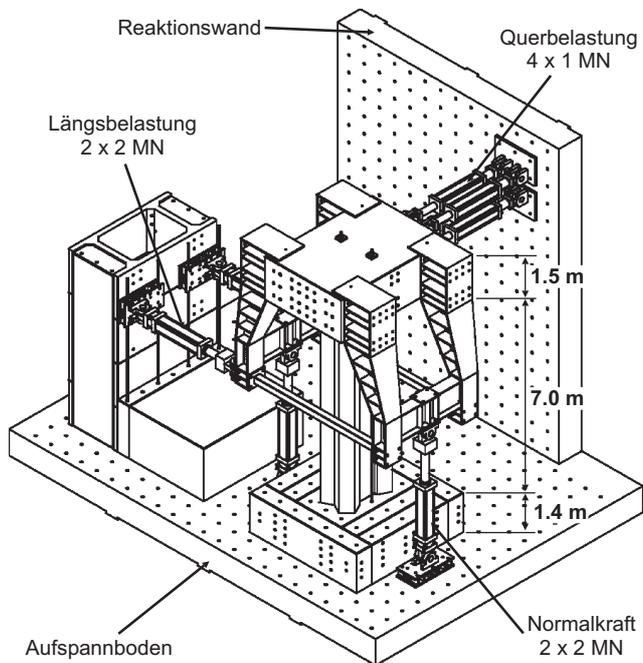


Abb. 11: Pfeiler der Vorlandbrücke: Isometrie der Versuchseinrichtung.

4.1 Versuche an den Pfeilern der Vorlandbrücke

Die Pfeiler der Vorlandbrücke ("Skyway Piers") wurden ebenfalls im Massstab 1:4 quasi-statisch getestet (Hines et al. (2002)). Einer dieser Pfeiler ist im Bild 10 dargestellt. Der rechteckige Hohlkastenquerschnitt ist durch hochumschnürte Randelemente charakterisiert. Ein solcher Querschnitt wurde bis jetzt nur selten verwendet und seine Fähigkeit, einen angemessenen plastischen Bereich - notwendig um den angestrebten duktilen Versagensmechanismus zu gewährleisten - auszubilden, wurde während der Bemessungsphase in Frage gestellt.

Insgesamt wurden zwei fast identische Versuchskörper getestet. Der Erste wurde nur in Brückenlängsrichtung getestet ("Longitudinal Pier Test", LPT) während der Zweite biaxial belastet wurde ("Diagonal Pier Test", DPT). Neben der Belastungsgeschichte war der einzige Unterschied, dass im DPT am Fuss und am Kopf des Pfeilers eine Aussparung angeordnet wurde (Bild 10c), um das frühzeitige Abplatzen der Betonüberdeckung zu vermeiden. Diese Massnahme wurde als direkte Antwort zu Beobachtungen aus dem LPT implementiert.

Die Versuchseinrichtung für den DPT ist in den Bildern 11 und 12a dargestellt. In Brückenlängsrichtung wurde der Pfeiler in doppelter Biegung beansprucht, um seine Einspannung im Fundament und im Brückenträger zu simulieren. In Querrichtung hingegen, wurde der Pfeiler kragarmartig belastet. Die gesamte Normalkraft betrug 10% des zentralen Druckwider-

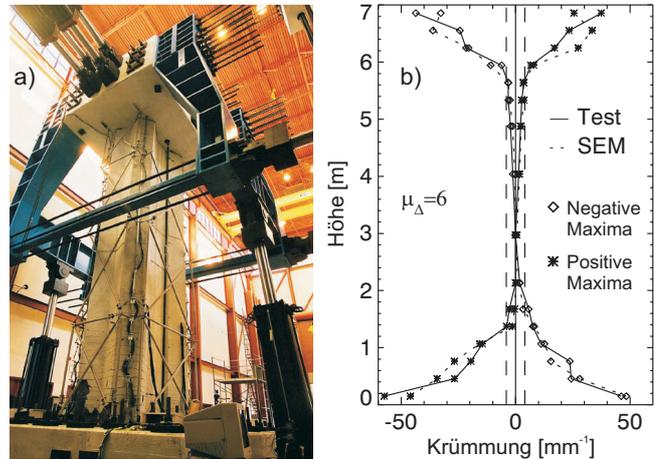


Abb. 12: Pfeiler der Vorlandbrücke: Versuchseinrichtung (a) und Krümmungsverläufe entlang der Pfeilerhöhe (b).

stands des Pfeilers $A_g f'_c$ und wurde im Laufe des Versuchs konstant gehalten.

Von zentraler Bedeutung in beiden Versuchen waren (1) die Erfassung des Verformungsverhaltens des Pfeilers und die (2) Beurteilung der Schadensentwicklung während der Belastung. Ziele im ersten Fall waren die experimentelle Evaluation der Länge des plastischen Gelenks und die numerische Vorhersage des Deformationsvermögens des Versuchskörpers, inklusiv Ausbreitung der plastischen Deformationen entlang des Pfeilers. Dafür wurde ein SEM verwendet, ähnlich wie dem in Bild 8d. Experimentelle Krümmungen wurden, wie üblich, aus den Messdaten des entlang der Pfeilerhöhe installierten Potentiometers berechnet. Um vergleichbare Werte aus dem SEM zu bekommen, wurden die Verschiebungen von Knoten, die die gleiche Platzierung wie die beiden Enden des Potentiometers hatten, herausgelesen und daraus "Messdaten" von "virtuellen Potentiometern" kreiert. Es war somit möglich, die Resultate vom Versuch und vom SEM nicht nur auf globaler Ebene, wie z.B. im Bild 9a, sondern auch auf lokaler Ebene zu vergleichen. Bild 12b zeigt den Vergleich zwischen experimentellen und numerischen Krümmungen sowohl bei der positiven und als auch bei der negativen maximalen Pfeilerverformung während des ersten Zyklus bei einer Verschiebeduktilität von 6. Die Übereinstimmung der Resultate ist sehr befriedigend und deutet an, dass "Messdaten" von "virtuellen Potentiometern" zur Festlegung von Versagenskriterien verwendet werden können (siehe Abschnitt 3.5).

Ähnlich wie Pfeiler W2, haben die Pfeiler der Vorlandbrücke ein ausgezeichnetes Erdbebenverhalten gezeigt. Einzige unbefriedigende Beobachtung war das Abplatzen der Betonüberdeckung vom LPT schon bei einer Verschiebeduktilität von 1. Die schützenden Aussparungen, die beim DPT verwendet wurden (Bild

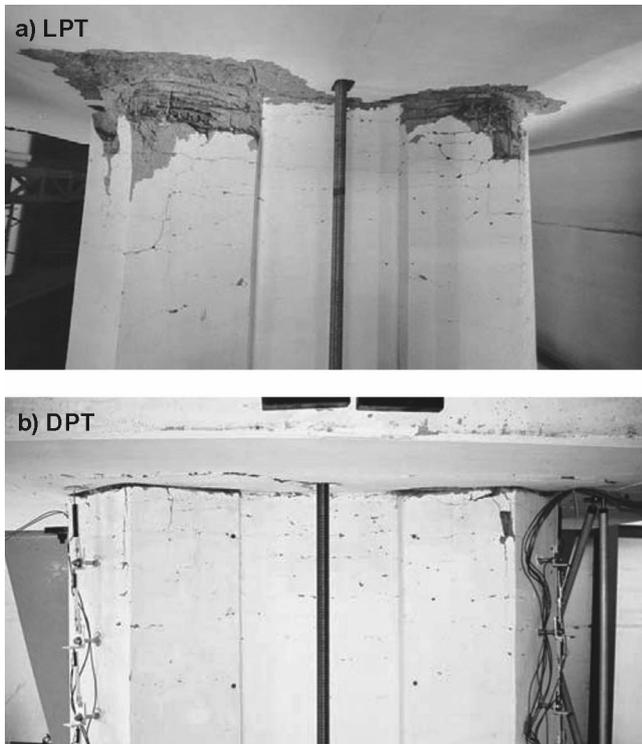


Abb. 13: Pfeiler der Vorlandbrücke: Schäden im Bruchzustand.

10c), konnten aber die Gebrauchstauglichkeit des Pfeilers deutlich verbessern. Bild 13 zeigt den oberen plastischen Bereich vom LPT und DPT am Ende des Versuchs. Beide Bereiche haben grundsätzlich die gleiche Beanspruchung erfahren. Im Gegensatz zum LPT, weist der DPT nur minimale Schäden auf, was die Wirksamkeit der schützenden Aussparungen eindeutig beweist.

4.2 Versuche an den Schubverbindungen des Hauptpylons

Der Hauptpylon der selbstverankerten Hängebrücke ist im Bild 14a dargestellt. Er besteht aus vier vertikalen Stahlhohlkästen, die mit Schubverbindungen ("Shear Links") verbunden sind. Der Widerstand dieses innovativen Tragwerks wird grundsätzlich durch die Rahmenwirkung zwischen den Hohlkästen und den Schubverbindungen erzeugt. Die Steifigkeitsverhältnisse zwischen diesen Elementen können beliebig angepasst werden, um ein optimales Erdbebenverhalten zu erhalten.

Im Fall der "San Francisco-Oakland Bay Bridge" wurde der Hauptpylon so bemessen, dass sich unter dem FEE alle Bauteile elastisch verhalten. Unter dem SEE hingegen werden die Verbindungen auf Schub fließen. Dies reduziert die Steifigkeit und erhöht die Dämpfung der Brücke, was zu kleineren Erdbebenkräften führt. Unter Anwendung der Prinzipien der Kapazitätsbemessung, können plastische Verformun-

gen der Hohlkästen vermieden werden. Das ist ein wesentlicher Vorteil, weil die Hohlkästen schwer zu reparieren sind und weil wegen deren hohen Normalkraft, der Steifigkeitsverlust infolge Fließens sehr kritisch sein kann. Die Schubverbindungen sind an den Hohlkästen angeschraubt und können deshalb nach einem Erdbeben ersetzt werden.

Die Bemessung und Herstellung der Schubverbindungen ist hohen Anforderungen unterworfen. Die Verbindungen müssen (1) grosse inelastische Verformungen ohne Widerstandsverlust mitmachen können, (2) eine genau abschätzbare Überfestigkeit aufweisen, um die Kapazitätsbemessung der Hohlkästen zu erlauben und (3) müssen ersetzbar sein.

Um diese Anforderungen zu überprüfen, wurden zwei Schubverbindungen im Massstab 1:1 getestet. Dabei wurde eine longitudinale und eine transversale Schubverbindung getestet, weil sie unterschiedliche geometrische Verhältnisse aufwiesen. Die Versuchseinrichtung ist im Bild 14c dargestellt. Die Schubverbindung war in einem 4-Gelenk-Rahmen eingespannt und das Hin- und Herbewegen der Prüfsäule erzeugte die erwünschte Schubbeanspruchung V im Versuchskörper.

Bild 14d zeigt das hysteretische Verhalten der getesteten longitudinalen Verbindung. Dabei konnten zwei wichtige Aspekte identifiziert werden: (1) Die Überfestigkeit $V_p/V_y = 1.94$ war wesentlich grösser als 1.25, was gemäss AISC ("American Institute of Steel Construction") bei der Bemessung anzunehmen ist. (2) Das Verformungsvermögen von 0.069 radians war zwar wesentlich grösser als den SEE-Bedarf von 0.040, aber kleiner als die AISC Anforderung von 0.080 radians. Der erste Aspekt hat eine wesentliche Bedeutung im Zusammenhang mit der Kapazitätsbemessung des Tragwerks: falls die Überfestigkeit der plastifizierenden Elemente unterschätzt wird, kann es vorkommen, dass Elemente, die als elastisch bemessen wurden, ebenfalls ins Fließen kommen. Bei solchen Elementen wird bewusst auf duktilitätsfördernde Massnahmen verzichtet, was zu einem frühzeitigen Versagen des Tragwerks führen könnte. Die AISC Angabe bezüglich Überfestigkeit liegt deshalb auf der unsicheren Seite und weitere Versuche haben diese Tendenz gezeigt. Aus diesem Grund sollte diese Normbestimmung dringend geändert werden.

Das Versagen des longitudinalen Versuchskörpers erfolgte schlagartig infolge Reißen des Stegs (Bild 15a). Die Wurzel des Diagonalrisses entstand schon während einer früheren Phase des Versuchs bei der Steg-Flansch-Rippe Schweissverbindung (Bild 15b). Die massive Dicke der angrenzenden Stahlplatten benötigte intensive Schweissarbeit, die zu Spannung-

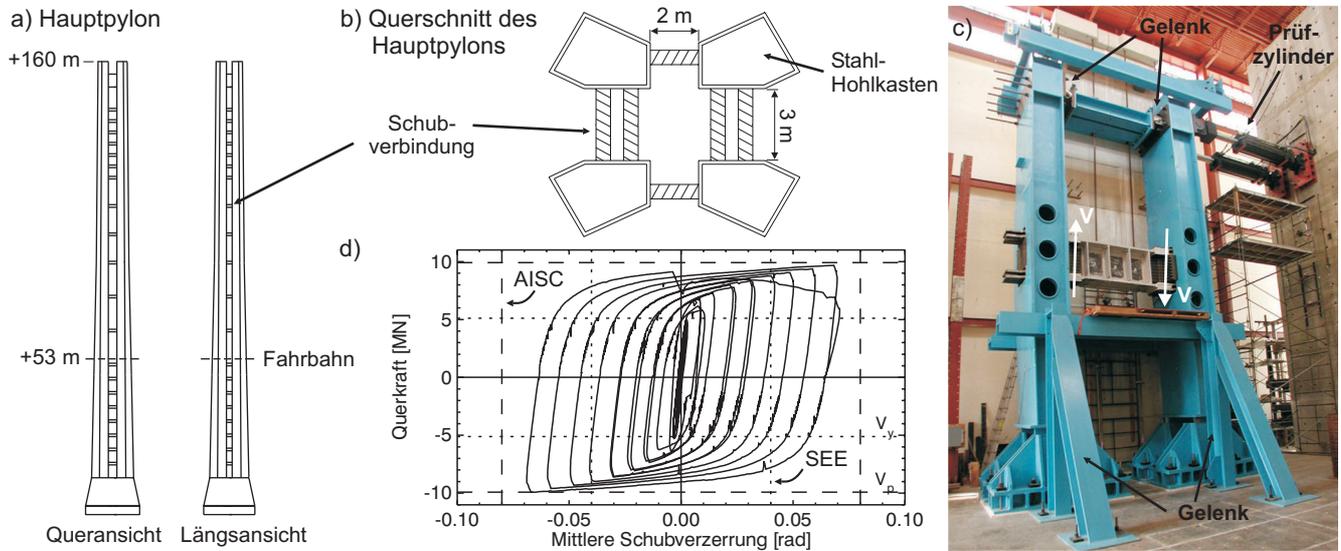


Abb. 14: Pylon der selbstverankerten Hängebrücke (a) und zugehöriger Querschnitt (b). Einrichtung zur experimentellen Untersuchung der Schubverbindungen (c) und hysteretisches Verhalten der getesteten longitudinalen Schubverbindung (d).

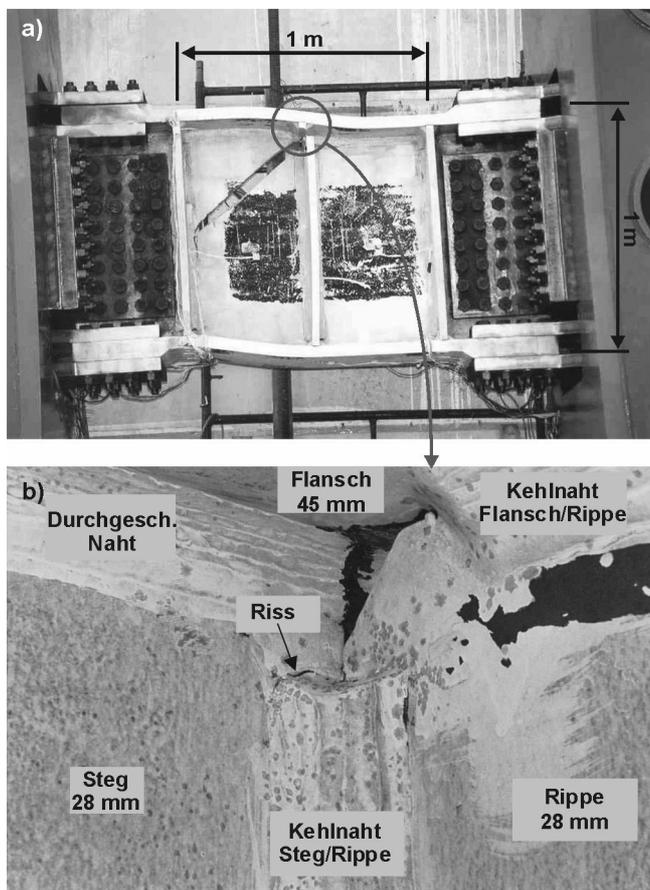


Abb. 15: Versagen der longitudinalen Schubverbindung (a) und Vergrößerung der Region wo das Versagen ausgelöst wurde.

skonzentrationen und zu einem frühzeitigen Versagen führten. Diese Verbindungsregion wurde in McDaniel et al. (2001) intensiv numerisch untersucht und schliesslich wurde eine neue Konfiguration der Sch-

weissnähte vorgeschlagen, die in weiteren Versuchen geprüft wurde (Dusika et al. (2002)) und zu fast einer Verdoppelung des Verformungsvermögens der Schubverbindung führte.

4.3 Druckversuche am Brückenträger der Hauptspannweite

Hauptmerkmal einer selbstverankerten Hängebrücke ist die hohe Normalkraft, die im Brückenträger erzeugt wird, um die Zugkraft im Hauptkabel aufnehmen zu können. Infolge Eigengewicht der Brücke und Vorspannung des Hauptkabels, beträgt die Normalkraft in jedem Zwillingsträger der neuen SFOBB (Bild 16a) ungefähr 30% der Fließkraft $A_s f_y$. Während des SEE steigt die Normalkraft bis zu 40% der Fließkraft und am oberen und unteren Rand des Querschnittes können, infolge Biegung, Spannungen bis zu 80% der nominellen Streckgrenze des vorgesehenen Baustahls ($f_y = 345 \text{ MPa}$) auftreten.

Vertiefte Untersuchungen haben das globale Ausknicken des Brückenträgers ausgeschlossen, nicht so das lokale Ausknicken der orthotropischen Fahrbahnplatte oder der orthotropischen unteren Kastenplatte.

Als Alternative zu einer kostspieligen Erhöhung der Blechstärken wurde beschlossen, den Stabilitätsnachweis beider Platten anhand von Grossversuchen vorzubringen. Die zwei Versuchskörper, dargestellt unten in Bild 16, sind ein Model im Massstab 1:2.2 der Fahrbahnplatte (Typ 1) und der unteren Kastenplatte (Typ 2). Beide Versuchskörper wurden vertikal aufgestellt und in der Versuchseinrichtung von Bild 17 monotonisch getestet. Die Lagerung des Versuchskörpers bildet die Wirkung der Querträger nach, die im Prototyp

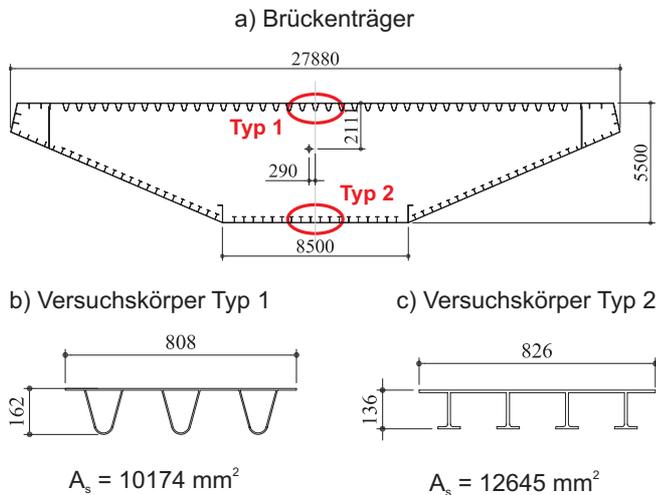


Abb. 16: Querschnitt eines Hauptträgers der selbstverankerten Hängebrücke (a) und Versuchskörper für die entsprechenden Druckversuche (b, c).

alle 5 m angeordnet sind, um die Verwölbung des Brückenträgers zu vermeiden.

Die sehr steife Versuchseinrichtung und die Durchführung des Versuchs in Verformungskontrolle erlaubten die Untersuchung der Entfestigungsphase des Versuchskörperverhaltens. Die Kraft-Verformungs-Beziehung vom Versuchskörper Typ 1 ist in Bild 18 dargestellt. Im Versuch wurde ein maximaler Widerstand erreicht, der 90% der theoretischen Fließkraft – berechnet mit gemessenen Materialeigenschaften – entsprach. Es war nicht möglich die theoretische Fließkraft zu erreichen. Dies wegen den Anfangsungenauigkeiten und den Eigenspannungen des Versuchskörpers sowie wegen dem markanten Unterschied zwischen der Streckgrenze der Platte (372 MPa) und die der Rippen (427 MPa). Das Erreichen der Streckgrenze der Platte hatte als Konsequenz die Verschiebung des Widerstandszentrums des Versuchskörpers und die dabei resultierende Exzentrizität löste das Ausknicken aus.

Die Implementierung von diesen Eigenschaften im Finiten Elemente Model (FEM), das zur Vorhersage des Versuches verwendet wurde, erlaubte eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnisse und numerischen Simulationen zu erreichen. Dabei wurden die Anfangsungenauigkeiten und die tatsächlichen Materialeigenschaften gemessen. Die Verteilung der Eigenspannungen wurde hingegen basierend auf früheren Versuchen und Literaturangaben angenommen. Um einen ähnlichen Eigenspannungszustand wie im Prototyp zu erreichen, wurde für die Herstellung des Versuchskörpers das gleiche Verfahren und die gleiche Qualitätssicherung wie für den Prototyp verwendet. Das validierte FEM steht somit jetzt zur Verfü-

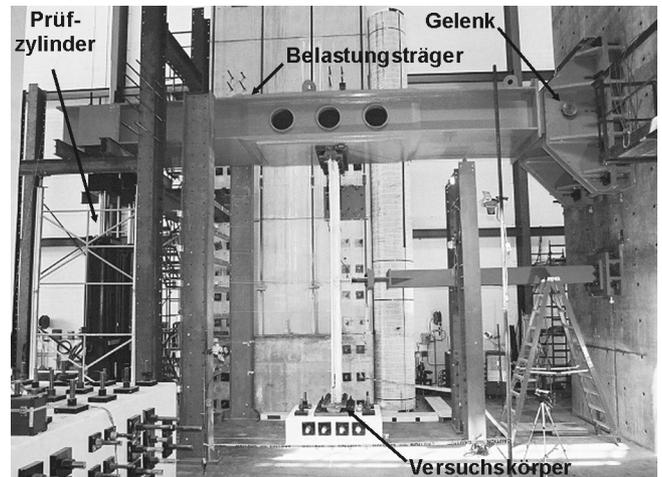


Abb. 17: Einrichtung für die Druckversuche an der Fahrbahnplatte und an der unteren Kastenplatte des Brückenträgers der selbstverankerten Hängebrücke.

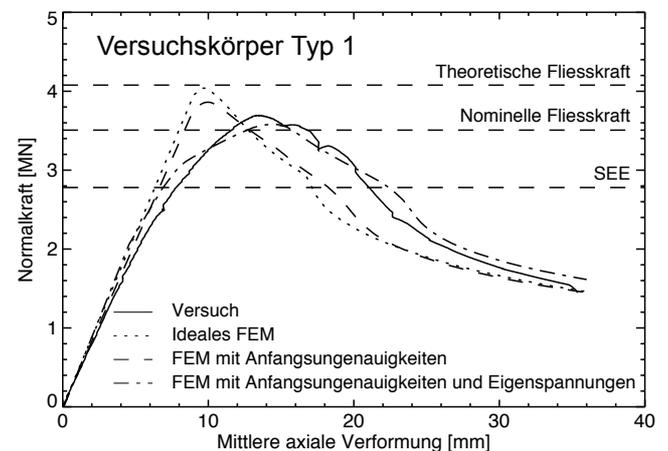


Abb. 18: Vergleich zwischen gemessene und berechneten Kraft-Verformungs-Beziehungen der Fahrbahnplatte.

gung, um die verfeinerte Bemessung des Brückenträgers durchzuführen.

Eine detaillierte Beschreibung dieser Versuche ist in Chou et al. (2002) zu finden.

5 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die systematische experimentelle und numerische Untersuchung aller Bauteile der neuen "San Francisco-Oakland Bay Bridge", die während eines Erdbebens inelastische Verformungen erfahren können, hat die volle Erdbebentauglichkeit des bestehenden Projektes bewiesen. Es könnten dabei neue konstruktive Details und Ausführungsverfahren vorgeschlagen und getestet werden, die zu einer günstigeren Brücke mit einem besseren Erdbebenverhalten führen. Hinzu wurden theoretische und numerische Modelle entwickelt, die zur besseren Bemessung von diesen und neuen Brücken führen werden.

Dieses Projekt zeigt die erfolgreiche Anwendung in der Praxis von Bemessungswerkzeugen, die normalerweise erst in der akademische Forschung verwendet werden.

6 VERDANKUNGEN

Die vorgestellten Forschungsarbeiten wurden durch die "California Department of Transportation (Caltrans)" finanziert.

Doktor Eric M. Hines – Projektleiter bei LeMessurier Consultants, Cambridge MA – war zuständig für die Versuche an den Pfeilern der Vorlandbrücke. Professor Cole C. McDaniel – Department of Structural Engineering, Washington State University, Pullman WA – war zuständig für die Versuche an den Schubverbindungen des Hauptpylons. Professor Chung-Che Chou – Department of Structural Engineering, National Chiao Tung University, Taiwan – war zuständig für die Druckversuche an der orthotropischen Fahrbahnplatte der Hauptspanweite. Professor Chia-Ming Uang – Department of Structural Engineering, University of California, San Diego – hat alle Versuche an Stahlbauteilen betreut.

LITERATUR

- Anatech Corporation (1997), Anacap-U - User's Manual. Version 2.5. Anatech Corporation, San Diego.
- Bachmann H., Dazio A., Bruchez P., Mittaz X., Peruzzi R. & Tissières P., Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden. SIA Dokumentation D0171. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- Carr A.J. (2001), Ruaumoko 3D - User's Manual. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. Christchurch.
- Chou C.C., Uang, C.M. & Seible F. (2002), Compression Testing of Orthotropic Steel Deck for the New San Francisco-Oakland Bay Bridge. Research Report SSRP-2002/12. Department of Structural Engineering. University of California San Diego.
- Dazio A. & Seible F. (2002), Structural Testing of the San Francisco-Oakland Bay Bridge East Spans Pier W2. Research Report SSRP 2002/11. Department of Structural Engineering. University of California San Diego.
- Dazio A. (2000), Entwurf und Bemessung von Tragwandgebäuden unter Erdbebeneinwirkung. Diss. ETH Nr. 13739. Zürich.
- Dazio A., Wenk T. & Bachmann H. (1999), Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung. IBK Bericht Nr. 239. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.
- Dusicka P., Itani A.M. & Buckle I.G. (2002), Cyclic Behavior of Shear links and Tower Shafts Assembly of San Francisco-Oakland Bay Bridge Tower. Report No. CCEER 02-06. Center for Civil Engineering Earthquake Research. University of Nevada, Reno.
- Hibbit, Karlson & Sorensen (1997), Abaqus - User's Manual. Version 5.8. Hibbit, Karlson & Sorensen, Inc., Pawtucket, Rhode Island.
- Hines E.M., Dazio A., Chou C.C. & Seible F. (2002), Structural Testing of the San Francisco-Oakland Bay Bridge East Span Skyway Piers. Research Report SSRP-2002/01. Department of Structural Engineering. University of California San Diego.
- McDaniel C.C., Uang, C.M. & Seible F. (2001), Cyclic Testing of Suspension Tower Shear Links of the San Francisco-Oakland Bay Bridge. Research Report SSRP-2001/14. Department of Structural Engineering. University of California San Diego.
- Megally S.H. & Seible F. (2003), Precast Segmental Bridges: Seismic Performance of Superstructure Segment-to-Segment Joints. Proceedings of the FIB 2003 Symposium Concrete Structures in Seismic Regions. Athens May 6-9.
- Priestley M.J.N., Seible F. & Calvi G.M. (1996), Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons, New York.
- Seible F. (2000), Long Span Bridges in California - Seismic Design and Retrofit Issues. Proceedings of the XII World Conference in Earthquake Engineering. Auckland.
- Tang M.-C., Manzanarez R., Nader M., Abbas S. & Baker G. (2000), Replacing the East Bay Bridge. Civil Engineering, September.
- T.Y. Lin International & Moffatt and Nichol (2002), The San Francisco-Oakland Bay Bridge East Span Seismic Safety Project. Main Span Structures: 100% PS&E Submittal.

Ein Schädigungsmodell für Brückenpfeiler aus Stahlbeton

Andreas Fäcke und Lothar Stempniewski
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH)

1 KURZFASSUNG

Es wird ein Werkstoffmodell vorgestellt, welches das nichtlineare Verhalten von Stahlbeton unter zyklischer Belastung für schlanke Druckglieder realitätsnah und effektiv beschreibt. Hierbei werden die drei Komponenten: Beton, Bewehrung und Verbund jeweils durch ein eigenes Stoffgesetz repräsentiert. So kann der Zustand beispielsweise von Brückenpfeilern nach einem Erdbeben numerisch simuliert und anhand von Schädigungsparametern beurteilt werden. Das Werkstoffmodell wurde in ein Finite Elemente Programm implementiert und wird am Beispiel der Moseltalbrücke bei Dieblich-Winningen demonstriert.

2 ABSTRACT

A constitutive equations model is presented, which describes the non-linear behaviour of reinforced concrete slender columns for cyclic loads in a realistic and effective manner. The three components: concrete, reinforcement and bond are considered by extra constitutive laws. In this way the state of a column after an earthquake can be numerically simulated and can be judged using damage variables. The model is implemented into a general purpose finite element program and is demonstrated at the viaduct crossing the Moselle river nearby Dieblich-Winningen.

3 EINLEITUNG

Wie sich nach Erdbebenkatastrophen immer wieder zeigt, ist das Versagen von Stahlbetonpfeilern eine der Ursachen für den Einsturz zahlreicher Brücken und aufgeständerter Fahrbahnen. Meist sind es Mängel in der Bewehrungsführung oder der Betonqualität, die zu einem rapiden Widerstandsverlust in einem sich bildenden plastischen Gelenk führen und dadurch ein induktiles Versagen der Pfeiler bewirken. Es wird ein Werkstoffmodell für Stahlbeton vorgestellt in dem die drei Komponenten Beton, Bewehrungsstahl und Verbund jeweils durch ein eigenes nichtlineares Stoffgesetz beschrieben werden. Die sukzessive Schädigung

durch zyklische Belastung während eines Erdbebens wird dabei durch Schädigungsparameter verfolgt. Das Werkstoffmodell wurde in das universelle Finite Elemente Programm Abaqus/Standard implementiert. Da der Haupt-Spannungszustand in schlanken Druckgliedern nahezu einaxial, parallel zur Stabachse verläuft, eignet sich die Diskretisierung auf Faserebene besonders gut. Sie ermöglicht eine detaillierte Abbildung des Materialverhaltens auch für große Bauteile bei akzeptabler Rechendauer. Hierbei wird der Stabquerschnitt in einzelne Fasern unterteilt, deren Spannung lediglich von ihrer Dehnungsgeschichte parallel zur Stabachse abhängt. Eine auf das Betonwerkstoffverhalten positiv wirkende Umschließung durch Bügel wird a priori in der Spannungs-Dehnungs-Linie berücksichtigt. Im Gegensatz zur üblichen Diskretisierung auf Faserebene, bei der der Verbund zwischen Beton und Bewehrung lediglich durch Modifizierung der Spannungs-Dehnungs-Linie einer dieser beiden Komponenten berücksichtigt wird, wird in diesem Modell die Relativverschiebung beider Komponenten (Schlupf) über Verbundelemente realisiert. So ist es möglich den Schädigungsgrad jeder Komponente differenziert zu verfolgen, um z.B. die Resttragfähigkeit der Pfeiler nach einem Erdbeben beurteilen zu können. Das Modell zeigt eine gute Übereinstimmung mit Versuchen aus der Literatur für monotone Belastung bis zum Versagen sowie für zyklische Lasten. Das Werkstoffmodell wird an einem 124m hohen Pfeiler der Autobahnbrücke über die Mosel bei Dieblich-Winningen für zwei unterschiedliche Erdbebenszenarios demonstriert.

4 WERKSTOFFMODELL

Stahlbeton ist ein Verbundwerkstoff, der ein stark nichtlineares Last-Verformungsverhalten aufweist. Die Ursachen hierfür sind vielseitig und sollen im folgenden kurz zusammengefasst werden. Beton stellt ein inhomogenes Strukturgefüge aus Zuschlag und Zementstein dar, das schon im unbelasteten Zustand

diffus verteilte Mikrorisse aufweist. Wird Beton belastet, verbinden sich die Mikrorisse zunehmend zu einem Mikrorissband, das schließlich zum Makroriss führt. Dadurch besitzt Beton nur eine geringe Zugfestigkeit und reagiert unter Druck aufgrund von Rissbildungen parallel zu Belastungsrichtung stark nichtlinear. Wird Beton von Bügeln umschlossen, kann sowohl seine Druckfestigkeit als auch seine Duktilität erhöht werden, da die Rissentwicklung durch Querdruckspannungen behindert wird. Bei zyklischer Belastung kommen Kontakteffekte zwischen sich öffnenden und wieder schließenden Rissufern hinzu.

Stahl verhält sich bis zur Streckgrenze linear-elastisch, unabhängig davon ob Druck oder Zug herrscht. Mit zunehmender Dehnung beginnt er sich plastisch zu verformen und nach einem Plateau konstanter Spannung verfestigt er sich bis zum Erreichen der Zugfestigkeit, bei der der Bruch eintritt. Dieses Plateau konstanter Spannung zeichnet warmgewalzten Stahl aus, fehlt jedoch bei kaltverformten Stahl. Bei Lastumkehr nach einer Verfestigung stimmt die vorhandene Streckgrenze nicht mehr mit der ursprünglichen überein. Der linear-elastische Spannungsbereich bleibt in seiner Größe zwar nahezu konstant, verschiebt sich jedoch in Richtung der Verfestigung. Dieser Effekt, der in Abb. 2 dargestellt ist, wird Bauschinger-Effekt genannt.

Auch der Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton beeinflusst das Verhalten von Stahlbeton. Für kleine Belastungen wird der Verbund zwischen Stahl und Beton durch Adhäsion gewährleistet. Mit steigender Last verliert dieser Effekt jedoch schnell an Wirkung, worauf sich die Rippen auf der Bewehrungsoberfläche am umliegenden Beton abstützen. Diese Betonkonsolen werden sukzessive entfestigt und abgeschert, so dass es zum Gleiten (Schlupf) der Bewehrung im Beton kommt. Nachdem die Betonkonsolen vollständig abgeschert sind, können Verbundspannungen nur noch durch Reibung aktiviert werden. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung hängt von der Oberfläche der Bewehrung, der Betonqualität und der Betonüberdeckung ab, und ist in hohem Maße inelastisch.

Die numerische Abbildung dieser Phänomene für eine beliebig zyklische Belastung basiert auf insgesamt vier Schädigungsparametern und wird im folgenden für die drei Komponenten Beton, Stahl und Verbund vorgestellt.

4.1 Beton

Das Beton-Stoffgesetz enthält zwei Schädigungsparameter, einer für Zug- und einer für Druckschädigung. Die uniaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie im

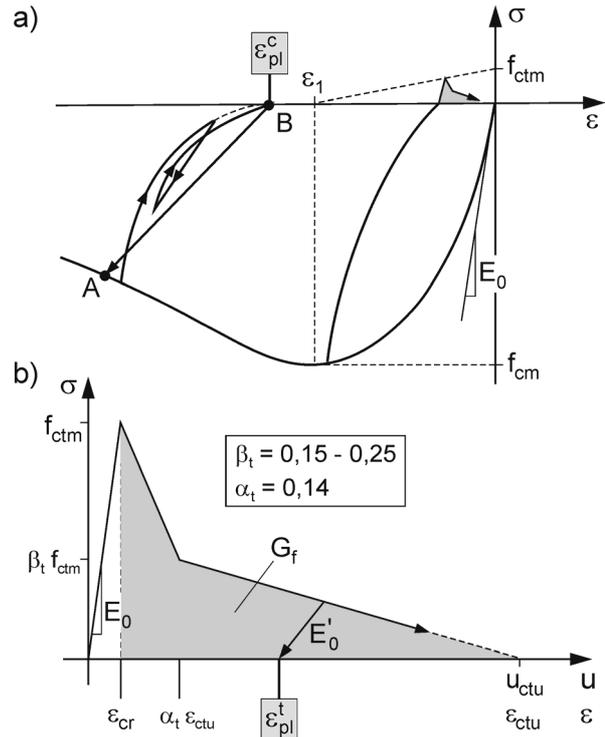


Abb. 1: Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton

Druckbereich bei Erstbelastung nach Gl. 1, die noch immer von zahlreichen Autoren Anwendung findet, wurde von Salse et al. (1973) entwickelt. Hierin sind E_0 der Tangentenmodul im Ursprung, n ein Parameter zur Anpassung der Kurve im Entfestigungsbereich und E_1 und ϵ_1 der Sekantenmodul bzw. die Dehnung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit f_{cm} .

$$\sigma = \frac{E_0 \cdot \epsilon}{1 + \left(\frac{E_0}{E_1} - \frac{n}{n-1} \right) \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_1} \right) + \frac{1}{n-1} \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_1} \right)^n} \quad (1)$$

Das unterschiedliche Spannungs-Dehnungs-Verhalten von wirksam umschnürten bzw. nicht umschnürten Beton wird durch Anpassung der Parameter E_1 , ϵ_1 und n nach Chen (2001) berücksichtigt. Welcher Anteil des Querschnittes wirksam umschnürt ist, wird nach CEB-FIP MC 1990 geregelt. Das nichtlineare Verhalten bei Ent- und Wiederbelastung im Druckbereich (Bereich zwischen Punkt A und B in Abb. 1) wurde nach Mander et al. (1988) unter Berücksichtigung einer Modifikation von Chen (2001) realisiert. Nach diesem Ansatz kann zu jedem Punkt der Erstbelastungskurve eindeutig eine plastische Dehnung ϵ_{pl}^c (s. Abb. 1a) zugeordnet werden, die nach Gl. 2 in den ersten Schädigungsparameter im Beton-Stoffgesetz Eingang findet. Demnach tritt keine zusätzliche Schädigung auf, solange die Dehnungen im Bereich zwischen Punkt A und B verbleiben.

Mit zunehmender Druckschädigung nimmt die mittlere Steifigkeit, also die Steigung der Strecke AB, ab.

$$D_1 = \varepsilon_{pl}^c / \varepsilon_1 \leq 1,0 \quad (2)$$

Im Zugbereich wird ein linear elastisches Dehnungsverhalten bis zur Zugfestigkeit f_{ctm} angenommen. Darauf folgt eine bilineare Zugentfestigung nach Roelfstra et al. (1986), die den Übergang vom lokalisierten Mikrorissband bis hin zum Makroriss, also der vollständigen Zugentfestigung, darstellt. Die zur vollständigen Entfestigung im Riss benötigte Bruchenergie G_f , die in Abb. 1b grau hinterlegt ist, wird nach Hillerborg et al. (1976) als Materialkonstante angesehen. Demnach ist auch die Rissbreite u_{ctu} bei vollständiger Entfestigung eine Materialkonstante. Der tatsächlich vorhandene diskrete Riss stellt eine Diskontinuität in der Dehnungsverteilung dar und kann mit der Methode der Finiten Elemente ohne erneute Netzgenerierung nicht erfasst werden. Aus diesem Grund wird der Riss über die Länge des Elements ‚verschmiert‘, was wieder zu einer kontinuierlichen Dehnungsverteilung führt. Um eine Netzunabhängigkeit zu erreichen, wird die Dehnung ε_{ctu} auf die charakteristische Elementlänge nach Bazant et al. (1983) bezogen. Mit zunehmender Entfestigung nimmt die Steifigkeit bei Entlastung E'_0 ab. Analog zur Druckschädigung kann jedem Punkt der Zugentfestigungskurve genau eine plastische Dehnung ε_{pl}^t zugeordnet werden, die nach Gl. 3 in den zweiten Schädigungsparameter im Beton-Stoffgesetz eingeht. Da die Zugfestigkeit auch durch Druck geschädigt wird, ist der zweite Schädigungsparameter von D_1 nach Gl. 3 abhängig.

$$D_2 = 1 - (1 - D_1) \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{pl}^t}{\varepsilon_{ctu}} \right) \quad (3)$$

Obwohl die aufnehmbare Zugspannung des Betons im Vergleich zur aufnehmbaren Druckspannung sehr gering ist und damit einen eher geringen Einfluss auf die Querschnittsmomente hat, führt sie zu einem numerisch wesentlich stabileren Modellverhalten. Nachdem der Beton vollständig gerissen ist und wieder auf Druck belastet wird, tritt Kontakt nicht erst bei ε_{pl}^c auf, sondern schon zu einem früheren Zeitpunkt. Die Dehnungsdifferenz ab der Kontakt zwischen den Rissen auftritt, wurde nach einem Ansatz von Zhu et al. (1980) berücksichtigt.

4.2 Stahl

Da zu diesem Zeitpunkt keine Angabe über die Herstellungsart des Bewehrungsstahls vorliegt, wird zunächst kaltverformter Stahl ohne Fließplateau ange-

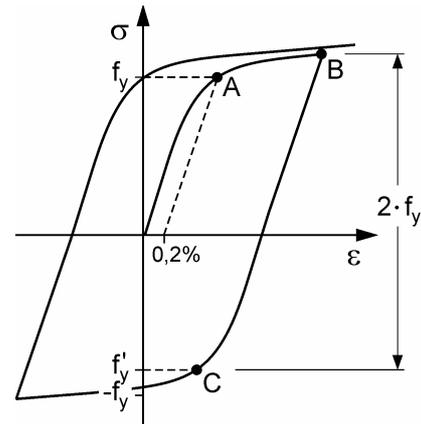


Abb. 2: Spannungs-Dehnungs-Linie für Stahl

nommen. Für die Spannungs-Dehnungs-Linie bei Erstbelastung wurde die Exponentialfunktion in Gl. 4 nach Ramberg Osgood (1943) verwendet.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + a \cdot \left(\frac{\sigma}{b} \right)^n \quad (4)$$

Die Konstanten a, b und n müssen so gewählt werden, dass die Randbedingungen, also die Streckgrenze und Zugfestigkeit des Stahls, erfüllt werden. Da der Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich fließend ist, wird die Elastizitätsgrenze bei der Spannung f_y , bei der die bleibende Verformung 0,2% beträgt (s. Punkt A in Abb. 2), definiert. Nach einer Lastumkehr im Punkt B verhält sich das Material zunächst elastisch, bis bei der Spannung f'_y im Punkt C plastische Verformungen wieder einsetzen. Der elastische Bereich mit konstanter Größe $2 \cdot f_y$ hat sich durch die Materialverfestigung nach oben verschoben. Hierbei handelt es sich um die kinematische Verfestigungsregel, mit der der Bauschinger Effekt des Stahls berücksichtigt wird. Die Spannungs-Dehnungs-Linie nach Wiedereinsatz plastischer Verformungen entspricht der um 180° gedrehten Ramberg Osgood Funktion. Für Stahl wurde kein Schädigungsparameter eingeführt, hier wird lediglich ein Überschreiten der Zugfestigkeit kontrolliert.

4.3 Verbund

Der Schlupf zwischen Beton und Bewehrung wurde durch ein Verbundelement mit linearem Verschiebungsansatz nach Keuser (1985) realisiert. Als Verbundspannungs-Schlupf-Linie (Abb. 3) bei Erstbelastung wurde eine Vereinfachung des Verbundgesetzes von Bigaj (2001) gewählt. Hierin steigt die Verbundspannung bis zu einem Maximalwert von τ_1 nichtlinear an, und fällt durch sukzessive Entfestigung der Betonkonsolen auf den Wert τ_3 , der die Reibung zwischen Beton und Bewehrungsstahl nach vollstän-

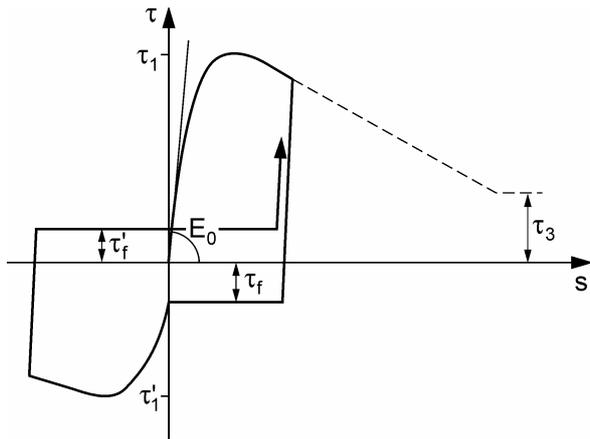


Abb. 3: Verbundspannungs-Schlupf-Linie

diger Entfestigung der Betonkonsolen darstellt, linear ab.

Wegen der Adhäsion zwischen Stahl und Beton bei einsetzender Belastung müsste die Kurve im Ursprung eine unendliche Steigung aufweisen, wurde jedoch aus numerischen Gründen mit E_0 als endlich groß angenommen. Ein Versagen durch Spaltzug, bei dem Risse parallel zur Bewehrung bis zur Bauteiloberfläche zu einem schlagartigen Verbundspannungsverlust führen, konnte aufgrund einer ausreichenden Umschließung durch Bügel ausgeschlossen werden. Das Verbundgesetz wurde nach einem Ansatz von Elgehausen et al. (1983) für allgemein zyklische Belastung erweitert. In diesem Ansatz, der in Abb.3 skizziert ist, wird berücksichtigt welcher Anteil der Betonkonsolen zwischen den Bewehrungsrippen schon geschädigt ist, was konstante Spannungen τ_f durch Reibung in diesen Bereichen zur Folge hat. Außerdem werden aus der durch Schlupf geleisteten Arbeit zwei Schädigungsparameter abgeleitet, die zur Abminderung der Verbundspannung im Bereich intakter Betonkonsolen bzw. zur Abminderung der Reibkraft dienen. Hierdurch kann die zunehmende Entfestigung auch zwischen konstanten Hysteresezyklen berücksichtigt werden.

5 SIMULATION AN MOSELTALBRÜCKE

5.1 Moseltalbrücke

Der Bau der Moseltalbrücke bei Dieblich Winningen wurde 1972 abgeschlossen. Über sie führt die Autobahn A61 auf einer Gesamtlänge von 935 m und einer maximalen Höhe von 130 m über Talsohle. Der Überbau besteht aus einem einzelligen Stahl-Hohlkasten-Durchlaufträger mit 6 Feldern, bei dem das längste 218 m misst. Die Brückenpfeiler wurden als 3-zellige Stahlbeton-Hohlkästen realisiert und gründen je nach Sedimentüberdeckung auf dem anstehenden Fels flach bzw. auf Bohrpfehlern. Der Verlauf der Brücke im

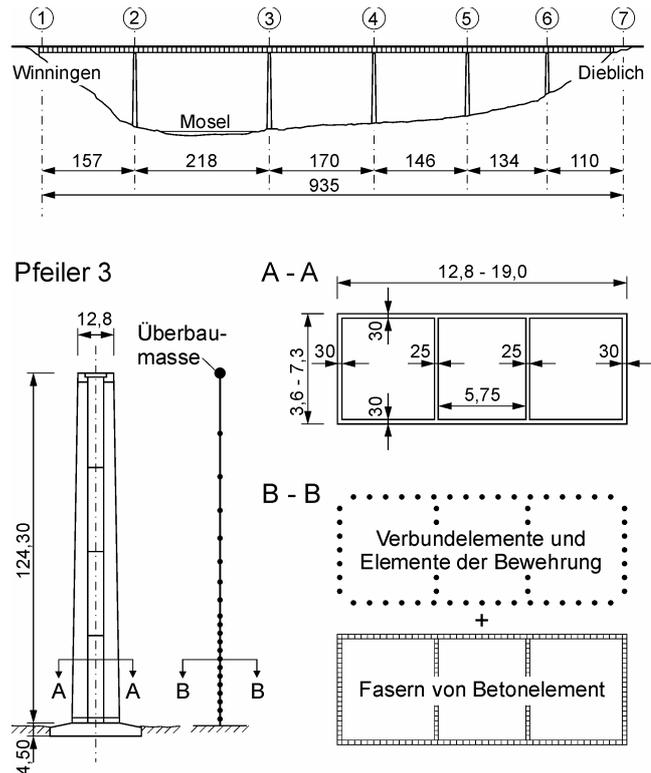


Abb. 4: Moseltalbrücke und Finite Elemente Modell

Grundriss (s. Abb. 4) ist abgesehen von einer leichten Krümmung auf der Seite bei Dieblich gerade. Als Festlager dient das Widerlager bei Winningen, die Pfeiler 2 und 3 sind in Brückenlängsrichtung ebenfalls unverschieblich mit dem Überbau verbunden. Diese Festhalterung ist jedoch aufgrund der hohen Schlankheit der Pfeiler als sehr nachgiebig einzustufen.

5.2 Finite-Elemente-Modell

Das Schädigungsmodell für Stahlbeton wird auf Pfeiler 3, der mit 124 m am höchsten ist, angewendet. Dieser wurde vereinfachend als Kragarm mit fester Einspannung modelliert. Der Überbau wird auf einen Massenpunkt entsprechend der vertikalen Auflast auf diesen Pfeiler reduziert. Das Schwingungsverhalten des Überbaus, welches dadurch vernachlässigt wird, kann zwar einen bedeutenden Einfluss auf die dynamische Belastung des Pfeilers haben, wird jedoch im Rahmen dieser Arbeit vernachlässigt. Der Kragarm besteht aus Balkenelementen für den Beton, in denen die Fasergeometrie dem 3-zelligen Hohlkasten des Pfeilers angepasst ist. In jeder Knotenebene der Faserelemente liegen exzentrisch entsprechend der Lage der Bewehrung Knoten, an die über die Verbundelemente die Elemente der Bewehrung angeschlossen sind.

Die Freiheitsgrade der exzentrisch liegenden Knoten sind mit den Knoten der Faserelemente so gekoppelt,

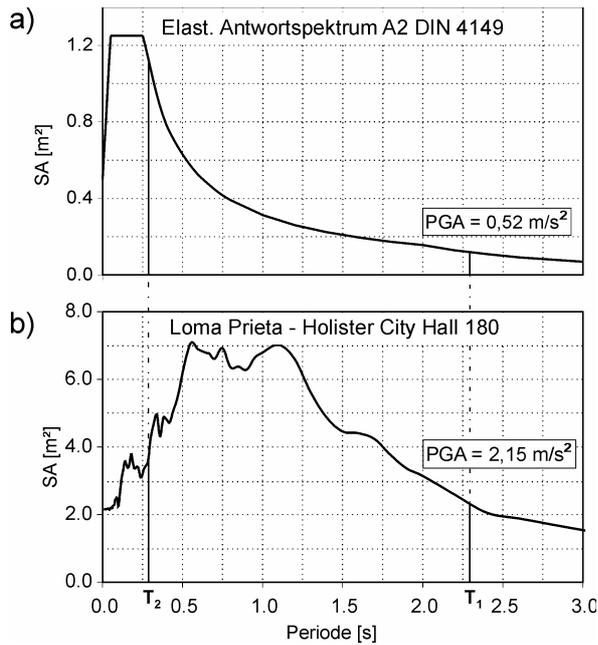


Abb. 5: Antwortspektren der Erdbebenszenarien

dass ein Ebenbleiben der Querschnitte erzwungen wird. Es wurde nicht jeder Bewehrungsstab einzeln diskretisiert, stattdessen wurden jeweils 16 Stäbe zu einem Element mit entsprechender Steifigkeit zusammengefasst.

5.3 Erdbebenlast

Es wurden zwei Erdbebenszenarios an dem Brückenpfeiler simuliert. Das erste Szenario wurde mit SIMQKE I künstlich generiert und ist konform zum elastischen Bemessungsspektrum aus dem Entwurf der DIN 4149. Nach der Karte der geologischen Untergrundklassen aus dieser Norm steht die Brücke im Bereich der Klasse A (felsartiger Untergrund). Mit einem Baugrund der Klasse 2 (Lockergestein), dem Bemessungswert der Beschleunigung für Zone 1 (0,4m/s²) und dem Bedeutungsfaktor für Brücken mit überdurchschnittlicher Bedeutung nach EC 8 ($\gamma_1 = 1,3$) erhält man das Antwortspektrum in Abb. 5a. Als zweites Szenario wurde ein registrierter Zeitverlauf des Loma Prieta Erdbebens von 1989 (USGS Station HCH 180) gewählt, das eine 4-mal so hohe Spitzenbodenbeschleunigung aufweist. Die ersten beiden Eigenmoden des Pfeilers, die in der Ebene der Anregungsrichtung, also lateral zur Brücke, liegen, besitzen eine Schwingungsperiode von $T_1=2,27s$ und $T_2=0,29s$. Während der erste Eigenmode beim Normbeben kaum angeregt wird, ist diese Schwingungsperiode beim registrierten Erdbeben noch stark vertreten.

Ein Erdbeben dieser Art ist an dem Standort der Brücke nicht zu erwarten, es dient vielmehr dazu, ein

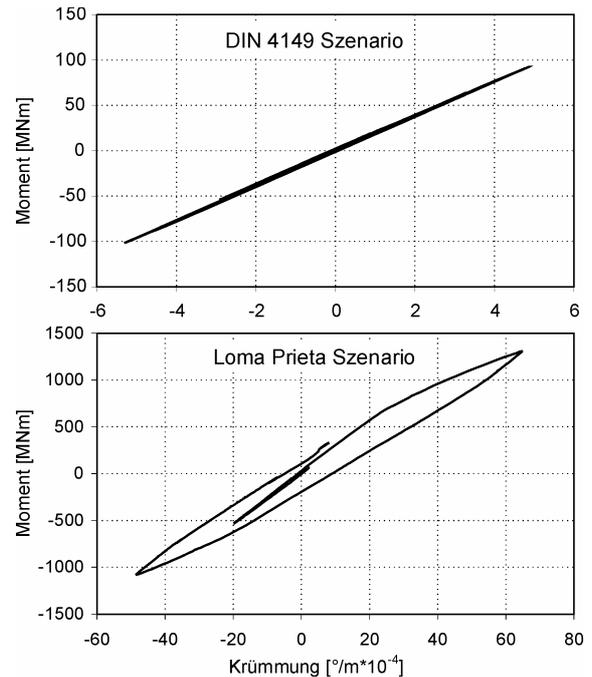


Abb. 6: Momenten-Krümmungs-Kurve am Pfeilerschaft

stark nichtlineares Verhalten mit deutlicher Schädigung am Brückenpfeiler zu zeigen.

5.4 Dynamische Simulation

Die dynamischen Antwort des Modells wurde mit dem Zeitschrittverfahren durch direkte Integration (implizit) berechnet. Die Anregung erfolgt lateral zur Brücke, also in Richtung hoher Steifigkeit des Pfeilers. Die Dauer der Erdbebenzeitverläufe beträgt 20s für das Normbeben bzw. 40s für das registrierte Erdbeben. Verformungen nach Theorie II Ordnung, die bei dem schlanken Bauteil einen maßgebenden Beitrag leisten, konnten zu diesem Zeitpunkt noch nicht berücksichtigt werden, da der entsprechende Ansatz im Verbundelement noch nicht implementiert wurde.

Abb. 6 zeigt die Momenten-Krümmungs-Beziehung (MKB) am Pfeilerschaft für die beiden Erdbebenszenarios. Das maximale Moment bei dem Normbeben beträgt 100MNm und liegt weit unterhalb des Bemessungsmomentes aus Windlast von 751MNm. Obwohl eine genauere Modellierung unter Berücksichtigung des dynamischen Verhaltens des Überbaus und die Berücksichtigung von Th. II Ord. zu höheren Momenten führen wird, kann ein Versagen des Pfeilers durch ein am Standpunkt der Brücke zu erwartendes Erdbeben ausgeschlossen werden.

Die MKB in Abb. 6a ist erwartungsgemäß fast linear elastisch während sie infolge des Loma Prieta Erdbebens in Abb. 6b deutlich das nicht-lineare Verformungsverhalten am Pfeilerschaft zeigt. Dennoch wird auch bei diesem Pfeiler die maximal mögliche Trag-

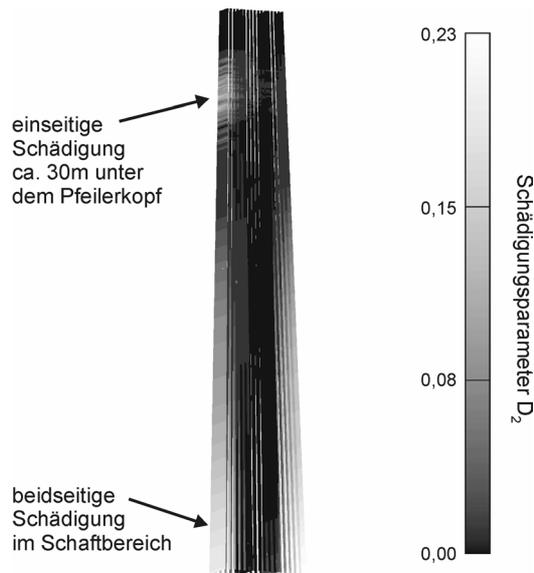


Abb. 7: Schädigungsverteilung an Pfeiler 3

last nicht erreicht, was die Tangente mit positiver Steigung am oberen und unteren Umkehrpunkt der Hysterese beweist. In Abb. 7 ist der Zug-Schädigungsgrad D_2 der Komponente Beton im Pfeiler dargestellt. Je heller die Fasern, desto höher ist der Schädigungsgrad. Mit einer maximalen Schädigung von $D_2 = 23\%$ liegt die Zugfestigkeit nach Abb. 1b nur noch unter 20% der Ursprünglichen. Die Druckschädigung des Betons und des Verbundes sind vernachlässigbar und wurden deshalb nicht dargestellt. Die Zugschädigung ist an den Außenkanten im unteren Bereich des Schafts maximal und nimmt bis zur mittleren Höhe des Pfeilers stetig ab. Auch im oberen Bereich des Pfeilers ist einseitig eine Schädigung zu erkennen. Diese ist durch die starke Anregung des zweiten Eigenmodes zur erklären, bei dem die Eigenform in diesem Bereich eine starke Krümmung aufweist. Die genaue Lage der Risse kann mit der gewählten Elementlänge von 30cm nicht ermittelt werden. Außerdem ist es möglich, dass ein Element von mehr als einem Riss durchquert wird, womit der Ansatz der verschmierten Risse nicht mehr korrekt ist. Vergleichsberechnungen an kleineren Modellen zeigten bei einer Elementlänge von bis zu 5cm gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen. Hierdurch konzentriert sich die Schädigung auf kleinere Bereiche wodurch auch dem Verbund eine größere Rolle zukommt und ein stabileres numerisches Verhalten u.a. aufgrund einer abgeflachten Steigung bei der Zugfestigkeit bewirkt wird.

6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Es wurde ein numerisches Modell auf Faserebene zur Abbildung des nichtlinearen Verhaltens von Stahlbeton bei zyklischer Belastung vorgestellt. Über vier Parameter kann das Ausmaß und die Art der Schädigung von Stützen und Pfeilern verfolgt werden. Eine Simulation des Loma Prieta Bebens an einem Pfeiler der Moseltalbrücke zeigt deutlich Zugschädigungen am Schaft und ca. 30m unterhalb des Pfeilerkopfes. Für eine genauere Angabe der Rissstellen ist eine feinere Diskretisierung, als die gewählte von 30cm, in Bereichen mit Zugschädigung zu wählen, wodurch aufgrund der ‚verschmierten‘ Risse auch eine stabilere numerische Berechnung erreicht wird. In das Verbundelement ist der Ansatz für geometrische Nichtlinearität zu implementieren, um Verformungen nach Theorie II Ordnung berücksichtigen zu können.

LITERATUR

- Bigaj, A. J. (1999), Structural Dependence of Rotation Capacity of Plastic Hinges in RC Beams and Slabs, Dissertation, TU Delft.
- CEB-FIP (1993), Model Code 1990, Thomas Telford House, London
- Chen, F. (2001), Numerische Simulation des nichtlinearen Trag- und Schädigungsverhaltens von Stahlbeton- Stabtragwerken und zyklischer Belastung, Fortschritt-Berichte VDI Reihe 4 Nr. 171.
- DIN 4149-1 (2002), Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Deutsches Institut für Normung e. V., Entwurf 10/2002, Berlin.
- Eligehausen, R., Popov, E. P., Bertero, V. V. (1983), Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-83/23, University of California, Berkeley.
- Hillerborg, A., Modéer, M., Petersson, P.E. (1976), Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research, 6, 773-782.
- Lauritzen, L. u.a. (1972), Autobahnbrücke über die Mosel bei Dieblich-Winningen - Dokumentation über die Planung und Ausführung, Kirschbaum Verlag, Bonn
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. (1988), Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering (ASCE), 111, 1804-1826.
- Roelfstra, P.E., Wittmann, F.H. (1986) Numerical Method to Link Strain Softening with Failure of Concrete (163-175), Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete (ed. Wittmann, F.H.), Elsevier, Amsterdam
- Salse, E. A. B., Fintel, M. (1973), Strength, Stiffness and ductility Properties of slender Shear Walls, Proceedings of the 5th World Conference of Earthquake Engineering, Rom, 25-29 June 1973, 919-928.
- Zhu, B., Wu, M., Zhang, K. (1980), A Study of Hysteretic Curve of Reinforced Concrete Members under Cyclic Load, Proceedings of the 7th WCEE, Istanbul, 509-516.

Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken

Thomas Wenk
Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, Zürich

1 EINLEITUNG

Die meisten Brücken des schweizerischen Nationalstrassennetzes sind vor dem Inkrafttreten moderner Erdbebennormen erstellt worden. Sie sind entweder überhaupt nicht oder aus heutiger Sicht nur unzureichend für Erdbebeneinwirkung bemessen worden. Abb. 1 zeigt die Altersstruktur der 3350 Brücken des Nationalstrassennetzes gegliedert nach Baujahr in drei Zeitabschnitte entsprechend der Entwicklung der Erdbebennormen in der Schweiz. Nur rund 10% der Brücken sind nach modernen Erdbebennormen seit 1990 gebaut worden.

Parallel zur Verschärfung der Erdbebennormen hat in den letzten Jahren die Akzeptanz von Unterbrüchen der Infrastrukturnetze immer mehr abgenommen. Dies führte zu einem Nachholbedarf bezüglich Erdbebensicherung von bestehenden Brücken und anderen Bauwerken. Es muss davon ausgegangen werden, dass eine gewisse Anzahl der bestehenden Brücken eine ungenügende Erdbebensicherheit aufweist. Um diese kritischen Bauwerke mit begrenztem Aufwand aus der Gesamtheit der Brücken herausfiltern zu können, wird ein einfaches Beurteilungsverfahren in 2 Stufen vorgestellt. Das Verfahren beruht primär auf einer Analyse bekannter Schwachstellen von Brücken und ist auf die in der Schweiz vorherrschende niedrige bis mittlere Seismizität ausgerichtet.

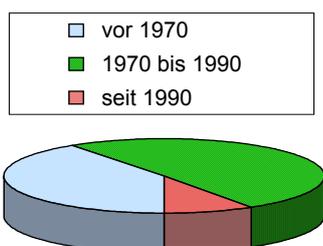


Abb. 1: Altersstruktur der 3350 Brücken des schweizerischen Nationalstrassennetzes gegliedert nach Erdbebennormengenerationen

2 NORMENENTWICKLUNG

Die Entwicklung der Erdbebenbestimmungen in den SIA-Normen lässt sich in vier Zeitabschnitte unterteilen:

- vor 1970: noch keine Erdbebenbestimmungen
- 1970 – 1989: Norm SIA 160, Ausgabe 1970 mit Bauweisen- und frequenzunabhängiger horizontaler Beschleunigung von 2% bzw. 5%
- 1989 – 2003: Norm SIA 160, Ausgabe 1989 mit Zonenkarte, Antwortspektren, bauweisenspezifischer Verformungsbeiwert, Absturzsicherung für Brückenträger sowie Gebrauchstauglichkeitsnachweis für Bauwerksklasse III
- seit 2003: Normen SIA 260 bis 267 mit modernen Erdbebenbestimmungen basierend auf dem Eurocode 8, Kapazitätsbemessung und neuer Zonenkarte.

Als repräsentative Kenngrösse für die geschichtliche Entwicklung der anzusetzenden Erdbebenkräfte ist in

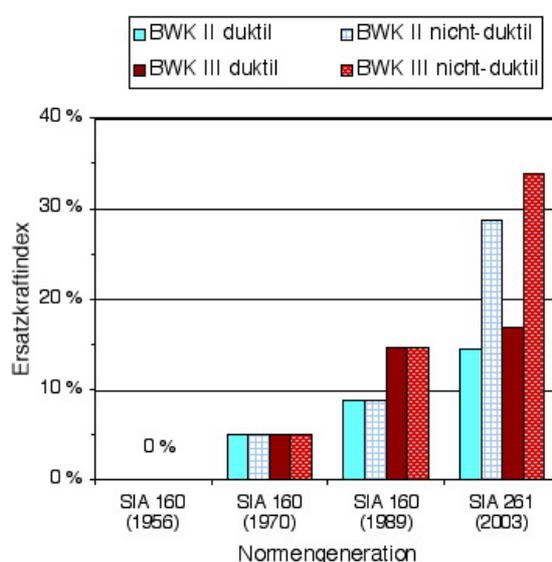


Abb. 2: Geschichtliche Entwicklung des Ersatzkraftindex für duktile und nicht-duktilen Stahlbetonbrückenstützen der Bauwerksklassen II und III bei Baugrundklasse B in der Zone Z3b

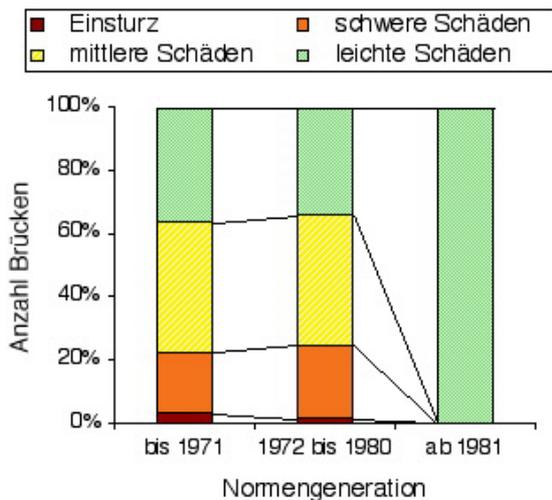


Abb. 3: Einfluss der Erdbeben-Normengeneration auf das Schadensausmass von 233 Brücken im Hauptschadensgebiet des Erdbebens von Northridge bei Los Angeles in Kalifornien

Abb. 2 der Ersatzkraftindex für eine horizontal relativ steife Brücke (d.h. die massgebende Eigenfrequenz fällt in den Bereich der maximalen Amplifikation der Antwortspektren der Beschleunigung) graphisch dargestellt und zwar für Bauwerksklassen II und III und für mittelsteifen Baugrund gemäss SIA 160 resp. Baugrundklasse B gemäss SIA 261 in der Zone Z3b. Der Ersatzkraftindex ist definiert als das Verhältnis der totalen horizontalen Ersatzkraft auf Bemessungsniveau zum massgebenden Gewicht (Dauerlasten plus einem Anteil der Nutzlasten). Zwei Trends prägen den generellen Verlauf des Ersatzkraftindex in Abb. 2: Erstens nimmt das Niveau stetig zu und zweitens wird die Differenzierung zwischen unterschiedlichen Bauweisen immer stärker.

Zum Nachweis des Nutzens des modernen Erdbebeningenieurwesens eignen sich Schadenstatistiken jüngerer Starkbeben in Industrieländern, falls die Bauvorschriften eingehalten worden sind. Als Beispiel wird das Northridge-Erdbeben im Jahre 1994 bei Los Angeles in Kalifornien aufgeführt (Abb. 3). Von insgesamt 3533 Brücken im Hauptschadensgebiet wurden 233 beschädigt. Das Schadenbild dieser 233 Brücken lässt einen starken Einfluss der Erdbeben-Normengeneration auf das Ausmass der Schäden erkennen (Basöz et al. (1999)). Dabei ist besonders zu beachten, dass Brücken, die nach der modernen kalifornischen Normengeneration ab dem Jahre 1981 ausgelegt oder nachträglich entsprechend verstärkt wurden, nur leicht beschädigt wurden.



Abb. 4: Absturz eines Brückenträgers beim Erdbeben von Kobe, Japan 1995

3 TYPISCHE SCHADENBILDER

Der Absturz des Brückenträgers in Längsrichtung von zu kurzen Auflagerbereichen ist das typische Schadenbild von Balkenbrücken (Abb. 4). Brücken, die aus einfachen Balken bestehen, wie z.B. Balkenbrücken, vorfabrizierten Trägern sind besonders anfällig auf einen Trägerabsturz bei Erdbeben. Auch Durchlaufträger können bei den Widerlagern, bei Gerbergelenken oder bei Dilatationsfugen auf Zwischenstützen (Abb. 5) abstürzen. In Abb. 5 ist der Brückenträger bei einer Dilatationsfuge glücklicherweise von den Lagern nur auf die Auflagerbank des Stützenjochs heruntergefallen und konnte gerettet werden.

Der Absturz des Brückenträgers führt meist zu einem Totalschaden mit entsprechend lange dauern dem Unterbruch bis die Brücke wieder repariert oder eine Ersatzbrücke befahrbar ist. Fällt der Brückenträger nur von den Lagern auf die Auflagerbank herunter (Abb. 5), so kann die Brücke oft mit beschränktem Aufwand wieder angehoben werden. Vor allem ist dann eine relativ rasche Wiederinbetriebnahme auf provisorischen Lagern möglich.



Abb. 5: Brückenträger von den Lagern auf das Stützenjoch gefallen. Erdbeben von Kobe, Japan 1995

Die feste Längslagerung des Brückenträgers genügt nicht als Absturzsicherung, da die Hin- und Herbewegung im Lagerspiel des festen Lagers zu sehr hohen Anprallkräften führen kann, die das Lager zerstören können. Anschliessend besteht die Gefahr, dass der Brückenträger abstürzt, falls keine weiteren Massnahmen zur Absturzsicherung vorgesehen sind.

Bereits mit relativ einfachen Massnahmen bei den Auflagerbedingungen kann eine gute Sicherheit gegen Trägerabsturz erzielt werden. In Brückenlängsrichtung sind die Abmessungen der Auflagerbereiche auf die Bewegungen des Brückenträgers zwischen den Widerlagern auszulegen. In Brückenquerrichtung können Schubnocken als Absturzsicherung vorgesehen werden.

Das zweite typische Schadenbild bei Balkenbrücken sind Schäden an den Brückenstützen, die bis zum Einsturz führen können. Betroffen sind vor allem konventionell bemessene Stahlbetonstützen mit wenig Bügelbewehrung bzw. relativ grossem Bügelabstand im Vergleich zum Durchmesser der Längsbewehrung (Abb. 6). Versagen erfolgt durch einen relativ spröden Bruch unter der kombinierten zyklischen Beanspruchung von Moment, Querkraft und Normalkraft. Besonders gefährdet sind relativ kurze Zwischenstützen, da diese einerseits infolge ihrer grossen Steifigkeit die horizontalen Kräfte aus dem Brückenträger anziehen und andererseits infolge ihrer geringen Höhe ein ungünstiges Querkraft-Momenten-Verhältnis der Beanspruchungen aufweisen, das häufig zu einem spröden Schubbruch führt.

Bei Widerlagern können Schäden durch Setzungen des Fundaments, der Hinterfüllung, der Damm-schüttungen und der Schleppplatte entstehen.



Abb. 6: Einsturz von Stahlbetonbrückenstützen beim Erdbeben von Kobe, Japan 1995

Besonders gefährdet sind dabei hohe Widerlagerwände, da bereits kleine Fundamentverdrehungen zu grossen horizontalen Verschiebungen der Auflagerbank bis zum Absturz des Brückenträgers führen können.

4 METHODIK DER BEURTEILUNG

Für die Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken wird eine Methodik in zwei Stufen vorgeschlagen:

- 1. Stufe
Checkliste mit Ablaufschema
Aufwand < 1/2 Tag pro Brücke
- 2. Stufe
Ausführlicher Nachweis der Erdbebensicherheit
Aufwand 3 bis 5 Tage pro Brücke

In der 1. Stufe werden aufgrund von einfachen Kriterien mit möglichst wenig Bearbeitungsaufwand diejenigen Brücken herausgefiltert, die als genügend erdbebensicher betrachtet werden können. Die übrigen Brücken gelten als vorläufige Zweifelsfälle und durchlaufen anschliessend die aufwendigeren Untersuchungen der 2. Stufe (Abb. 7).

Die Beurteilungsmethodik ist primär für die am meisten verbreiteten Balkenbrücken ausgelegt. Rahmen- und Sprengwerkbrücken werden ebenfalls berücksichtigt. Die übrigen Brückenarten, wie z.B. Bogen- oder Schrägseilbrücken, werden direkt in die Beurteilung

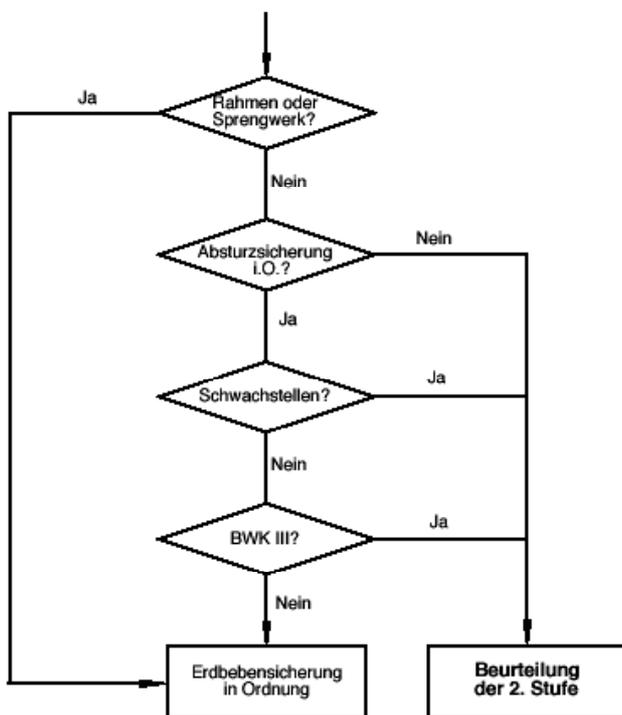


Abb. 7: Ablaufschema der 1. Stufe der Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Strassenbrücken

der 2. Stufe gewiesen. Die Beurteilungskriterien sind auf die in der Schweiz vorherrschende niedrige bis mittlere Seismizität sowie auf die Erdbebenbestimmungen in den SIA-Normen ausgerichtet.

5 BEURTEILUNGSKRITERIEN DER 1. STUFE

Die Beurteilung der 1. Stufe erfolgt mit einer Checkliste A4 der Reihe nach aufgrund der in den Kapiteln 5.1 bis 5.4 beschriebenen vier Kriterien. Der Ablauf der Beurteilung ist in Abb. 7 schematisch dargestellt.

5.1 Rahmen- und Sprengwerkbrücken

Im ersten Kriterium der Beurteilung der 1. Stufe werden im Boden eingebettete Rahmen- und Sprengwerkbrücken als genügend erdbebensicher ausgeschieden. Voraussetzung dafür ist, dass es sich um einfache monolithische Brücken ohne Fugen handelt (Abb. 8). Typisch für diesen Brückentyp ist, dass eine eigentliche Fahrbahnübergangskonstruktion fehlt. Dafür kann eine einfache Fuge in der Fahrbahn vorhanden sein. Bei diesem Brückentyp ist bei stärkeren Erdbeben mit Dammsetzungen unmittelbar neben der Brücke zu rechnen, die jedoch die Befahrbarkeit nicht wesentlich einschränken dürften. Besonders hohe Rahmen- und Fachwerkbrücken mit einer lichten Hö-



Abb. 8: Im Boden eingebettete Rahmenbrücke

he über 10 m fallen unter das 3. Kriterium "Besondere Schwachstellen: Lichte Höhe der Widerlagerwände über 10 m" und dürfen beim ersten Kriterium nicht als genügend erdbebensicher ausgeschieden werden (siehe Kapitel 5.3).

5.2 Absturzsicherung bei Balkenbrücken

Beim 2. Kriterium der Beurteilung der 1. Stufe ist bei Balkenbrücken mit Durchlaufträger ohne Zwischenfugen oder mit einem einzigen einfachen Balken die Absturzsicherung in Längsrichtung quantitativ aufgrund der Angaben in Ziffer 16.4.4 der Norm SIA 261 zu überprüfen. Sind die Mindestabmessungen nicht eingehalten, fällt die Brücke in die Beurteilung der 2. Stufe. In diesem Fall ist der Grad der Unterdeckung in Prozent am kritischeren Widerlager aus dem Verhältnis der Breiten der Auflagerbank b_{Ist}/b_{Soll} zu berechnen und auf der Checkliste festzuhalten, um eine einfache Rangliste erstellen zu können.

Balkenbrücken mit Gerbergelenken (Abb. 9) oder Zwischenfugen über Stützen sind hier nicht weiter zu untersuchen. Diese werden unter dem Kriterium "Besondere Schwachstellen" im Kapitel 5.3 direkt in die Beurteilung der 2. Stufe verwiesen, da deren Überprüfung aufwendiger ist und häufiger mit zu kurzen Auflagerbereichen gerechnet werden muss.

5.3 Besondere Schwachstellen

Beim 3. Kriterium der Beurteilung der 1. Stufe werden Brücken mit besonderen Schwachstellen ausgesondert. Es handelt sich dabei in erster Linie um besondere Schwachstellen von Balkenbrücken, die sich in vergangenen Erdbeben als kritisch bezüglich Trägerabsturz erwiesen haben (Thibault 2001), (Peseshk et al. 1993). Weist die Brücke mindestens eine der folgenden Schwachstellen auf, so wird sie in der 1. Stufe als nicht genügend erdbebensicher ausgeschieden und der Beurteilung der 2. Stufe zugewiesen:



Abb. 9: Beispiel für eine besondere Schwachstelle:
Gerbergelenk mit ungünstig kurzer Auflagerlänge

- Gerbergelenke
- Zwischenfugen im Brückenträger über Stützen
- angehängte Rampenbrücken
- Starke Krümmung im Grundriss (über 30°)
- Grosse Schiefe im Grundriss (über 45°)
- Auf Zug beanspruchte Lager (z.B. beim Widerlager)
- Lichte Höhe der Widerlagerwände über 10 m.

5.4 Bauwerksklasse

Beim 4. Kriterium werden sämtliche Brücken, die zur höchsten Bauwerksklasse (BWK III) gehören, apriori als nicht genügend erdbebensicher ausgeschieden. Gemäss Norm SIA 261 handelt es sich bei BWK III um sogenannte Lifeline-Bauwerke, z.B. um Brücken von grosser Bedeutung für die Zugänglichkeit eines Gebietes nach einem Erdbeben. Bei Brücken der BWK III ist neben der Tragsicherheit auch die Gebrauchstauglichkeit für die Bemessungssituation Erdbeben nachzuweisen, um die uneingeschränkte Funktionstüchtigkeit nach dem Erdbeben sicherzustellen. Meistens wird der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit massgebend für die Bemessung der Dehnwege der Fahrbahnübergänge und der Lager (Wenk et al. (2003)). Da der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erst 1989 in den Normen eingeführt wurde, muss bei bestehenden Brücken der BWK III davon ausgegangen werden, dass diese Anforderungen nicht erfüllt werden. Eine genauere Überprüfung erfolgt anschliessend in der Beurteilung der 2. Stufe.

6 BEURTEILUNGSKRITERIEN DER 2. STUFE

Diejenigen Brücken, die in der Beurteilung der 1. Stufe als nicht genügend erdbebensicher ausgeschieden sind, durchlaufen anschliessend die aufwendigere 2. Stufe. Die Bearbeitungstiefe der 2. Stufe ist nach der

Bauwerksklasse abgestuft. Die zu untersuchenden Kriterien sind:

- Absturzsicherung bei Spezialfällen wie Gerbergelenke, Zwischenfugen über Stützen, Rampenbrücken, starke Krümmung oder Schiefe.
- Tragsicherheit in Längs- und Querrichtung
- Dehnwege der Lager und Fahrbahnübergänge bei BWK III

Die Überprüfung der Absturzsicherung erfolgt gemäss Norm SIA 261 analog zum Vorgehen in der 1. Stufe. In der 2. Stufe sind nur noch die aufwendigeren Spezialfälle zu untersuchen.

Bei Brücken der BWK III ist die Tragsicherheit für die Bemessungssituation Erdbeben in Längs- und Querrichtung nachzuweisen. Zu diesem Zweck soll ein verformungsbasierter Nachweis gemäss Annex A des Teils 3 des Eurocodes 8 für den Grenzzustand NC (Near Collapse) durchgeführt werden (Eurocode 8 (2003)). Alternativ kann die Tragsicherheit auch kraftbasiert mit dem Verhaltensfaktor q gemäss SIA-Tragwerksnormen nachgewiesen werden, doch ist der verformungsbasierte Nachweis bei bestehenden Tragwerken meist besser geeignet. Bei den Brücken der BWK I und BWK II ist die Tragsicherheit nur bei diejenigen mit ungenügender Absturzsicherung und schwimmender Längslagerung zu überprüfen.

Die Bestimmung der Dehnwege der Lager und der Fahrbahnübergänge erfolgt bei allen Brücken der BWK III gemäss Norm SIA 261. Zu überprüfen ist, ob die Bewegungen in Längs- und Querrichtung unter der Wirkung des Gebrauchstauglichkeitserdbebens aufgenommen werden können.

7 VERGLEICH MIT BWG-METHODIK

Die Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge des Bundesamts für Wasser und Geologie (BWG) entwickelte für die Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Gebäuden ein dreistufiges Konzept mit aufsteigender Untersuchungstiefe und Aufwand pro Stufe (Schneider J. et. al. (2002)). In der Stufe 1 wird eine Risikokennzahl ermittelt, die eine Klassierung der Gebäude nach Erdbebenrisiko erlaubt. Da kein direkter Bezug zwischen der Stufe 1 der BWG-Methodik und normgemässer Bemessung besteht, kann kein präziser Grenzwert der Risikokennzahl definiert werden, der erdbebensichere von nicht erdbebensicheren Gebäuden trennt. Infolgedessen können in der Stufe 1 nur gerade die offensichtlich erdbebensicheren Gebäude herausgefiltert werden.

Der Bearbeitungsaufwand der ersten Stufen bei Gebäuden und Brücken ist etwa gleich gross. Doch ermöglicht die Beurteilung der 1. Stufe bei Brücken im

Gegensatz zum BWG-Konzept eine bessere Abgrenzung zwischen genügender oder ungenügender Erdbebensicherheit insbesondere aufgrund des rechnerischen Einbezugs der Absturzsicherung.

Beim möglichen Schadensausmass spielen bei Brücken im Gegensatz zu Gebäuden die zeitliche Personenbelegung und der Ersatzwert eine untergeordnete Bedeutung. Wichtiger ist die Funktion der Brücke als Verbindungsglied in einem Strassenzug. Eine Differenzierung der Brücken bezüglich der möglichen Folgen eines Einsturzes erfolgt deshalb einzig über die Einstufung in eine Bauwerksklasse gemäss Norm SIA 261.

8 AUSBLICK

Die vorgestellte Beurteilungsmethodik für bestehende Strassenbrücken soll vorerst im Rahmen von Probeanwendungen überprüft werden. In einem ersten Schritt soll der Brückenbestand in einigen wenigen Kantonen durch die 1. und 2. Stufe der Methodik beurteilt werden. Anschliessend wird aufgrund der gesammelten Erfahrungen eine kritische Überprüfung und allfällige Anpassung der Beurteilungskriterien erfolgen, bevor die Brücken in den übrigen Kantonen bearbeitet werden. In einem weiteren Schritt sind bei den als ungenügend erdbebensicher eingestuften Brücken Ertüchtigungsmassnahmen vorgesehen.

9 VERDANKUNG

Die Erarbeitung dieser Beurteilungsmethodik für Brücken wurde durch das Bundesamt für Strassen (ASTRA) gefördert. Die fachliche Unterstützung durch die Herren M. Donzel und W. Schuler von der Sektion Kunstbauten des ASTRA und die Finanzierung wird herzlich verdankt.

LITERATUR

Basöz N.I., Kiremidjian A.S., King S.A. & Law K.H. (1999), Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake. *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 1., Earthquake Engineering Research Institute (EERI).

Eurocode 8 (2003), Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 3 Strengthening and repair of buildings. Europäische Norm prEN 1998-3, Draft No. 4, Brüssel.

Pezeshk S., Chang T.S., Yiak K.C. & Kung H.T. (1993), Seismic Vulnerability Evaluation of Bridges in Memphis and Shelby County, Tennessee. *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 4., Earthquake Engineering Research Institute (EERI).

Schneider J., Kölz E. & Bürge M. (2002), Beurteilung der Erdbebensicherheit eidgenössischer Bauwerke. Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), Biel.

SIA 160 (1970), Norm SIA 160: Einwirkungen auf Tragwerke. Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnah-

me und die Überwachung der Bauten. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 160 (1989), Norm SIA 160: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

SIA 261 (2003), Norm SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

Thibault C. (2001), *Méthode d'évaluation préliminaire du risque sismique sur les ouvrages d'art existants*. Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, Paris.

Wenk T. & Lestuzzi P. (2003), Erdbeben. Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Einwirkungen auf Tragwerk. Dokumentation D 0181: Einführung in die Normen SIA 260 und 261. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.

Optimierung von Sicherheitsmaßnahmen gegen Erdbeben auf der Basis moderner Risiko-Akzeptanz-Kriterien

Dimitris Diamantidis¹, Gerald Faschingbauer² und Raimar J. Scherer²

¹Fachhochschule Regensburg, Fachbereich Bauingenieurwesen

²Technische Universität Dresden, Lehrstuhl für Computeranwendung im Bauwesen

1 ABSTRACT

Zur Durchführung eines Erdbeben-Risiko-Managements wird hier eine Methode aufgezeigt, die die aktuellen Entwicklungen im Bereich der Risiko-Akzeptanz-Kriterien sowie die Abhängigkeiten zwischen Erdbebenintensität und Tragwerksschaden berücksichtigt. Ziel ist die Optimierung von Sicherheitsmaßnahmen gegen Erdbeben.

Die Methode besteht aus vier Schritten: a) Probabilistische Interpretation der Erdbebenintensität: Die stochastische Bodenbeschleunigung für eine spezifische Region wird als Funktion ihrer Einflussfaktoren, wie z.B. Herdgeometrie, Magnituden-Modell (einschließlich Unsicherheit der maximal möglichen Magnitude), Auftretenshäufigkeit, Modellunsicherheit dargestellt. b) Probabilistische Festlegung der Korrelation zwischen Erdbebenintensität und Tragwerksschaden: Festgestellte Schäden aus bisher beobachteten Erdbeben werden zur Erstellung der Schadens-Wahrscheinlichkeits-Matrix für verschiedene Bauwerks-Klassen herangezogen. c) Formulierung von Risiko-Akzeptanz-Kriterien, auf der Grundlage des Prinzips des LQI (Life-Quality-Index): Bei der Anwendung dieser Methode können für einen spezifischen Wirtschaftsraum die optimalen, akzeptablen Kosten (ICAF, Optimum Acceptable Implied Costs of Averting a Fatality) ermittelt werden, die eine Volkswirtschaft zu investieren bereit ist um ein Menschenleben zu retten. d) Optimierung der Sicherheitsmaßnahmen auf der Basis der vorgenannten Risiko-Akzeptanz-Kriterien: Sicherheitsmaßnahmen gegen Erdbeben, wie Präventivmaßnahmen (seismische Bemessung unter Berücksichtigung von Sicherheitsfaktoren) oder ausmaßmindernde (kurative) Maßnahmen (Rettungsmaßnahmen) können durch einen Vergleich der Maßnahmen-Kosten mit der Kosteneinsparung durch Risiko-Reduzierung (basierend auf Erfah-

rungen und Risiko-Bewertungs-Grundlagen) optimiert werden.

2 EINFÜHRUNG

Aufgrund der internationalen wirtschaftlichen Entwicklungen sind sowohl staatliche, kommunale als auch private Gesellschaften in den letzten Jahren, vor allem auch im Bausektor, immer mehr dazu übergegangen, Kosten und Nutzen von Investitionen einer strengen Analyse zu unterziehen. Ein wesentlicher Aspekt ist hierbei auch die kostenoptimale Auslegung von Sicherheitsmaßnahmen gegen Erdbeben in erdbebengefährdeten Gebieten. Bei der Festlegung dieser Maßnahmen treten jedoch Schwierigkeiten auf: Obwohl die Intensität und die Häufigkeit von Erdbeben näherungsweise ermittelt werden können, ist es schwierig – wenn nicht unmöglich – den Zeitpunkt und die Intensität eines Erdbebens vorherzusagen. Ferner ist es schwierig, die Auswirkungen eines definierten Erdbebens auf ein bestimmtes Tragwerk zu spezifizieren. Um die Wirkungen eines Erdbebens und die daraus resultierenden Schäden einer Berechnung zugänglich zu machen, ist eine hohe Anzahl an Einflüssen zu berücksichtigen. Zudem ist die Effektivität von Sicherheitsmaßnahmen nur schwer quantifizierbar.

Ziel dieses Beitrags ist es, eine einfache Methode für eine Kosten-Nutzen-Analyse darzustellen, die die Schätzung optimaler Präventivmaßnahmen (z.B. Bemessungsbeschleunigung für seismische Bemessung) erlaubt und Entscheidungs-Kriterien für die kosten-optimale Implementierung ausmaß-mindernder Maßnahmen liefert.

3 PROBABILISTISCHE BETRACHTUNG DER ERDBEBENINTENSITÄT

Die Erdbeben-Gefahr bezieht sich auf die Häufigkeit mit welcher Erdbeben mit einer definierten Magnitude in einer bestimmten Region auftreten. Die weltweiten

Erdbeben-Datenbanken können als Datenbasis für die näherungsweise Ermittlung der Wiederkehr-Raten verwendet werden. Diese Schätzungen werden durch die Einbeziehung regionaler Seismizitätsmodelle und ortsspezifischer Verwerfungsdaten verfeinert. Örtlich angepasste Abminderungsgesetze für die horizontale Spitzenbodenbeschleunigung werden schließlich in die Gefahrenbeurteilung mit einbezogen.

Der gewöhnliche Ausdruck zur Beschreibung der Auftretenswahrscheinlichkeiten mit einer bestimmten Magnitude ist die „Magnituden-Häufigkeits-Formel“ nach Gutenberg und Richter (Gutenberg et al. (1944)). Berücksichtigt man nur den Bereich von ingenieurmäßigem Interesse, $M_L \leq M \leq M_U$, folgt daraus, dass die Magnitude M in einer Region einer gestutzte Exponentialverteilung folgt. Die Summenhäufigkeitsverteilung ist somit:

$$F(M) = \frac{1 - e^{-\beta(M - M_L)}}{1 - e^{-\beta(M_U - M_L)}} \quad (1)$$

hierbei ist $F(M)$ die Wahrscheinlichkeit, dass die Magnitude M nicht überschritten wird, M_L ist die kleinste Magnitude von ingenieurmäßigem Interesse (i.a. $M_L=4.0$), M_U ist die größte für das jeweilige Gebiet zu erwartende Magnitude, β ist eine ortsspezifische Konstante.

Um die Bodenbewegung am Beobachtungsort zu erhalten, ist eine Beziehung zwischen seismischen Informationen (Magnitude) und Spitzenbodenbeschleunigung (PGA), in Abhängigkeit von der Hypozentral- oder Epizentraldistanz anzunehmen. Diese Beziehungen werden Abminderungsgesetze genannt. Viele von ihnen sind in der Literatur zu finden (vgl. auch Abb. 1).

Die allgemeine Formulierung eines Abminderungsgesetzes ist wie folgt:

$$A = b_1 \cdot e^{b_2 \cdot M} \cdot (\Delta + k)^{-b_3} \cdot \varepsilon_A \quad (2)$$

Hierin ist A die horizontale Spitzenbodenbeschleunigung als Anteil der Erdbeschleunigung g . Δ ist die Hypozentraldistanz, k ist ein empirischer Faktor zur Modifikation der Distanz, die b_i sind Abminderungskoeffizienten und ε_A ist ein lognormaler Fehlerterm, der die Modellunsicherheiten der Gesetze berücksichtigt. Leider ist bei vielen Abminderungsgesetzen die Modellunsicherheit nicht mit angegeben, aber i. A. ist $(\varepsilon_A)=1$ und der Variationskoeffizient $V(\varepsilon_A)$ ist i.d.R. größer als 0.20.

Die Hypozentraldistanz ist von der Herdgeometrie abhängig. Bei ausgeprägten Verwerfungen kann der Herd an jedem Punkt der Verwerfung mit gleicher Wahrscheinlichkeit angenommen werden.

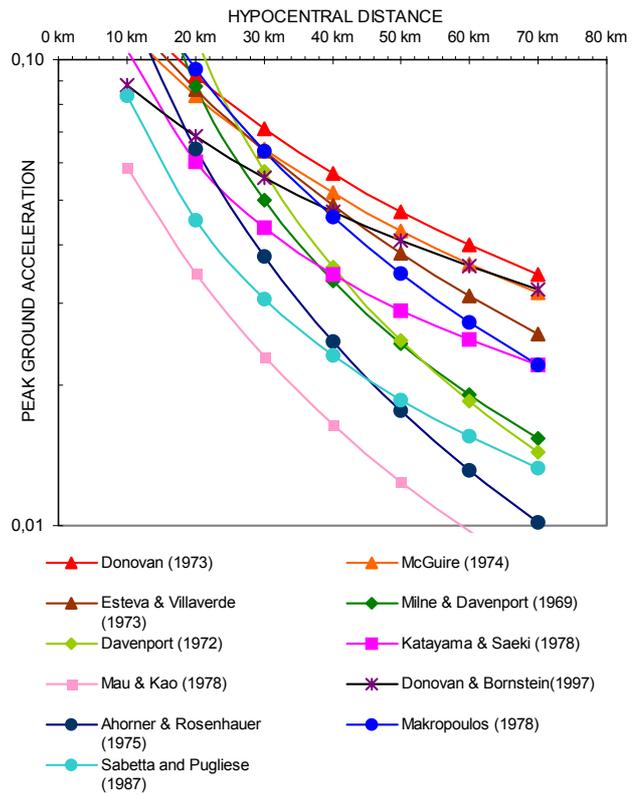


Abb. 1: Zusammenstellung von Abminderungsgesetzen für Magnitude $M=5.0$

In vielen Regionen sind jedoch Verwerfungen und deren Aktivität nicht bekannt. In solchen Fällen kann die Horizontalabstand R vom Herd zum Beobachtungsort unter der Annahme ermittelt werden, dass die Erdbebenherde über Regionen mit homogener Seismizität (seismotektonische Provinzen) gleichverteilt sind. Zur vereinfachten Berechnung können diese seismotektonischen Provinzen als Ringsegmente betrachtet werden.

Erdbeben ereignen sich in guter Näherung als Poisson-Prozess mit einer mittleren Ereignisrate ν . Die Überschreitenswahrscheinlichkeit $P[A \geq a]$ in einer Referenzzeit T ergibt sich als:

$$P[A \geq a] = 1 - e^{-\nu \cdot TP[A \geq a]} \quad (3)$$

Hier ist $P[A \geq a]$ die Wahrscheinlichkeit, dass bei einem Erdbeben in einem Gebiet die Spitzenbodenbeschleunigung A größer oder gleich einem Wert a ist. $P[A \geq a]$ wird auf der Basis der Abminderungsgesetze unter Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeitsverteilungen von M , Δ und ε_A ermittelt.

Sehr wichtig ist die statistische Unsicherheit bei der Einschätzung der Erdbebenereignisrate ν . In Fällen wo die Beobachtungen nur einen kurzen Zeitraum umfassen, oder wenn es sich um ein Gebiet mit relativ

geringer seismischer Aktivität handelt, wird ein Bayes'sches Model zur Beschreibung der Unsicherheiten von ν empfohlen. Für die mittlere Ereignisrate ν wurde der folgende vereinfachte Ausdruck vorgeschlagen (Benjamin (1968)):

$$-\nu T = \ln \left(\frac{1}{\left(1 + \frac{T}{\tau}\right)^{n+1}} \right) \quad (4)$$

wobei n der Anzahl von beobachteten Erdbeben im Beobachtungszeitraum τ entspricht. T ist der Bezugszeitraum (normalerweise $T = 1$ Jahr)

Weiterhin müssen grundsätzlich verschiedene potentielle Erdbebenquellen simultan berücksichtigt werden. Wenn z.B. ein Standort durch mehrere seismotektonische Gebiete betroffen ist, erhält man die Wahrscheinlichkeit $P[A \geq a]$ durch:

$$P[A \geq a] = 1 - \prod_{i=1}^m (1 - P_i[A \geq a]) \quad (5)$$

wobei m die Anzahl der potentiellen seismotektonischen Gebieten (Erdbebenquellen) und $P_i[A \geq a]$ die Überschreitenswahrscheinlichkeit für jede Quelle ist. Nähere Informationen zur Ermittlung der Seismischen Gefährdung, einschließlich der Parameter für die Abminderungsgesetze, sind im JCSS Probabilistic Model Code, Section 2.17 Earthquake, unter <http://www.jcss.ethz.ch/> zu finden.

4 SCHADENSKATEGORIEN

Die Korrelation zwischen seismischer Einwirkung (repräsentiert durch die Spitzenbodenbeschleunigung A) und Tragwerksschaden ist ein wichtiger Bestandteil bei der Optimierung von Sicherheitsmaßnahmen. Um Schäden aufgrund künftiger Erdbeben einzuschätzen, ist es wichtig, zu wissen wie Tragwerke mit unterschiedlicher Vulnerabilität auf Erschütterungen von bestimmter Intensität bei früheren Erdbeben reagiert haben. Verfahren zur Erstellung der sogenannten Schadens-Wahrscheinlichkeits-Matrix von verschiedenen Tragwerken des Hoch- und Tiefbaues (unter anderem auch für Pipelines, Brücken und Tunnelbauwerke) stehen unter www.app1.fema.gov/hazus/download.htm zur Verfügung. Sie sind Teil des HAZUS99-Programms der Federal Emergency Management Agency (FEMA).

Neben der Schätzung des materiellen Schadens ist die Berücksichtigung menschlicher Schäden von großer Wichtigkeit. Tabelle 1, auszugsweise übernommen aus Lomnitz et al. (1976), zeigt den Zusammenhang zwischen Schadensrate am Tragwerk und

Damage state and symbol	Damage ratio (%) central value	Injury ratio (%) central value	Life loss ratio (%) central value
NONE - 0	0	0	0
LIGHT - L	0.3	0	0
MODERATE - M	5	1	0
HIGH - H	30	2	0.25
TOTAL - T	100	10	1
COLLAPSE - C	100	100	20

Tabelle 1: Zusammenhang zwischen Schadensrate am Tragwerk und Verletzten-/Todesrate

Verletzten-/Todesrate. Selbstverständlich sind bei dem Tragwerksversagen von Lifelines auch die Todesfälle zu berücksichtigen, die sich aufgrund des Ausfalls und der daraus resultierenden Unterbrechung des Rettungsweges ergeben. Die Ermittlung dieser Zahl ist jedoch schwierig und nur näherungsweise durch Ereignisbaumanalysen einschätzbar.

5 RISIKO-AKZEPTANZ-KRITERIEN

In den letzten Jahren haben die Methoden zur Risikoanalyse zunehmende Akzeptanz in vielen technischen Disziplinen gewonnen. Ein grundsätzlicher Konsens wurde hinsichtlich der Definition des Risikobegriffes erreicht, jedoch sind bei der Entscheidung über die Risikoannehmbarkeit unterschiedliche Kriterien zu beobachten. In den meisten Studien werden zwei Sichtweisen unterschieden:

- Die Sichtweise des Einzelnen (individuelles Risiko), der sich aufgrund einer Abwägung zwischen dem Risiko und den direkten und indirekten persönlichen Vorteilen dazu entscheidet, eine Aktivität durchzuführen oder zu unterlassen.
- Die Sichtweise der Gesellschaft, (kollektives Risiko) steht dagegen in Abhängigkeit von der Eintrittshäufigkeit des Unfallereignisses und der Schwere der erwarteten Folgen (z.B. Anzahl der Todesopfer).

Das Problem der Risiko-Akzeptanz kann jedoch auch als ökonomisches Entscheidungsproblem formuliert werden. Bei der Ermittlung der Kosten ist zu unterscheiden zwischen Sachschäden (Zerstörung von Gebäuden und Infrastruktur, entgangener Gewinn durch Nutzungsausfall) und dem Verlust von Humankapital (Todesfälle, Verletzte).

Während die Ermittlung der Sachschäden kein größeres Problem darstellt, behilft man sich bei der Ermittlung des menschlichen Verlustes mit einer An-

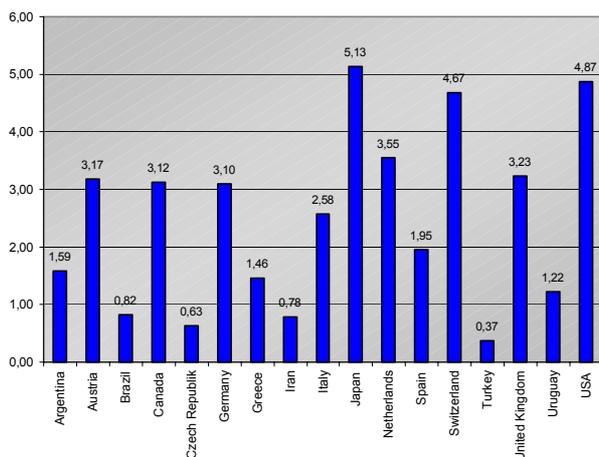


Abb. 2: ICAF in Millionen US\$, basierend auf Daten aus 2001

näherung auf der Basis des LQI (Life Quality Index). Die Strategie basiert auf einem Sozial-Indikator, der die Qualität des Lebens in Abhängigkeit von Bruttonationalprodukt, Lebenserwartung und Lebensarbeitszeit beschreibt. Der Lebensqualitätsindex L (Nathwani et al. (1997), Rackwitz (2001)) ist ein zusammengesetzter Sozial-Indikator, der als monoton steigende Funktion zweier Sozial-Indikatoren definiert ist: dem Bruttonationalprodukt pro Einwohner und Jahr, g , und der Lebenserwartung bei der Geburt, e .

$$L = g^w e^{1-w} \quad (6)$$

Der Exponent w ist der Anteil des Lebens, der in einer Erwerbstätigkeit verbracht wird. In wirtschaftlich entwickelten Ländern kann $w \approx 1/8$ angenommen werden.

Von diesem Lebensqualitätsindex können die optimalen Kosten ICAF (optimum acceptable imlied costs of averting a fatality) für die Rettung von Menschenleben abgeleitet werden:

$$ICAF = \frac{ge}{4} \frac{1-w}{w} \quad (7)$$

Es ist zu berücksichtigen, dass dieser ICAF nicht den Wert eines Menschenlebens darstellt. Es handelt sich hierbei auch nicht um eine mögliche monetäre Kompensation für die Angehörigen der Verunglückten. Vielmehr repräsentiert der ICAF den Betrag, den eine Volkswirtschaft zu investieren bereit sein sollte, um ein Menschenleben zu retten. Abb. 2 stellt ICAF-Werte für einige Länder gegenüber.

Sie reflektieren die sozio-ökonomischen Verhältnisse des jeweiligen Landes und variieren beträchtlich zwischen den verschiedenen Staaten.

6 RISIKOMANAGEMENT

Hier wird unter Risikomanagement ein Prozess verstanden, in dem angemessene Maßnahmen zur Risikoreduktion ausgewählt, auf ihre Wirtschaftlichkeit hin untersucht und im fortschreitenden Planungsprozess in das Konzept des Objektes implementiert werden.

Grundsätzlich werden zwei Arten von risikoreduzierenden Maßnahmen unterschieden:

- Präventivmaßnahmen
- Ausmaßmindernde (kurative) Maßnahmen

6.1 Präventivmaßnahmen

Präventivmaßnahmen sind alle Maßnahmen, die ein bestimmtes Ausmaß einer möglichen Katastrophe verhindern sollen. Beispiele für Präventivmaßnahmen sind:

- Flächennutzungsplanung
- Seismische Bemessung
- Konstruktive Ausbildung

Bei der Planung der Präventivmaßnahmen darf der wirtschaftliche Aspekt nicht vernachlässigt werden. Technische Anlagen sollen wirtschaftlich optimal gestaltet werden. Dies ist durch eine Bemessungsparameter-Optimierung im Rahmen einer Kosten-Nutzen-Analyse möglich. Das Ziel einer Kosten-Nutzen-Analyse ist die Minimierung der Gesamtkosten C_t durch Anwendung eines entsprechenden Bemessungsparameters zur Seismischen Bemessung oder Investitionen in andere Sicherheitsmaßnahmen. Die Gesamtkosten C_t können unter der Annahme, dass das Objekt nach einmaligem Versagen wieder errichtet wird und danach innerhalb der geplanten Nutzungsdauer nicht mehr versagt, wie folgt ermittelt werden:

$$C_t = C_i + p_f \cdot C_f \quad (8)$$

wobei C_i die Gesamt-Investitionskosten (Baukosten C_B und Kosten für Präventivmaßnahmen $C_{s,p}$), p_f die Versagenswahrscheinlichkeit und C_f die Versagenskosten (Sachschäden, Personenschäden und Wiederherstellungskosten) sind. Das Produkt aus p_f und C_f wird als Risiko R bezeichnet.

Das Objekt, das mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit nach einiger Zeit versagen wird ist jedoch im Entscheidungszeitpunkt (z.B. $t=0$) zu optimieren. D.h. für alle zukünftig entstehenden Kosten muss der aktuelle Barwert ermittelt werden. In der Praxis ist der folgende dekursive (nachsüssige) Abzinsungsfaktor (Diskontierungsfaktor) anwendbar:

$$\delta(t) = \frac{1}{(1 + \gamma_r)^t} \quad (9)$$

Hierin ist γ_r der reale Zinssatz und t die Diskontierungszeit. Der reale Zinssatz wird mit der Beziehung

$$1 - \gamma_r = \frac{1 + \gamma_n}{1 + i} \quad (10)$$

ermittelt. γ_n ist der nominelle Zinssatz, i entspricht der Inflation.

Große Unsicherheiten ergeben sich in der Abschätzung der Zeit t . Die Wahrscheinlichkeit, mit der ein definiertes Erdbeben innerhalb eines Nutzungszeitraums T auftritt, kann durch probabilistische Ansätze (vgl. Kapitel 3) ermittelt werden. Der zu erwartende Zeitpunkt eines Erdbebens hingegen kann höchstens erraten oder - unter dem Hintergrund, dass die Wahrscheinlichkeit für ein Ereignis mit der Zeitdauer, in der das Ereignis nicht eingetreten ist zunimmt - grob geschätzt werden. Mit Formel (9) lässt sich Formel (8) erweitern zu:

$$C_t = C_i + p_f \cdot C_f \cdot \delta(t) \quad (11)$$

Formuliert man das Risiko R und die Kosten für Präventivmaßnahmen $C_{s,p}$ in Abhängigkeit von einem Parameter a (z.B. Bemessungsparameter), so erhält man durch Optimierung von a die minimalen Gesamtkosten C_t . Ausführliche Ansätze zur Optimierung von Präventivmaßnahmen sind auch in Rackwitz (2001) zu finden.

6.2 Ausmaßmindernde Maßnahmen

Ausmaßmindernde Maßnahmen sind Maßnahmen, die nach dem Eintreten des Ereignisses kurativ wirken und dadurch das Katastrophen-Ausmaß begrenzen. Einige kurative Maßnahmen sind z.B.:

- Katastrophenplanung
- Katastrophensimulation
- Notfall-Management
- Training für Rettungsmannschaften
- Schulung der Bevölkerung, Information
- medizinische Einsatzbereitschaft

Im Gegensatz zu den meisten Präventivmaßnahmen entstehen bei ausmaßmindernden Maßnahmen die Kosten mehr- oder weniger kontinuierlich über die Nutzungsdauer des Objektes verteilt. Die konstanten jährlichen Zahlungen (=Renten) C_a sind durch einen Rentenbarwertfaktor φ auf den Anfangszeitpunkt abzuzinsen.

$$\varphi = \frac{(1 + \gamma_r)^t - 1}{(1 + \gamma_r)^t \cdot \gamma_r} \quad (12)$$

Damit ergibt sich der Rentenbarwert $C_{s,k}$ der kontinuierlichen Investitionen im Entscheidungszeitpunkt $t=0$ zu:

$$C_{s,k} = C_a \cdot \varphi = C_a \cdot \frac{(1 + \gamma_r)^t - 1}{(1 + \gamma_r)^t \cdot \gamma_r} \quad (13)$$

Damit die geplante Sicherheitsmaßnahme wirtschaftlich sinnvoll ist, muss dieser Wert $C_{s,k}$ kleiner sein, als die Risikoreduzierung ΔR , die sich aus der Implementierung der Maßnahme ergibt. Selbstverständlich ist auch ΔR in den Entscheidungszeitpunkt zu diskontieren. Es ergibt sich somit die Forderung:

$$C_{s,k} \leq \Delta R \cdot \delta(t) \quad (14)$$

6.3 Kombination von präventiven und ausmaßmindernden Maßnahmen

Werden sowohl präventive als auch ausmaßmindernde Maßnahmen eingesetzt, ergibt sich folgende Forderung, mit ΔR der Risikoreduzierung infolge der betrachteten Maßnahmen:

$$C_{s,p} + C_{s,k} \leq \Delta R \cdot \delta(t) \quad (15)$$

7 SCHLUSSFOLGERUNG UND AUSBLICK

In diesem Beitrag wurde eine Methode zur Optimierung von Sicherheitsmaßnahmen gegen Erdbeben aufgezeigt. Einzelne Elemente dieser Methode bedürfen noch einer vertieften Ausarbeitung. So ist z.B. in Zukunft die Abhängigkeit zwischen Bemessungsparameter, Einwirkung und Schaden genauer zu untersuchen. Auch die Schadenskosten aus Todesfällen und Verletzten bedürfen noch einer genaueren Betrachtung. Eine weitere große Unbekannte ist die Risikoreduzierung durch ausmaßmindernde Maßnahmen. Wenn diese Elemente genauer beschrieben werden können, steht hiermit ein gutes Werkzeug zur Optimierung von Sicherheitsmaßnahmen und zur rationalen Begründung für deren Einsatz zur Verfügung.

LITERATUR

- Ahoner, L. & Rosenhauer, W. (1975), Probability Distribution of Earthquake Accelerations with Applications to Sites in the Northern Rhine Area, Central Europe, Journ. Geophys., 41, 581-594
- Andreassen, E., Kristoffersen, L., Spouge, J. & Torhaug, R., Development of Classification Rules Using Formal Safety Assessment to Prevent Collision and Grounding, <http://www.mt.mek.dtu.dk/iccg/password/3c.pdf>

- Benjamin, J.R. (1968), Probabilistic Models for Seismic Force Design, Journ. Struc. Div., ASCE, 94, ST5, 1174-1195
- Campbell, K.W. (1981), Near-Source-Attenuation of Peak Horizontal Acceleration, BSSA, Vol.71, No.6
- Donovan, N.C. (1973), A Statistical Evaluation of Strong Motion Data Including the February 9, 1971, San Fernando Earthquake, Proc. of 5th WCEE, Rome, Italy, 1252-1261
- Faschingbauer, G. (2002), Economic Review of Earthquake Damage, Diploma Thesis, University of Applied Sciences of Regensburg, Germany
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), HAZUS99 User's and Technical Manuals, <http://www.app1.gov/hazus/download.htm>
- Gutenberg, B. & Richter, C. (1944), Frequencies of Earthquakes in California, Bull. Seism. Soc. Amer, 34, 185-188
- Joint Committee on Structural Safety (2001), JCSS Probabilistic Model Code, <http://www.jcss.ethz.ch>
- Lomnitz, C. & Rosenblueth, E. (1976), Seismic Risk and Engineering Decisions, Elsevier, Amsterdam, Oxford, New York
- Nathwani, J.S., Lind, N.C. & Pandey, M.D. (1997), Affordable Safety by Choice: The Life Quality Method, Institute for Risk Research, University of Waterloo, Waterloo, Canada
- Rackwitz, R. (2001), Structural Optimization and Risk Acceptability based on the Life Quality Index, Technische Universität München, Munich, Germany
- Skjong R. & Ronold, K. O. (1988), Societal Indicators and Risk Acceptance, 17th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, ASME, 1988
- Vrijling, J.K., van Hengel, W. & Houben, R.J. (1998), Acceptable risk as a basis for design, Reliability Engineering and System Safety 59 (1998) page 141-150, Elsevier Science Limited, Northern Ireland
- Whitman, R.V., Biggs, J.M., Brennan, J.E., Cornell, C.A., de Neufville, R.L. & Vanmarcke, E.H. (1975), Seismic Decision Analysis, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST5, May 1975
- Ziegler, A. & Diamantidis, D. (1987), Maximum Loss Prediction for Earthquake Insurance, Reliability Engineering 18 (1987) 61-69, Elsevier Applied Science Publishers Ltd, England

Innovative Anti-seismic Devices for Bridges

Agostino Marioni
ALGA S.p.A., Milano

1 INTRODUCTION

According to the current codes adopted in several countries, structures may suffer even severe damages under strong external dynamic loading such as earthquakes, provided that collapse is prevented. Thus, the conventionally founded and constructed structures shall be capable of undergoing significant inelastic deformations, i.e. they shall be ductile.

However, the reduction or even the absence of damage may be of primary importance for some types of structures, such as:

- structures which house high risk components and materials (nuclear facilities, some chemical plants, etc.);
- important bridges and viaducts;
- important public buildings, especially those critical for emergency and disaster planning (hospitals, emergency control centres, energy and communication distribution centres, etc.);
- structures which are important for the national defence;
- structures which house costly components and electronic equipment;
- museums and historic and artistic monuments.

The absence of significant seismic damage to the above-mentioned structures may be quite difficult – and in some cases, impossible – to be achieved in severe earthquakes if the conventional design approach is used, which is based on the resistance of the structure and as mentioned, relies on its post-elastic behaviour to make it withstand severe earthquakes. In particular, the prevention of damage to the non-structural members and inner equipment and components is especially difficult by means of such an approach. Also, several existing structures have been found inadequate in severe earthquakes, but their retrofitting by conventional methods (strengthening) is frequently rather difficult and quite costly, and may not improve seismic resistance sufficiently.

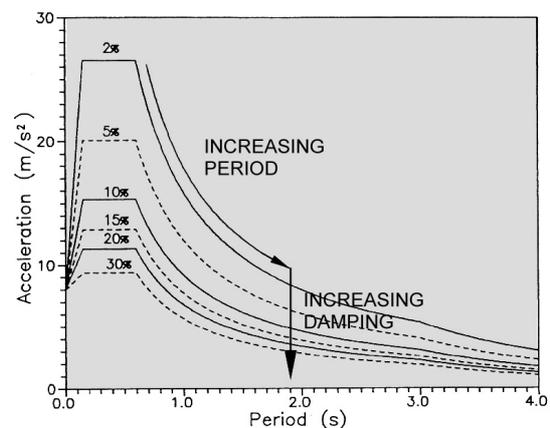


Fig. 1: Acceleration response spectrum in function of the damping (as defined by EC8 for ground acceleration 0,8g, medium soil)

However, alternative design approaches were recently developed, which considerably reduce the seismic vulnerability of structures and are able to ensure the integrity of both structural and non-structural members to very high earthquake levels. These are based on the concept of decreasing the seismic loads acting on structures, instead of increasing structural resistance. Based on experience, there is already an international consensus that, among the aforesaid alternative design approaches, seismic isolation is already reliable enough for a wide-ranging use for both new constructions and retrofitting existing structures of all the various types and in particular bridges.

2 BASIC PRINCIPLES AND REQUIREMENTS OF EARTHQUAKE PROTECTION

The reduction of the seismic response of a structure may be achieved by one of the following strategies or by a combination of them:

- Shifting the natural period of the structures to a field of lesser acceleration response
- Dissipating energy (damping)
- Limiting the maximum horizontal force transferred.

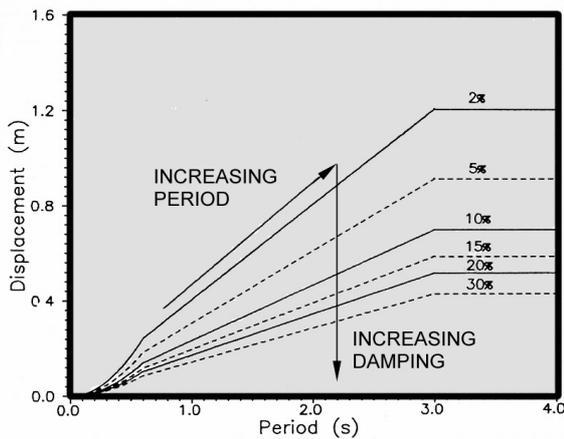


Fig. 2: Displacement response spectrum in function of period and damping (as defined by EC8 for ground acceleration 0,8g, medium soil)

It is easy to understand the effects of anti-seismic devices based on the above mentioned strategies examining a typical acceleration response spectrum diagram. This diagram represents the behaviour of a structure under the effect of an earthquake and clearly shows that rigid structures amplify the ground acceleration whilst soft ones reduce it. The diagram also clearly shows the influence of the energy dissipation in reducing the acceleration of the structure.

Quite often there is a price to be paid for any advantage got. In this case the price to be paid is the relative displacement that the anti-seismic devices induce between the parts of the structure. The relative displacements are shown in the following graph in function of the natural period of the structure.

The diagram clearly shows the great advantage given by the energy dissipation in terms of reduction of the displacements. Especially for bridges a high value of the damping has no undesirable effects and therefore shall be adopted in order to reduce all necessary clearances in correspondence of the bearings and the joints.

3 CLASSIFICATION OF ANTISEISMIC DEVICES

The European Standard under development by CEN TC 340 adopts the following classification criterion, based on the performance of the devices:

- Rigid connection devices
 - Permanent devices
 - Temporary devices
- Displacement dependent devices
 - Linear devices
 - Non linear devices
- Velocity dependent devices
- Isolators



Fig. 3: Typical High Damping Rubber Bearing

- Combined devices

A simplified classification, product oriented and based on the most common types of devices could be the following:

- High Damping Rubber Bearings (HDRB)
- Hysteretic Dampers (eventually combined with a structural bearing to form a slider)
- Hydraulic dampers
- Viscous dampers
- Shock Transmission Units (eventually combined with hysteretic dampers to allow the slow movement of the bridge)

4 HIGH DAMPING RUBBER BEARINGS (HDRB)

4.1 Basic Features of the HDRB

HDRB can provide at the same time period shift and energy dissipation. They consist of alternate layers of rubber and steel plates bonded by vulcanisation and are for some aspects similar to standard elastomeric bearings, being able to support vertical loads with limited or negligible deflection and horizontal loads with large deflections. The following peculiar properties however characterise the behaviour of the HDRB that for these aspects are very different from standard elastomeric bearings.

- The rubber compound presents damping capability. The parameter measuring the damping capability is the equivalent viscous damping coefficient ξ that is defined as follows:

$$\xi = \frac{A}{2\pi k d^2} \quad (1)$$

Where: A is the area of the hysteresis loop, k is the stiffness of the HDRB and d is the design displacement. To be defined as HDRB a device should provide an equivalent viscous damping of at least 10%. Normally the equivalent viscous damping is a function of the displacement. In the diagram at

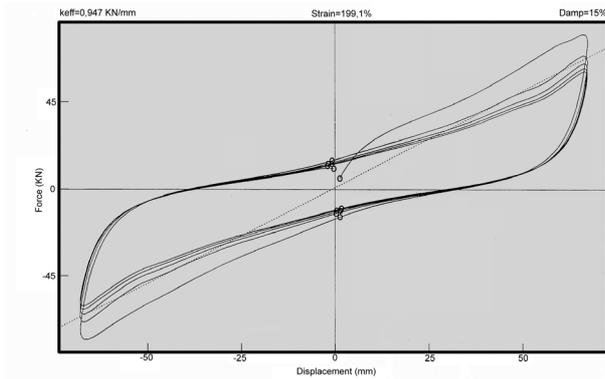


Fig. 4: Typical load deflection plot of a HDRB

Fig. 4 is given the relation damping-shear strain for a compound developed by ALGA.

- The rubber compound is designed in order to withstand very large shear deformations, much larger than for standard elastomeric bearings. Shear deformations are normally measured through the angle γ . For standard elastomeric bearings the allowable value of $\tan\gamma$ is normally equal to 1.0 at ULS. For HDRB under design earthquake values of $\tan\gamma$ up to 2,5 (at ULS, including an increased reliability factor γ_x as foreseen by EC8) can be accepted provided that the isolator passes a shear bond test up to $\tan\gamma = 3,25$.
- The rubber compound in many cases presents a very useful property for the application in the base isolation of several kind of structures: the stiffness is much higher for small deformations and is reduced for large deformation. This property, that is normally as much higher as the damping increases is very useful because:
 - ⇒ Allows the structure to respond rigidly to low excitations like wind or braking forces
 - ⇒ Provides high flexibility for large excitations like earthquakes

The increase of stiffness for low excitations may be very important (of the order of 4 times).

The fixation to the structure is not based on friction but on positive connections. It is an explicit requirement in many standards on bridge bearings (like EN 1337.1) that the friction between bearing and structure shall be disregarded in case of dynamic actions like railways or earthquakes.

Although the energy dissipation provided by the HDRD is not high, they provide a great advantage in the design, because the structure can be modelled with linear analysis. Furthermore, if the structure is of regular shape it can be considered as a rigid mass with a very good approximation and the natural period T can be immediately found with the simple formula

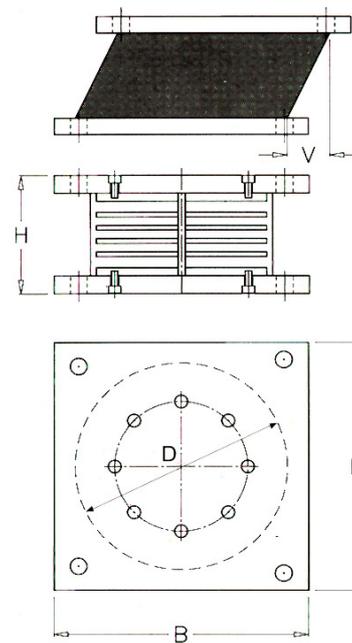


Fig. 5: HDRB with fixation by bolts

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \quad (2)$$

where M is the mass of the isolated structure and K is the resultant stiffness of the isolators.

If this simplified approach is used the effect of the damping can be evaluated utilising a simplified formula given for instance in Eurocode 8.

4.2 Examples of application

4.2.1 The Bridge over the Corinth Canal in Greece

The motorway connecting Athens to Corinth crosses the Canal with two parallel bridges for which a base isolation system has been provided.

Each bridge consists of a continuous pre-stressed beam with spans 32 + 110 + 32 meter plus two counterweights of 7 + 9 m. The cross section is a single cell box girder with varying depth, decreasing from 6,0 m at the piers to 3,5 m at mid span and a width of 16,5 for one bridge and 14,5 for the other (see fig. 14). Each bridge is supported by two centre columns and two abutments.

The bridges present a relatively high curvature in plan (radius 400 meters) that has a considerable influence on the seismic behaviour. The construction method was the free cantilever system. The static scheme of the bridge and the bearing system are shown in Fig. 6 and 7. On each column it is foreseen a pot bearing and on each abutment 6 High Damping Rubber Bearings. The bearings at each abutment

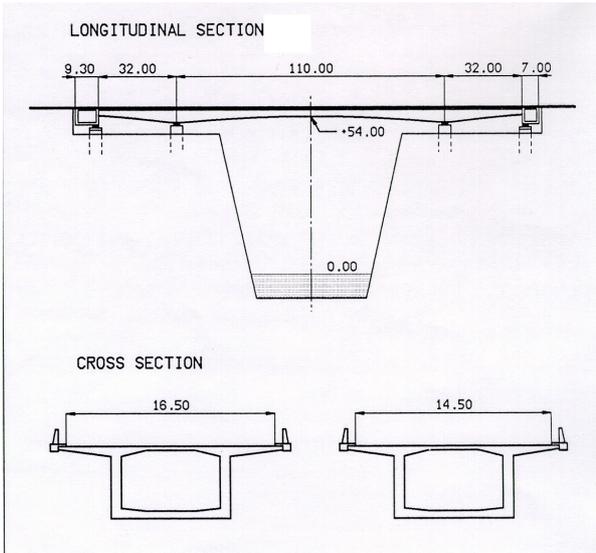


Fig 6: The bridge over the Corinth canal.

were arranged in two groups of three, one group on either side of the bridge at the maximum possible offset in order to resist the torsional seismic effects.

With this static scheme the HDRB on the abutments provide period shift and energy dissipation and the free sliding pot bearings on the piers provide additional energy dissipation limiting the horizontal load on the piers to a limited value.

According to the design requirements the dynamic friction coefficient of the pot bearings had to be included in the range 0.04 to 0.10 including the effect of ageing etc.:

- the lower limit was given in order to limit the bending moment in the bridge due to the transverse earthquake; to limit the horizontal movements; to dissipate energy in friction.
- the upper limit was given in order to limit the horizontal force applied on top of the columns to the maximum allowable values, dictated by geotechnical reasons.

On each abutment have been foreseen 6 HDRB with the following characteristics (see fig. 7):

- Dimensions of the rubber pad 315x700x800mm
- Net rubber thickness 210 mm
- Bearing capacity 9000 kN
- Shear stiffness 4,0 kN/mm
- Design displacement under MCE ± 400 mm
- Max. shear strain under MCE 190%
- Equivalent viscous damping (at 100% shear strain) 16%

The outstanding performance of the HDRB in terms of damping and maximum shear strain were possible thanks to a new rubber compound developed in Alga's laboratories in occasion of a pre-qualification

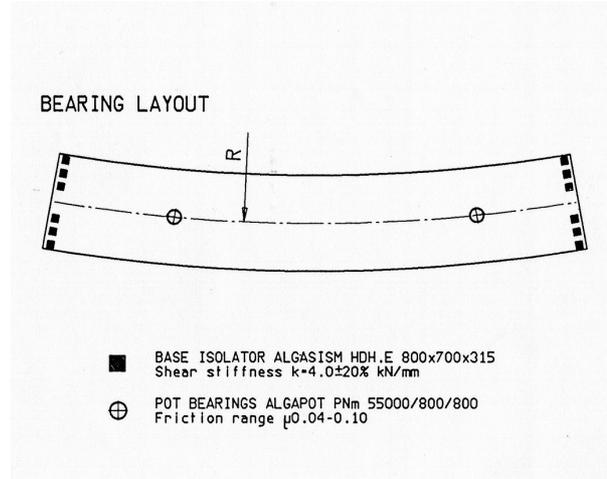


Fig. 7: Bearing layout.

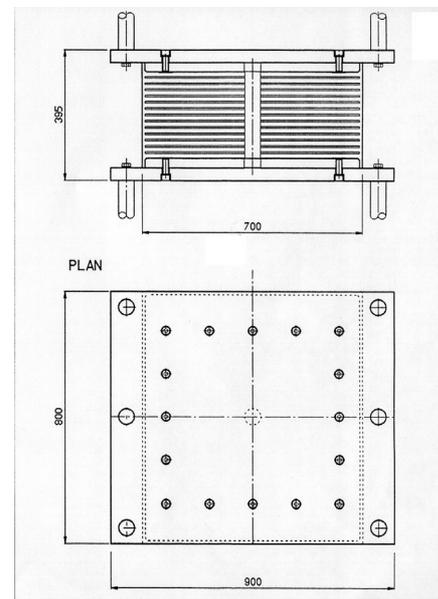


Fig. 8: Scheme of the HDRB for Corinth canal bridge

tender for the ALMR project in California. The physical properties of the elastomer are the following

- Shore A hardness 75 \pm 3
- Shear Modulus 1,4 MPa
- Tensile strength 18 MPa
- Elongation at failure 500%

The very high shear Modulus allows the design of the HDRB for a required shear stiffness in the most economical way. Besides the very high elongation at failure allows the production of bearings that can pass combined vertical and horizontal load tests up to a shear deformation up to 300%, thus allowing a shear deformation of 200% under design earthquake.

The rubber compound showed also a very good behaviour at low temperatures giving an increase of stiffness of only 70% between -20 and +40°C and can assure a useful life of at least 60 years.



Fig. 9: The Corinth canal bridge under construction



Fig. 10: Combined vertical and horizontal load test on a HDRB for Corinth Canal Bridge

All the HDRB supplied for the project has been subjected to a very intensive testing program both on raw materials and complete bearings. A combined vertical and horizontal load test has been performed on the 100% of the bearings. In addition the ageing resistance of the rubber has been evaluated with accelerated ageing test simulating 60 years.

4.2.2 The Bridge over the river Tagus in Santarem

The bridge over the river Tagus in Santarem includes a central part of 570 meter length with a cable stayed span of 246 meter (see fig. 11) and two access bridges having respectively 35 + 54 spans of 42 meter divided in sections of 8 or 9 spans from joint to joint. The total length of the bridge is 4308 meter and its width is 28.2 meter.

The bridge, including the cable stayed spans, is totally supported by HDRB and represents, as far as known by the author, the largest application in the world of this technique and the first application to a cable stayed solution.

For each section of the access bridges consisting of 9 spans were provided:

- 2 HDRB for each of the 6 central piers

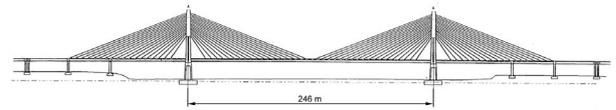


Fig. 11: The bridge over the Tagus in Santarem, central part

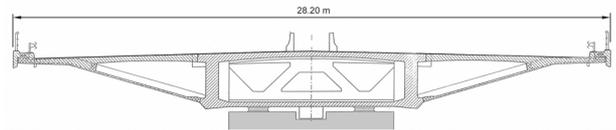


Fig. 12: Cross section of the bridge in correspondence of a pier

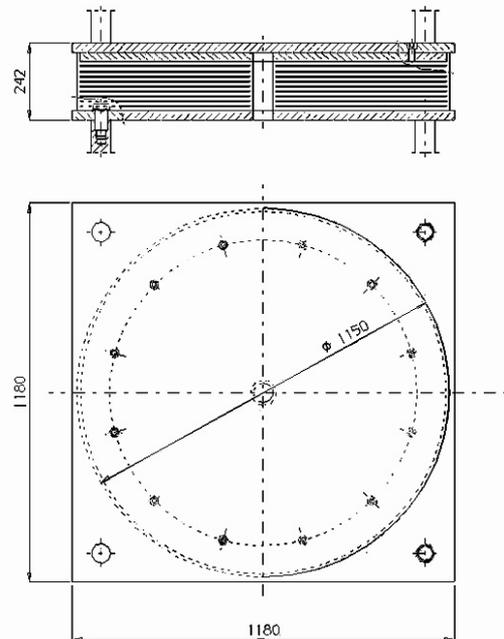


Fig. 13: Scheme of a HDRB for the Tagus bridge in Santarem

- 2 bearings sliding in the longitudinal direction and elastically restrained in the transversal direction for each of the 2 piers in correspondence of the expansion joints
- 2 free sliding bearings for each of the 2 remaining piers

In Fig. 12 is shown the cross section of the bridge in correspondence of a pier with the two HDRB.

For the main bridge consisting of 7 spans were provided:

- 20 HDRB for each of the 2 central piers
- 2 bearings sliding in the longitudinal direction and elastically restrained in the transversal direction for each of the 2 piers N. 2 and 7



Fig. 14: The main span of the bridge over the Tagus in Santarem



Fig. 15: Detail of the approach ramps

- free sliding bearings on the remaining piers

In Fig. 13 is shown a typical scheme of the HDRB utilised for the bridge. The main data of the project and the isolators are listed below.

- Design Vertical load of the HDRD	15000 kN
- Design displacement	± 250 mm
- Prototype test displacement	± 344 mm
- Stiffness of the HDRB	3,3 kN/mm
- Shear modulus of the rubber	0,4 MPA
- Equivalent viscous damping	10%
- Natural period of the isolated structure	3,0 s

5 HYSTERETIC DAMPERS

Hysteretic dampers utilises the yield of metals in order to dissipate the energy of the earthquakes. They were first developed in New Zealand in the years seventies but the most important applications based on the yield of steel were done in Italy starting from the eighties.



Fig. 16: The first hysteretic dampers utilised in Italy in 1980



Fig. 17: Application of the hysteretic dampers to the bridge Fella of the Udine-Tarvisio Motorway

Hysteretic dampers based on the yield of steel present quite great advantages:

- They dissipate a lot of energy
- They are reliable
- Maintenance free
- Non sensible to temperature variations
- Not subject to ageing

On the other hand however they are not re-centring after a major earthquake and may require their replacement. In addition they require a more complex design approach always implying the execution of a non linear time history analysis. For the application to continuous bridges the hysteretic dampers:

- Either they are installed between one abutment and the bridge deck. In this case the bridge shall be free to move longitudinally on all piers and the entire longitudinal force generated by the earthquake is applied to the abutment.
- Either they are distributed on all piers or some of them. In this case they shall be combined with shock transmitters that will allow the free longitudinal movement of the bridge due to slow actions like temperature, creep and shrinkage. With this disposition there is the advantage to shear the effects of

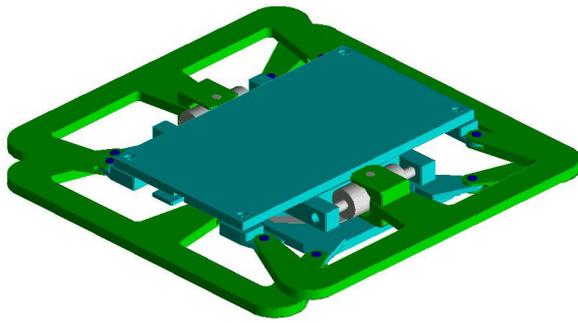


Fig 18: Hysteretic dampers combined with a pot bearing and shock transmission units

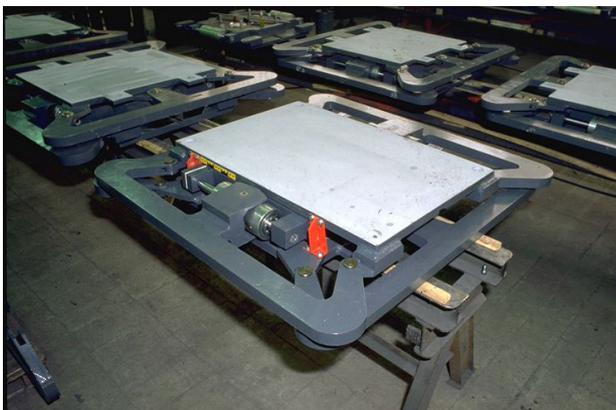


Fig. 19: Hysteretic dampers combined with a pot bearing and shock transmission units utilised for the Viaduct Coltano in the Livorno-Civitavecchia Motorway

the earthquake among all piers and there is the possibility to isolate the bridge in both longitudinal and transversal direction

The first application of the hysteretic dampers in Italy has been done for several bridges of the Udine-Tarvisio Motorway in the year 1980. They were designed for a yield force of 3600 kN and were applied between one abutment and the bridge deck (see Fig. 16 and 17).

After the first application, where the devices were required to sustain very few yield cycles, more attention has been paid to the so called low cycle fatigue life. The result of the wide numerical and experimental research programs performed can be summarised in the optimisation of the geometry and the steel quality of the hysteretic devices.

Among many devices patented in Italy in the years eighties we can mention the so called E-shaped and C-shaped elements that are characterised by a uniform and anti-symmetric stress distribution in order to grant: high performance in terms of energy dissipation, symmetric behaviour in all directions and high



Fig. 20: The Coltano Viaduct, 10 km long, is the largest application of the base isolation in the world

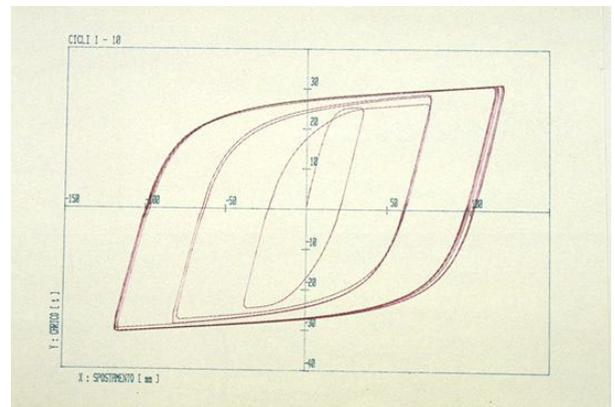


Fig.21: Hysteresis loops of the E-shaped devices

low cycle fatigue life. Examples of devices utilising the above mentioned hysteretic dampers are given in the following figures.

Very frequently hysteretic dampers are combined with a bearing and with shock transmission units in order to provide with the same device the following functions:

- Support the vertical loads of the structure
- Allow the relative rotation of the structure
- Allow the longitudinal slow movements
- In case of earthquake dissipate the energy and shear the horizontal force among all piers

Examples of these combined devices are given in Fig. 18 and 19.

The largest application of this kind of device has been the Coltano Viaduct of the Livorno-Civitavecchia Motorway, that is also the largest application of the world measuring nearly 10 km (see Fig. 20).

The Coltano viaduct is a continuous pre-stressed concrete beam with spans from 35 to 42 meter. There is an expansion joint every 400 meter. Every bridge section is equipped with pot bearings combined with hysteretic dampers and, with the exception of those



Fig. 22: Viaduct N. 1 of the Istanbul Ankara Motorway, near Bolu

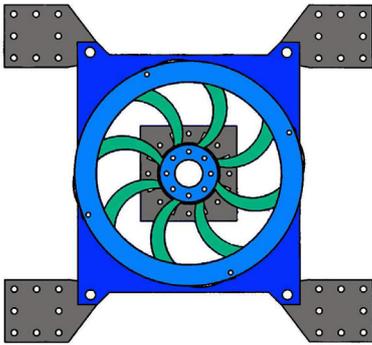


Fig. 23: Multidirectional hysteretic damper

on the central pier, shock transmission units (see Fig. 19).

The optimisation of the geometry and the use of a kind of steel particularly resistant to low cycle fatigue allowed to reach a very stable performance for more than 50 cycles as shown in Fig. 21.

The most important application for the hysteretic dampers however has been made in Turkey and became famous in the world because experienced a real earthquake, much larger than the design one, but still protected the structure from the collapse.

There are three bridges on the Istanbul Ankara Motorway that have been designed utilising anti-seismic devices. The most important is the so called Viaduct N. 1 consisting of 100 spans of 39.2 meter (see Fig. 22).

All bridges are made of simply supported, prefabricated pre-tensioned box beams of 36 metre length. There are 7 beams for each span. The spans are connected up to a maximum of 10 through the concrete slab that is cast in situ over the prefabricated beams. In this way the bridge acts as simply supported spans for the traffic load and as continuous up

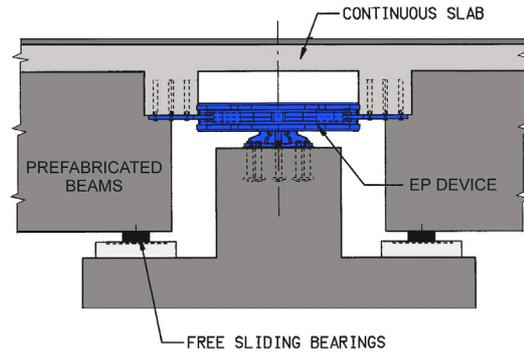


Fig. 24: Detail of the hysteretic dampers on pier top in the Viaduct N.1 of the Istanbul Ankara Motorway

to 10 spans for slow effects (temperature, creep and shrinkage) and earthquake.

All the beams are simply supported by free sliding bearings with PTFE and stainless steel sliding surfaces designed in order to accommodate all movements due to slow effects and earthquake. The horizontal loads due to wind, braking, differential friction of the sliding bearings and earthquake are transferred to the piers through hysteretic dampers.

The devices are based on the utilisation of C-shaped steel elementary hysteretic dampers. Each elementary damper consists of a steel circular arch of variable depth in order to get uniform resistance and therefore uniform plasticization of all sections after yield. There is a device on top of every pier or abutment. For each bridge section of ten spans there is one device as shown in Fig. 23 that provide fixation of the bridge under service conditions in presence of braking forces and non uniform friction of the sliding bearings. The devices on all the other piers are equipped with shock transmission units in parallel in order to allow the slow movements of the bridge. They connect the pier top to the bridge as shown in Fig. 24.

The structure has been modelled by finite element system, considering the actual masses and stiffness in non-cracked conditions. The soil has been modelled through elastic springs (both for rotation and translation) with stiffness in accordance with the field test results. The hysteretic dampers between pier tops and deck have been modelled through “truss” elements with non linear material properties in accordance to the full scale test results; the friction of the bearings has been taken into account.

The design seismic forces and displacements have been determined by means of time-history non linear analysis performed with artificial accelerograms matching the appropriate response spectrum as defined in AASHTO “Guide Specification for Seismic Design of Highways and Bridges”. In accordance with

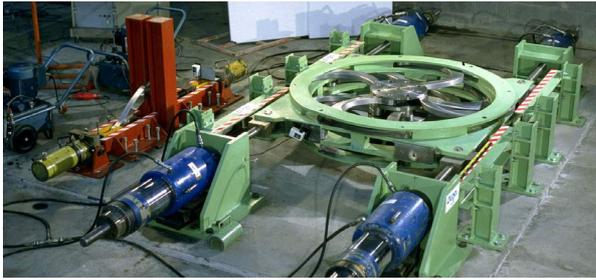


Fig. 25: The hysteretic damper under full scale testing



Fig. 26: Detail of the beams supports after 1 meter displacement

Structure	Theoretical		Earthquake 17/08/99 <i>Earthquake 12/11/99</i>	
	0,4 g	0,6 g	Maximum	Residual
Viaduct 1	320	595	90 <i>1000</i>	1 <i>1000</i>
Viaduct 2	270	501		
Bridge 2	178	331	360	100

Table 1: Relative displacements pier – deck (mm)

the data provided by the Owner and the Engineer the Peak Ground Acceleration has been considered 0,4g.

The analysis has been repeated for 7 different artificial accelerograms. The design values for forces and displacements have been assumed as the mean values of the maxima obtained in the 7 simulations.

After the earthquakes the time-history non linear analysis has been repeated for a limited number of cases considering a Peak Ground Acceleration of 0,6g in order to have suitable data to enable further considerations. The maximum relative displacements between deck and piers or abutments obtained by the analysis are summarised in the following Table 1 and compared with the values observed after the earthquake.

From the Table 1 it can be seen that Viaduct N. 1 in the earthquake of 12/11/99 suffered an acceleration much greater than 0.6 g. In fact the accelerometer station located at 5 km from the bridge at Bolu registered a PGA over 0.8 g, so twice the design value. Most of the viaduct had a residual displacement of the order of 1 meter (se Fig. 26) but the energy dissipated by the hysteretic dampers was sufficient to prevent the collapse of the bridge even in presence of a much stronger earthquake than expected.

6 HYDRAULIC DAMPERS

Under the name of hydraulic dampers a wide variety of devices may be considered that utilises the viscosity properties of a fluid to reach some positive effect

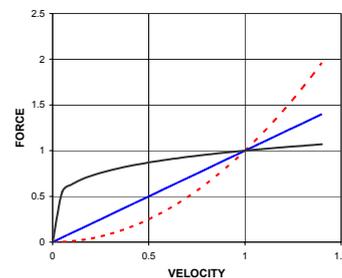


Fig. 27: Force velocity plots for hydraulic dampers with different values of the exponent K:

- K = 0,1 in black (continuous line) for viscous dampers
- K = 1 in blue (dashed line) for linear dampers
- K = 2 in red (dotted line) for shock transmitters

on the structures in order to improve their resistance against the effects of an earthquake.

Common feature of the different types of hydraulic dampers is the presence of a cylinder filled with oil. The cylinder is divided into two chambers by a piston. The device is fixed to the structure, normally through spherical hinges, in such a way that the relative movement of the structure causes the piston to move inside the cylinder. The movement of the cylinder causes the oil to flow from one chamber to the other through a hydraulic circuit. The flow of the oil causes the behaviour of the device that is depending from the viscosity of the fluid and the properties of the hydraulic circuit.

The behaviour of a viscous damper can generally be described by the equation

$$F = C \times V^K + A \tag{3}$$

Where:

- F is the force applied to the piston
- V is the velocity at which a piston is moved
- C, A and K are constants depending on the properties of the fluid and the hydraulic circuit.

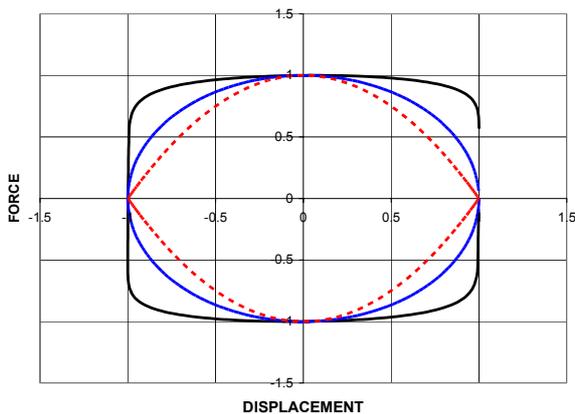


Fig. 28: Force displacement plots for hydraulic dampers with different values of the exponent K :
 $K = 0,1$ in black (continuous line) for viscous dampers
 $K = 1$ in blue (dashed line) for linear dampers
 $K = 2$ in red (dotted line) for shock transmitters

In the following graphs the force-velocity and force-displacements diagrams are plotted for different values of the exponent K assuming $A = 0$.

From the above plots it is obvious that the exponent $K=2$ or greater will be preferred when the difference of force at low velocity and high velocity shall be maximised. This is the case when the device shall allow slow movements due to thermal variations, creep and shrinkage and become rigid in case of dynamic actions like wind or earthquake and when the energy dissipation is not required. These devices are commonly known as Shock Transmission Devices (STD), Lock-Up Devices (LUD) or Hydraulic Couplers (HC), they are treated in more details in the following paragraphs.

When the dissipation of energy is the principal performance required to the devices, exponent $K=0,2$ or smaller is preferred since it is evident from the force-displacement diagram that the energy dissipation, that is proportional to the area of the plot, is increasing when the exponent is decreasing. In this case the devices are more commonly known as Viscous Dampers (VD).

One of the most outstanding jobs performed with the utilisation of Shock Transmission Devices has been the seismic retrofitting of the Carquinez Bridge in California.

The Carquinez bridge is one of the toll bridges of the San Francisco bay area, in California. It consists of two parallel steel cantilever structures, one built in 1927 having a length of 1620 meter, the other built in 1958 having a length of 1588 meter. The channel span for both structures is 330 meter and the tower height is 94 meter.

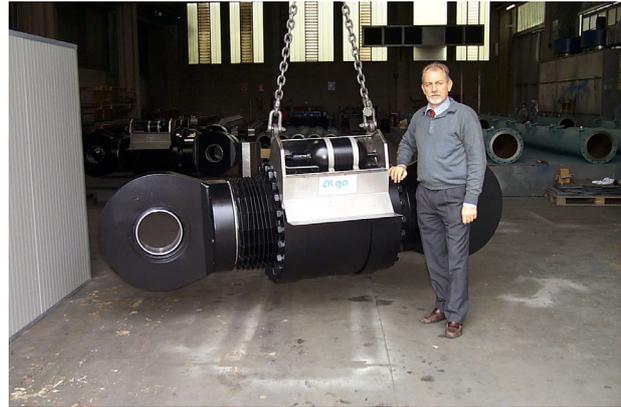


Fig. 29: Shock Transmission Device of 16000 kN capacity for the Carquinez bridge in California

The retrofitting aimed to distribute the seismic forces between all the piers and abutments by use of Shock Transmission Devices. The performance requirements of the STD are the following:

- Nominal rated force = 15570 kN
- Stroke length for thermal movements = ± 152 mm

The STD consists of a steel cylinder and a steel piston dividing it in two chambers. The cylinder at one side and the piston rod at the other side are connected to the structure through spherical hinges. The dimensions of the device are quite exceptional: 870 mm diameter and 2900 mm full length. Due to the exceptional dimensions of the device an external hydraulic circuit and an external accumulator have been preferred to internal ones that are commonly used in smaller devices. The main reasons for that were the following:

- to allow easy access to the circuit for adjustment and maintenance
- to avoid any interference between the flexural bending of the device due to own weight and the behaviour of the hydraulic circuit
- to avoid excessive overpressure in the cylinder due to the thermal expansion of the oil.

The oil flow through the hydraulic circuit is practically independent from the external temperature in order to provide constant performance independently from the environmental conditions: this could be achieved basing the design of the hydraulic circuit on a turbulent oil flow that is practically independent from the viscosity of the fluid and therefore independent from its temperature. Turbulent oil flow also has the advantage of quite good approximating the exponent 2 in the equation given in paragraph 1.

The structural design of the devices has been entirely performed through finite element analysis. The steel parts are manufactured utilising very high strength quenched and tempered steel with tensile



Fig. 30: STD of 12000 kN capacity and 800 mm stroke for the Paksey Bridge in Bangladesh

strength up to 800 N/mm^2 or more. The selection of so high strength materials was primarily due to the necessity of reducing as much as possible the dimensions and in particular the length of the devices in order to fit the available space in the bridge. The devices are connected at both ends to the structure by two spherical hinges allowing a rotation of $\pm 3^\circ$ in all directions. A few examples of STD for applications in California and Bangladesh are shown in Fig. 29 and 30.

7 ELECTRO-INDUCTIVE DAMPERS

Electro-inductive dampers represent a totally new, very promising concept and are now under development and testing by ALGA under the frame of an EC partially funded research program.

Energy dissipation is the only system to reduce the effect of the earthquake controlling at the same time the relative displacements of the structural components.

Until now, as far as known by the author, the physical principles utilised in the wide variety of existing energy dissipating devices are the following only:

- Yield of metals
- Viscosity of fluids or elastomers
- Friction

All these systems present one or more disadvantages such as:

- Limited cycle life (1)
- Response depending on temperature and ageing (2&3)
- High scattering of the response (3)
- Heat generation may alter the response or damage the devices (1, 2&3)

The electro-inductive energy dampers now under development by Alga, after the first preliminary tests, seem to supersede all the above mentioned disadvantages.

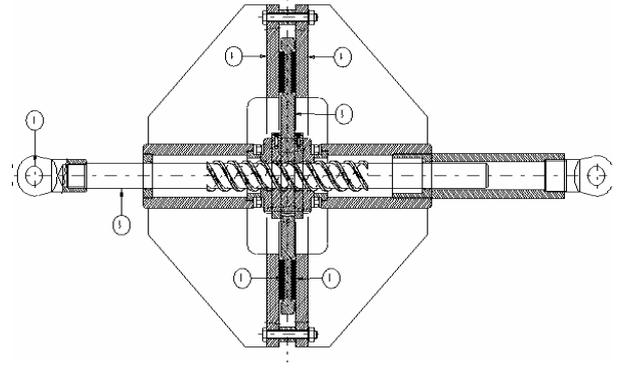


Fig. 31: Scheme of a rotating electro-inductive damper.

The basic idea of the electro-inductive devices consists in an electric generator that produce current exploiting the movements generated by the earthquake. The current is then dissipated in a short circuit so that all the mechanical energy supplied to the device is converted into heat.

The main difference between electro-inductive dampers and ordinary electrical machines is that in the latter all possible efforts are made to minimise the energy dissipation in order to get the maximum possible efficiency (for instance utilising ferro-magnetic materials made of a particular kind of steel containing silicon and devising them in thin layers). In the dampers of course all the efforts shall be in the opposite direction.

Electro-inductive dampers may be placed between parts of structures where the earthquake will induce relative displacements or between superstructure and infrastructure in connection with sliding bearings, more or less like ordinary viscous dampers.

The basic device scheme of a passive device (see Fig. 31) includes a part equipped with permanent magnets, in order to create a magnetic field, and another part, in relative motion with respect to the previous one, containing the induced electric circuit where the energy is transformed into heat. To increase the relative velocity between the permanent magnets and the electric circuit an endless screw system is utilised. The electric circuit can be realised very simply by a conductive metal disc like aluminium. Of course the passive device don't require any external energy supply.

The dissipation level depends on the relative velocity of the electric circuit as regards to the magnetic field. Being the response of devices related to the operating linear velocity v , the electro-inductive dampers can be compared with the viscous dampers; for both the devices the response law can be expressed by the following equation:

$$F = C \times V^k, \quad (4)$$



Fig. 32: Dynamic test of an electro-inductive damper of 250 kN capacity

where: F is the response force and c and K are suitable constants to model the device behaviour.

When the velocity is small, the reaction force of the devices is negligible: this is fundamental to allow the slow movements of the structures (for example thermal expansion or contraction), by the contrary when the motion is fast the response increases and the dissipation effect is required.

Compared to standard dampers, the electro-inductive devices require very low maintenance (limited to the anchorage to the structure), no ageing effects, no limitation on cycle life and low scattering on the response. Prototypes of electro-inductive dampers have already been manufactured and tested (see Fig. 32)

Tests have been performed utilising a dynamic equipment impressing to the spherical hinges of the devices different velocity in order to verify the constitutive law and to verify it with the theoretical data. The accordance between experimental and theoretical data is very good (see Fig. 33).

The numerical analysis performed showed that, selecting an appropriate metal to realise the disc acting as electric circuit, it is possible to obtain constitutive laws with exponent K ranging between 1 and 0.1 covering therefore the entire range of the viscous dampers.

Following the very promising results electro-inductive devices are now under the industrialisation

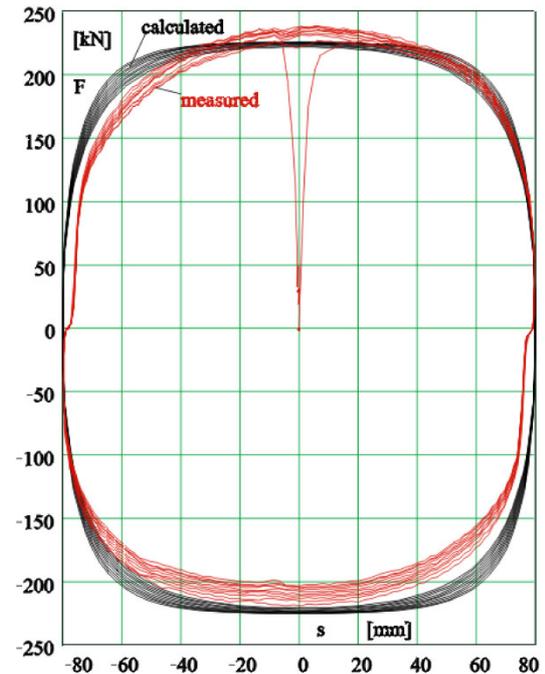


Fig. 33: Comparison between the theoretical and measured response cycle of a rotating electro-inductive damper

phase and will be ready for the applications in bridge construction quite soon.

8 CONCLUSIONS

The protection of bridges and other structures by means of anti-seismic devices is now a mature and well experimented technique. The examples of application described in this paper are obviously limited but there are now only in the Italian territory more than 200 km of bridges protected with anti-seismic devices. In few cases the protected structures suffered major earthquakes confirming the validity of the adopted solutions.

Therefore structural designers have now available a very wide variety of anti-seismic devices suitable for any application. In the selection of the devices however a few basic concepts shall be well considered:

- Anti-seismic devices may be required to assure their performance for a few seconds only in the life time of the structure. Failing to do so they would vanish the whole investment. Therefore a simple conception and a high level quality assurance is of primary importance.
- If the devices are isolators they shall also act as structural bearings for all the days of the structure's life. Therefore they shall also fulfil all the relevant requirements for structural bearings.
- Devices with less maintenance requirements shall be preferred.

Dynamische Untersuchungen an einem Viadukt mit seismisch isoliertem Brückenträger

Sujan Malla und Martin Wieland
Electrowatt-Ekono AG (Jaakko Pöyry Group), Zürich

1 ZUSAMMENFASSUNG UND EINLEITUNG

Die dynamischen Aspekte eines 1000 m langen Autobahnviaduktes über einen See werden diskutiert. Die Pfeiler haben eine Höhe von bis zu 80 m und stehen bis zu 60 m im Wasser. Die Spannweiten des Brückenträgers variieren zwischen 60 und 107 m. Die Gesamtbreite der geplanten Brücke beträgt 28 m.

Auf jedem der neun Pfeilerköpfe wurden Dämpfer quer zur Brückenachse vorgesehen. Zudem waren aufgrund der schwimmenden Lagerung des Brückenträgers bei beiden Widerlagern Längsdämpfer eingeplant worden. Die Gründe für die Dämpfer waren wie folgt:

- geringe Steifigkeit der Brücke in Längs- und Querrichtung
- relativ grosse Erdbebenkräfte im Bereich der massgebenden Eigenfrequenzen der Brücke
- elastisches Verhalten der Pfeiler unter dem Bemessungsbeben war verlangt
- schlanke, hohe Pfeiler mit schwerem Pfeilerkopf
- Brückenquerrichtung: Begrenzung der Erdbebenkräfte, die vom Brückenträger auf die Pfeiler übertragen werden
- Brückenlängsrichtung: Begrenzung der Beanspruchung der Widerlager – insbesondere Zugkräfte.

Diese Ziele konnten mit hydraulischen Dämpfern erreicht werden, die unter zyklischen Erdbebeneinwirkungen eine Charakteristik wie ideale Reibungsdämpfer aufwiesen. Mit diesen Dämpfern konnte die Querbeanspruchung der Pfeiler im Vergleich zur Brücke ohne Dämpfer um ca. 50% reduziert werden. Die hydraulischen Dämpfer haben den Vorteil, dass sie unter sehr langsamen Bewegungen infolge Schwinden, Kriechen, Temperatur etc. keinen Widerstand aufweisen und somit keine Kräfte auf die Widerlager bewirken. In Brückenquerrichtung ist dieses Verhalten unerwünscht, da durch einen starken Wind die Brücke in

Querrichtung verschoben werden könnte. Um derartige Querverschiebungen zu vermeiden, wurden bei jedem Querdämpfer Schubbolzen vorgesehen, die versagen sobald die Querbeanspruchung auf dem Pfeilerkopf die Kapazität des Dämpfers erreicht. Nach einem stärkeren Beben sind deshalb die abgebrochenen Schubbolzen jeweils zu ersetzen und der allenfalls verschobene Brückenträger zu zentrieren.

Die Querdämpfer erlauben eine Bewegung von +/- 50 cm und die Längsdämpfer bei den Widerlagern eine Bewegung von +/- 25 cm. Die Dämpfer an den Widerlagern müssen auch in der Lage sein Querverformungen aufzunehmen.

Der Aufsatz beschreibt die Optimierung der Dämpfer basierend auf nichtlinearen Erdbebenberechnungen. Für die Bemessung der Brücke und der bis zu 80 m hohen Pfeiler sind umfangreiche dynamische Berechnungen durchgeführt worden. Dabei musste auch die Interaktion mit dem Wasser im Stausee berücksichtigt werden. Die Erdbebeneinwirkung war für die Bemessung der Tragkonstruktion massgebend.

2 ERDBEINWIRKUNG UND ANNAHMEN

Die Brücke steht auf im Fels fundierten Bohrpfeilern. Ueber dem Fels befindet sich eine Lockergesteinsschicht mit unterschiedlicher Mächtigkeit. Im Normalfall beträgt die Felsüberdeckung weniger als 5 m. Da die Brücke einen zukünftigen Stausee überquert ist auch die Sedimentation im Stausee, sowie die Interaktion zwischen Pfeiler und Stausee zu berücksichtigen. Dazu wird eine mit den Pfeilern mitschwingende Wassermasse berücksichtigt. Es wird vorausgesetzt, dass beim Bemessungsbeben keine inelastischen Verformungen in den Pfeilern und den Fundamenten stattfinden dürfen, da diese nach dem Füllen des Stausees nur noch sehr beschränkt zugänglich sind.

Das Bemessungsantwortspektrum für die Horizontalkomponente der Bodenbewegung sowie ein künst-

lich generiertes spektrumkompatibles Beschleunigungsseismogramm sind aus Fig. 1. ersichtlich. Die Besonderheit des Antwortspektrums liegt in der relativ hohen Beschleunigung bei tiefen Frequenzen. Die ungleichförmigen Bodenbewegungen der einzelnen Pfeiler wurden vernachlässigt. Für die Vertikale Erdbenenkomponente wurde ein Wert von 70% der Horizontalkomponente verwendet.

Für die Erdbenenberechnung wurden alle drei Komponenten der Bodenbewegung berücksichtigt. Statistisch unabhängige Beschleunigungszeitverläufe wurden verwendet.

Für die nichtlinearen dynamischen Berechnungen wurden gemäss Eurocode 8 elf künstlich generierte Erdbenen (jedes mit drei Beschleunigungskomponenten) verwendet. Normalerweise begnügt man sich bei nichtlinearen Berechnungen mit 3 oder 5 verschiedenen Erdbenenanregungen und wählt dann die maximale dynamische Antwort aller Berechnungen. Wenn jedoch mehr als zehn Erdbenen verwendet werden, dann darf für die Schnittkräfte der Mittelwert der dynamischen Antwort genommen werden. Dieser zusätzliche Rechenaufwand lohnt sich, da bei nichtlinearen Systemen die dynamischen Antworten doch beträchtlich variieren können.

3 RECHENMODELL DER BRÜCKE UND DYNAMISCHE BERECHNUNGEN

Das dreidimensionale Rechenmodell der Brücke ist in Fig. 2 dargestellt. Das Zusammenwirken der Pfeiler mit Wasser wurde mit Zusatzmassen simuliert.

Aufgrund der Geometrie der Pfeiler und der Forderung, dass unter dem Bemessungserdbeben keine inelastische Pfeilerdeformationen erlaubt waren, war es nötig die Erdbenenkräfte, die vom Brückenträger auf die Pfeiler wirken, zu begrenzen. Das wurde erreicht indem eine in Brückenquerrichtung freie Lagerung des Brückenträgers gewählt wurde. Das heisst, dass auf jedem Pfeiler Dämpfer vorgesehen wurden mit einer maximalen Dämpfungskraft von 2 MN (inkl. Gleitreibung der Lager). In Längsrichtung wurde eine schwimmende Lagerung des fugenlosen, 1000 m langen Brückenträgers gewählt. Die Längsstabilisierung der Brücke im Erdbenenfall wurde ebenfalls mit Längsdämpfern an beiden Widerlagern erreicht. Da bei den Widerlagern sowohl Längs- wie auch Querverschiebungen auftreten können, wurde dort eine gelenkige Lagerung der zylindrischen Dämpfer vorgeschlagen. Bei den Dämpfern handelt es sich um zylindrische Elemente, die unter periodischer Anregung eine fast rechteckige Hysterese aufweisen. Die Dämpfungskraft ist dabei auch von der Relativgeschwindigkeit der Auflagerpunkte abhängig. Bei sehr langen

Prozessen wie Schwinden, Kriechen und Temperatureinwirkungen werden vernachlässigbare Dämpferkräfte verursacht. In Brückenlängsrichtung ist dieses Verhalten erwünscht, In Querrichtung führt das zu Problemen, denn unter gewissen Windeinwirkungen könnte sich der Brückenträger verschieben. Deshalb sind in den Gleitlagern Schubbolzen angebracht, die versagen, wenn die Auslegungskraft der Dämpfer erreicht wird und diese aktiviert werden müssen.

Das nichtlineare Verhalten der idealisierten Dämpfer wurde modelliert.

Eine Dämpfung von 5% der kritischen Dämpfung der massgebenden Eigenformen wurde bei allen dynamischen Berechnungen berücksichtigt (Rayleighdämpfung).

Die reduzierte Steifigkeit der Pfeilerelemente, die bei einem starken Beben reissen, wurde in Rechnung gestellt (die Steifigkeit der Biegeelemente wurde um einen Faktor von 4 reduziert).

Die nichtlinearen dynamischen Berechnungen wurden mit dem Computerprogramm ADINA durchgeführt. In einem ersten Schritt musste die Zuverlässigkeit der Berechnung überprüft werden. Das wurde durch verschiedene Testläufe erreicht, wobei in erster Linie der Integrationszeitschritt reduziert wurde und auch die Fehlerkriterien variiert wurden. Zudem wurde der Einfluss 2. Ordnung untersucht, der durch die exzentrische Lage des in Querrichtung verschobenen Brückenträgers sowie der elastisch verformten Pfeiler verursacht wird. Die Effekte 2. Ordnung betragen weniger als 10% und durften gemäss den vorliegenden Vorschriften vernachlässigt werden.

Im nächsten Schritt wurde eine Optimierung der Dämpfer vorgenommen. dabei wurde vorausgesetzt, dass die Querdämpfer auf allen Pfeilerköpfen gleich sein müssen. Das dynamische Verhalten der Brücke wurde deshalb für verschiedene Dämpferkräfte analysiert und eine Kraft von 2 MN wurde als optimal betrachtet. Massgebend bei der Optimierung war, dass die dynamische Beanspruchung in den Pfeilern, die Pfeilerkopfverschiebung und die Gleitbewegung des Brückenträgers auf den Pfeilern minimal war. Eine analoge Optimierung wurde für die Ermittlung der Längsdämpfer durchgeführt. Diese Optimierung der Dämpfer war eines der Kernprobleme der dynamischen Berechnung.

4 EIGENFREQUENZBERECHNUNG UND LINEAR-ELASTISCHE DYNAMISCHE BERECHNUNG

Zuerst wurde eine Eigenfrequenzberechnung der Brücke durchgeführt, wobei der Brückenträger auf den Pfeilern in Querrichtung fixiert wurde (Ersatz der

Dämpfer durch gelenkigen Anschluss) und bei den Widerlagern wurden die Längsdämpfer weggelassen.

Die wichtigsten Eigenfrequenzen der Brücke bei vollem Stausee sind wie folgt:

- Grundschiwingung in Längsrichtung: 0.24 Hz
- Grundschiwingung in Querrichtung: 0.58 Hz
- Grundschiwingung Überbau vertikal: 1.94 Hz

Für den höchsten freistehenden Pfeiler im Bauzustand wurden folgende Eigenfrequenzen ermittelt (leerer Stausee):

- Querschwiwingung freistehender Pfeiler: 0.69 Hz
- Längsschiwingung freistehender Pfeiler: 0.10 Hz
- Torsionsschiwingung: 0.15 Hz

Die Eigenschwiwingungsformen des höchsten Pfeilers im Bauzustand sind in Fig. 3 dargestellt. Bei der Längsschiwingung des Pfeilers führen Effekte 2. Ordnung zu einer Reduktion der Eigenfrequenz auf 0.084 Hz. Die Eigenfrequenzen der Quer- und Torsionsschiwingung bleiben jedoch unverändert.

Die tiefsten Brückeneigenfrequenzen in Längs- und Querrichtung liegen alle unter 1 Hz. Aufgrund der eingangs erwähnten speziellen Form des Bemessungsantwortspektrums, ist im Bereich dieser Eigenfrequenzen mit relativ grossen Erdbebenkräften und Bodenverschiebungen zu rechnen. Die Reduktion dieser Erdbebenkräfte und der dynamischen Verformungen war die Hauptaufgabe der Dämpfer.

Als Referenzrechnung wurde die dynamische Antwort der elastischen Brücke ohne Dämpfer ermittelt, um die Wirksamkeit der Dämpfer besser beurteilen zu können. Die Zeitverläufe der Verschiebungen des Pfeilerkopfes des höchsten Pfeilers (voller Stausee) sind in Fig. 4 dargestellt. In Fig. 5 sind die Maximalwerte der Querverschiebungen des Brückenträgers und der vertikalen Durchbiegungen entlang der Brückenachse dargestellt. Aufgrund der Flexibilität der Pfeiler und der speziellen Geometrie des Pfeilerkopfes schwingt der gesamte Brückenträger in Vertikalrichtung.

5 NICHTLINEARE DYNAMISCHE BERECHNUNG DER BRÜCKE

Elf verschiedene Erdbeben wurden für die nichtlineare dynamische Berechnung verwendet. Die einzigen nichtlinearen Elemente waren die Dämpfer. In Fig. 6 sind die Zeitverläufe der Verschiebungen des Pfeilerkopfes des höchsten Pfeilers (voller Stausee) für eine der 11 Erdbebenanregungen dargestellt. Diese Ergebnisse lassen sich direkt mit denjenigen des ungedämpften Systems (Fig. 4) vergleichen. Die Dämpfer führen zu einer Reduktion der maximalen Längsverschiebung des Brückenträgers von ca. 450

mm auf unter 200 mm. Die Querverschiebung des Pfeilerkopfes des höchsten Pfeilers der gedämpften Brücke reduziert sich von 200 mm auf ca. 50 mm. Die vorgeschlagenen Dämpfer führen zu einer signifikanten Reduktion der dynamischen Verschiebungen der Brücke.

In Fig. 7 sind die Mittelwerte und Mittelwerte plus Standardabweichung der maximalen dynamischen Querverschiebungen der Gleitlager für die elf verschiedenen Erdbeben dargestellt. Die minimalen und maximalen Lagerverschiebungen in Brückenquerrichtung betragen beim höchsten Pfeiler 200 mm bzw. 400 mm (Mittelwert: 250 mm, Mittelwert plus Standardabweichung: 310 mm). Die minimalen und maximalen Längsverschiebungen in den Widerlagern betragen 110 mm bzw. 240 mm (Mittelwert: 180 mm, Mittelwert plus Standardabweichung: 215 mm).

In Fig. 8 ist ein Vergleich zwischen der maximalen dynamischen Biege- und Torsionsbeanspruchung für die Brücke mit und ohne Dämpfer dargestellt. Daraus ist sehr leicht ersichtlich, dass die gewählten Dämpfer zu einer signifikanten Reduktion der Beanspruchung des Brückenträgers führen.

Figur 9 zeigt, dass die massgebende dynamische Beanspruchung der Pfeiler (Normalkraft in Pfeilern) durch die Dämpfer ebenfalls sehr stark vermindert wird.

Die Wirkung der Dämpfer ist im Prinzip auf folgende Effekte zurückzuführen:

- erhöhte Energiedissipation durch Dämpfer auf Pfeilern und an Widerlagern
- nichtlineare Dämpfer verhindern Resonanzerscheinungen
- Längsdämpfer führen zu einer markanten dynamischen Versteifung der Brücke in Längsrichtung und unterdrücken Resonanzeffekte

Die Nachteile der Dämpfer sind die Gleitverschiebungen des Brückenträgers auf den Pfeilerköpfen in Querrichtung. Am Ende eines stärkeren Erdbebens befindet sich der Brückenträger nicht mehr im Anfangszustand und muss durch Pressen in die Ursprungslage zurück verschoben werden.

6 ERMITTLUNG DER MASSGEBENDEN ERDBEBENKRÄFTE

Die Pfeiler erfahren während einem starken Beben neben dynamischen Normalkräften auch biaxiale Beanspruchungen. Für die Pfeilerbemessung können die Maximalwerte der dynamischen Schnittkräfte verwendet werden. Dies führt zu einer konservativen Bemessung, da die Maximalwerte der biaxialen Beanspruchung sowie der Normalkräfte nicht zum gleichen Zeitpunkt auftreten. Falls realistischere Beanspruchungen

chungszustände untersucht werden müssen, was insbesondere bei stark ausgenützten Querschnitten erforderlich sein kann, dann sind im Prinzip die ungünstigsten Beanspruchungszustände direkt aus den Zeitverläufen der zu kombinierenden Beanspruchungen zu ermitteln. Das ist jedoch sehr mühsam, wenn diese Kontrollen nicht automatisch durchgeführt werden können. Das ist beispielsweise der Fall, wenn der Querschnittswiderstand zuerst in einem iterativen Prozess (dynamische Berechnung gefolgt von Querschnittsbemessung) ermittelt werden muss. Eine Auswertung der Zeitverläufe hat ergeben, dass für die Ermittlung der zu kombinierenden Schnittkräfte in den Druckelementen der Pfeiler zum Zeitpunkt, wo die maximalen Normalkräfte wirken im Mittel nur 90% der maximalen biaxialen Biegemomente auftreten (und umgekehrt).

7 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Durch schwimmende Lagerung des Brückenträgers und Dämpfer, die in den Brückenlagern angebracht werden, können die Beanspruchungen sowie die Deformationen in schwingungsempfindlichen Brücken sehr stark reduziert werden. Im vorliegenden Fall konnten die dynamischen Beanspruchungen der Pfeiler und des Brückenträgers im Vergleich zu einer Brücke ohne Dämpfer um über 50% reduziert werden. Die maximalen dynamischen Querverschiebungen der Pfeilerköpfe betragen nur noch einen Viertel derjenigen einer Brücke ohne seismisch isolierten Brückenträger. Die maximalen Querverschiebungen in den Brückenlagern betragen ca. +/- 40 cm und die Längsverschiebungen in den Widerlagern +/- 24 cm.

Seismische Dämpfer sind eine interessante und wirtschaftliche Lösung, um Brücken vor Überbeanspruchung zu schützen.

LITERATUR

Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges, prEN 1998-2.

ADINA R & D (1999). ADINA User Interface Command Reference Manuals, Vol. I: ADINA Model Definition. Report ARD 99-2, ADINA R & D, Inc., Watertown, Massachusetts, USA.

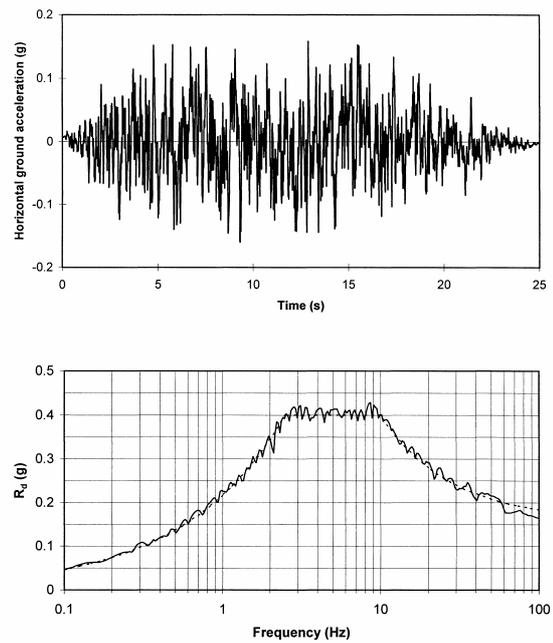


Fig. 1: Beschleunigungsantwortspektrum (5% Dämpfung) der Horizontalkomponente des Bemessungsbereichs und künstlich generierter, spektrumkompatibler Beschleunigungszeitverlauf

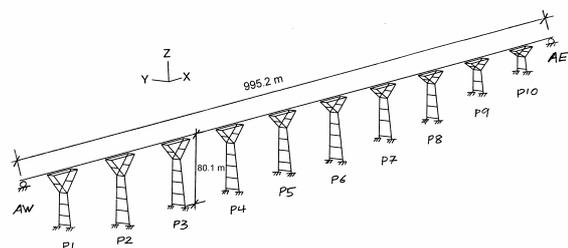


Fig.2: Statisches System der Brücke

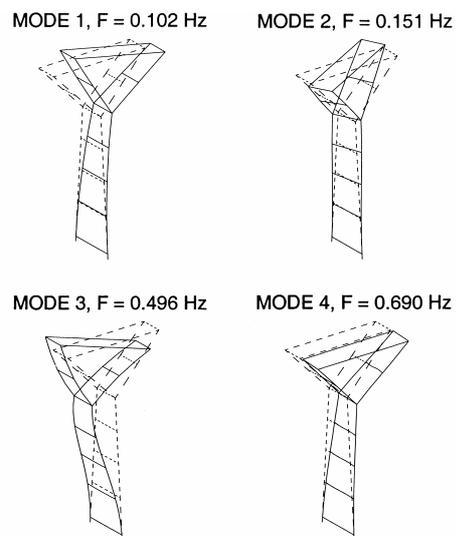


Fig. 3: Eigenschwingungsformen des höchsten Pfeilers im Bauzustand

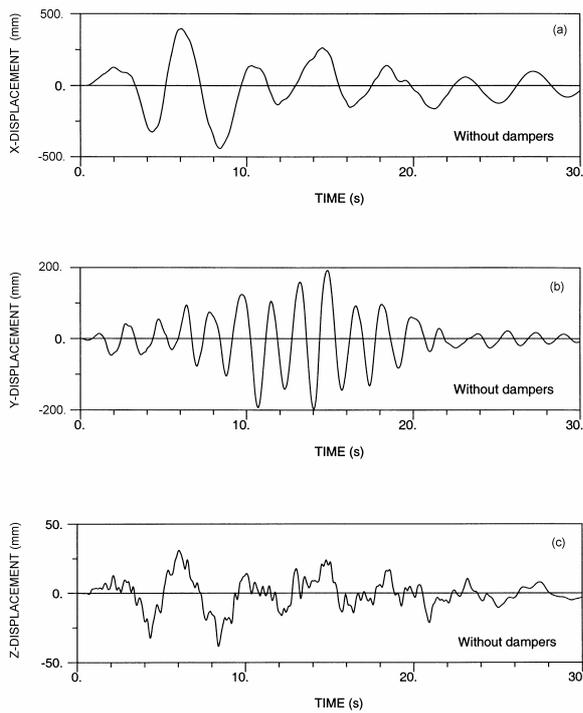


Fig. 4: Dynamisches Verhalten der Brücke ohne Dämpfer (voller Stausee). Zeitverläufe der (a) Längsverschiebung des Brückenträgers bei Widerlager, (b) Querverschiebung des Pfeilerkopfes des höchsten Pfeilers, und (c) Vertikalverschiebung eines der vier Brückenlager auf dem Pfeilerkopf

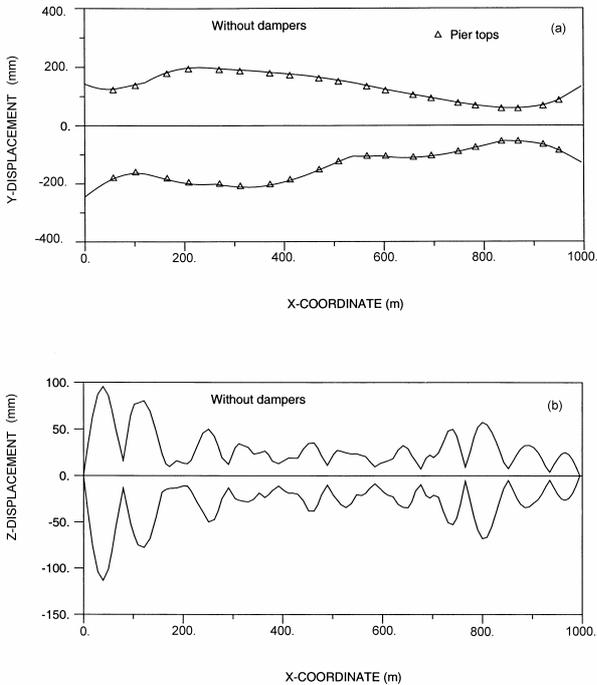
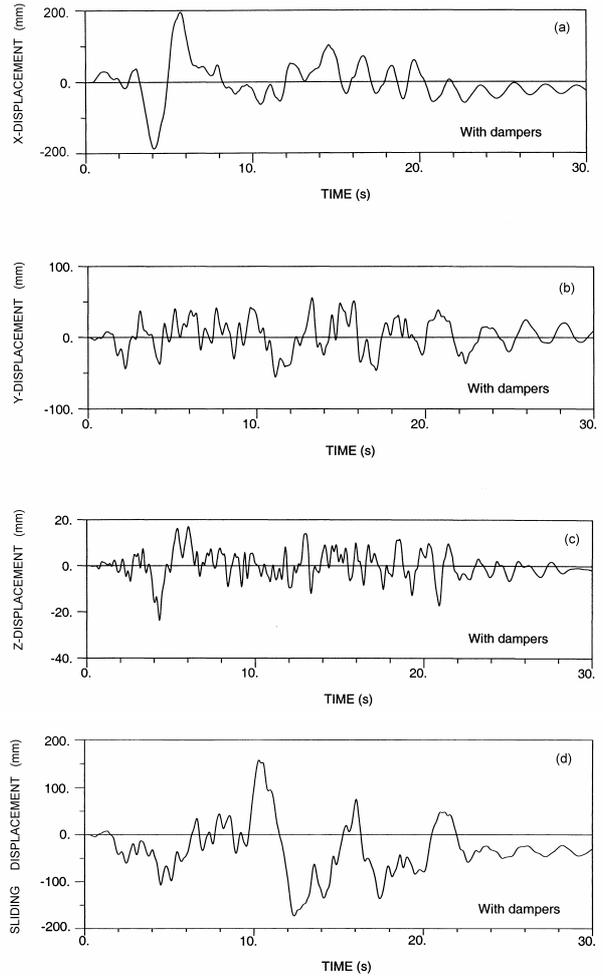


Fig. 5: Umhüllende der erdbebenbedingten Maximalverschiebungen des Brückenträgers (Brücke ohne Dämpfer, voller Stausee). (a) Querverschiebung und (b) Vertikalverschiebung

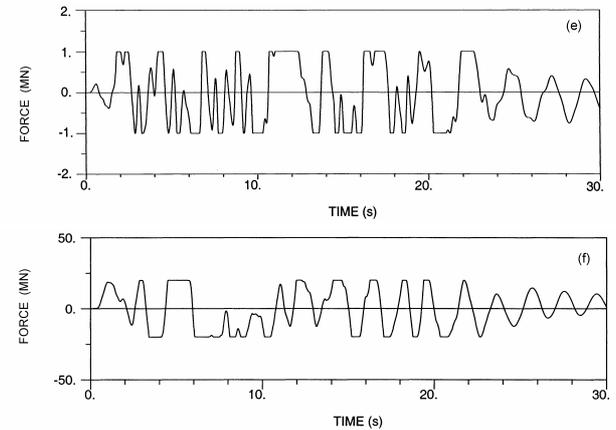


Fig. 6: Dynamisches Verhalten der Brücke mit Dämpfer (voller Stausee). Zeitverläufe der (a) Längsverschiebung des Brückenträgers bei Widerlager, (b) Querverschiebung des Pfeilerkopfes des höchsten Pfeilers, (c) Vertikalverschiebung eines der vier Brückenlager auf dem Pfeilerkopf, (d) Gleitverschiebung in Querrichtung auf Pfeilerkopf, (e) Kraft in einem der beiden Querdämpfer auf dem höchsten Pfeiler und (f) gesamte Dämpferkraft in Längsdämpfern in Widerlagern

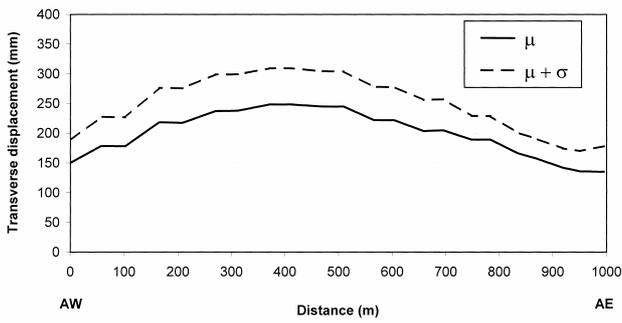


Fig. 7: Mittelwerte und Mittelwerte plus Standardabweichung der maximalen Gleitverschiebung in Brückenquerrichtung (voller Stausee, 11 Erdbebensimulationen)

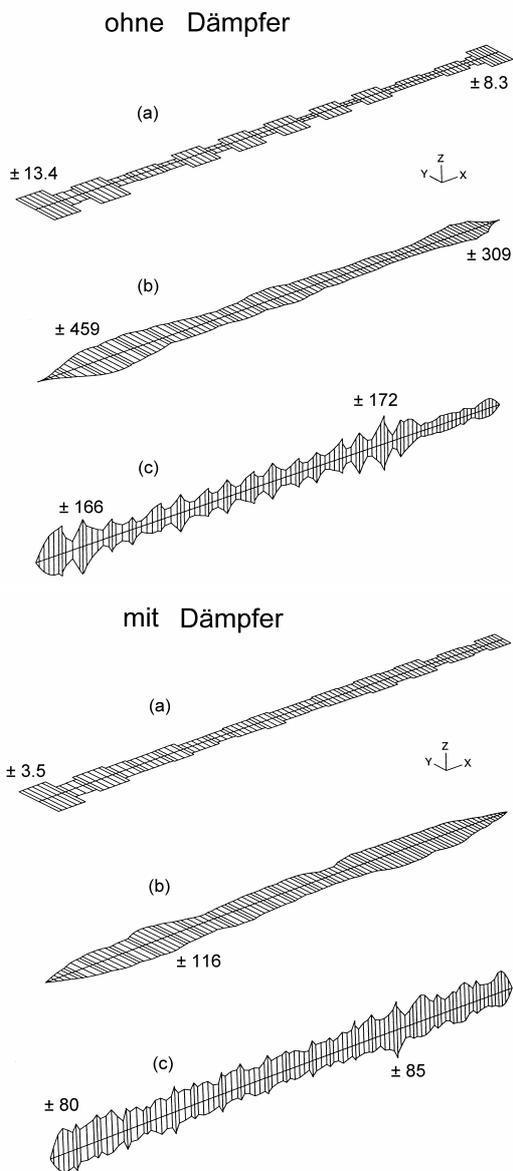


Fig. 8: Vergleich der maximalen Biege- und Torsionsbeanspruchung des Brückenträgers mit und ohne Dämpfer (Stausee voll). (a) Torsionsmoment (MNm), (b) Querbiegung (MNm) und (c) vertikale Biegemomente (MNm)

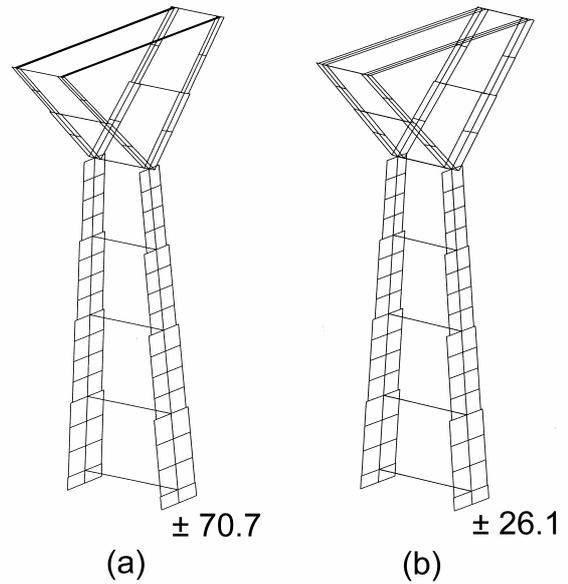


Fig. 9: Vergleich der maximalen dynamischen Normalkräfte (MN) im höchsten Pfeiler (Stausee voll). (a) Brückenträger ohne Dämpfer und (b) mit Dämpfer

Geregelte Schwingungsdämpfung von Seilen

Glauco Feltrin und Felix Weber
Abteilung Ingenieur-Strukturen, EMPA, Dübendorf, Schweiz

1 EINFÜHRUNG

Durch die Einwirkung von Wind und Verkehr werden die Seile von weit gespannten Schrägseilbrücken zu Schwingungen angeregt. Aufgrund der kleinen inneren Dämpfung, die modale Dämpfung der ersten Eigenschwingungen ist in der Regel kleiner als $\delta = 0.03$ (δ bezeichnet den logarithmischen Dekrement), können dabei beträchtliche Schwingungsamplituden auftreten (Yamaguchi, H. et al. (1998)). Die Schwingungen verunsichern die Brückenbenutzer, können zu Beschädigungen an der Verankerungskonstruktion oder durch Ermüdung zu einem vorzeitigen Versagen von Seilen führen. Die Schäden an der Verankerungskonstruktion der Seile bei der Fred Hartman-Brücke in Texas (Dowd, T. A. et al. (2001)) und der Cochrane-Brücke in Alabama (Telang, N. M. et al. (2000)) zeigen, was Seilschwingungen mit grossen Amplituden anrichten können. Spektakuläre Seilschwingungen traten auch an der Dongting-Brücke in China (Ko, J. M. et al. (2003)) und an der Erasmus-Brücke in Rotterdam (Geurts, C. et al. (1998)) auf, die zwei Monate nach der Eröffnung zeitweise wieder geschlossen werden musste.

2 PASSIVE DÄMPFUNG

Um Seilschwingungen zu reduzieren, sind verschiedene mechanische und aerodynamische Massnahmen erprobt und bei Brücken eingesetzt worden (Yamaguchi, H. et al. (1998), Virlogeux, M. (1998)).

Oft werden passive Dämpfer verwendet, da sie ein einfaches Mittel sind, um bei allen Anregungsarten die Schwingungsamplituden der Seile zu reduzieren. Verschiedene Konstruktionstypen von Öl-, Reibungs- und Elastomerdämpfer werden heute in Brücken eingesetzt. Diese Dämpfungselemente befinden sich immer im Bereich der Verankerung der Seile mit dem Brückenlängsträger. Öldämpfer werden zwischen Seil und Fahrbahnplatte eingebaut. Reibungs- und Elastomerdämpfer werden üblicherweise in der Verankerungskonstruktion integriert.

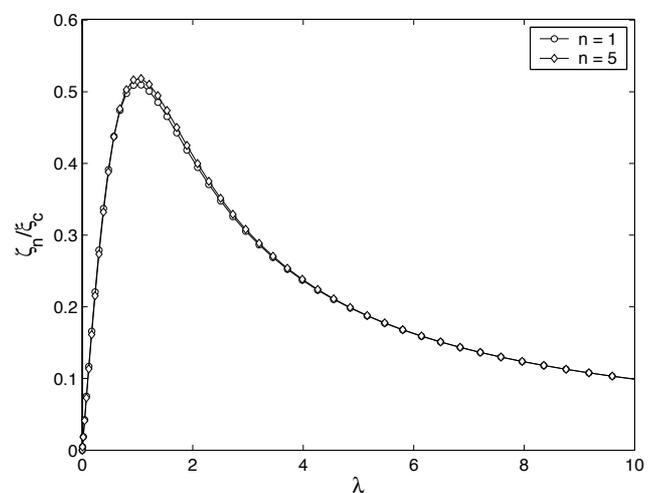


Abb. 2: Modales Dämpfungsmass für ein Seil mit viskosem Dämpfer ($\xi_c = 0.02$).

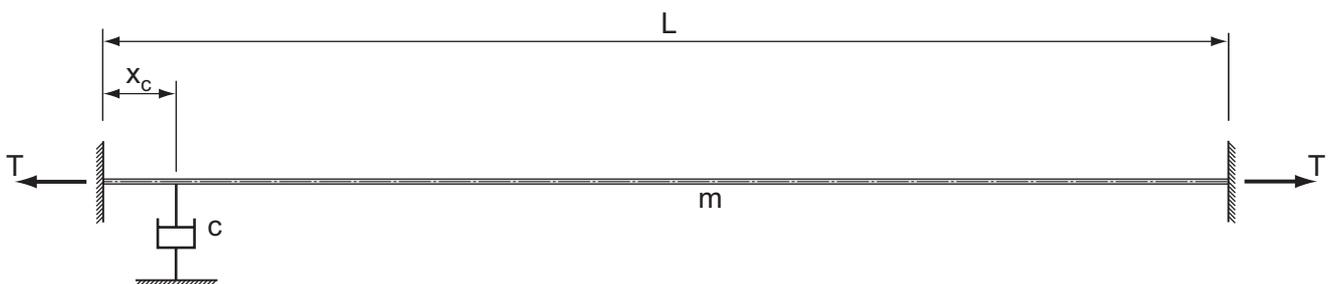


Abb. 1: Modell eines Seiles mit viskosem Dämpfer.

Optimal gedämpfte Eigenschwingung	Rel. modales Dämpfungsmass ζ_n / ξ_c			
	1. Mode	2. Mode	3. Mode	4. Mode
1. Mode	0.51	0.41	0.30	0.24
2. Mode	0.41	0.51	0.47	0.41
3. Mode	0.30	0.47	0.51	0.49
4. Mode	0.24	0.41	0.49	0.52

Tabelle 1: Relative modale Dämpfungsmasse bei verschiedener Optimierung der Dämpfung von Eigenschwingungen ($\xi_c = 0.02$).

Die von einem ideal viskosen Dämpfer herrührende Dämpfung wird anhand eines einfachen Modells berechnet (Abb. 1). Das Modell besagt, dass es zu jeder Eigenschwingung eine Dämpferkonstante c gibt, die ein maximales modales Dämpfungsmass ζ_n erzeugt (Kovacs, I. (1982; Pacheco, B. M. et al. (1993), Krenk, S. (2000)). Bei einer Distanz des Dämpfers zur Seilverankerung x_c , die klein im Vergleich zur Länge des Seiles L ist ($\xi_c = x_c / L \ll 1$), ist das maximale modale Dämpfungsmass ζ_n für alle Eigenschwingungen näherungsweise gleich gross und beträgt $\zeta_{n,max} \approx 0.5 \xi_c$ (siehe Abb. 2, $\lambda = n \xi_c \pi c / \sqrt{Tm}$, T : Zugkraft, m : Masse pro Längeneinheit). Da für lange Seile die Distanz des Dämpfers zur Seilverankerung x_c nur wenige Prozent der Seillänge beträgt, ist daher die zusätzliche Dämpfung, als maximales modales Dämpfungsmass $\zeta_{n,max}$ ausgedrückt, in der Regel kleiner als 1%: Eine bescheidene Ausbeute, die massgeblich vom kleinen Abstand des Dämpfers zur Seilverankerung herrührt. Nichtlineare viskose Dämpfer, visko-elastische Elastomerdämpfer oder Reibungsdämpfer ergeben ähnlich kleine Dämpfungsmasse (Main, J. A. et al. (2002)). Dieses maximale Dämpfungsmass gilt zudem nur für eine Eigenschwingung, da zur Optimierung eines ideal viskosen Dämpfers nur die Dämpferkonstante c zur Verfügung steht. Alle anderen Eigenschwingungen werden dadurch weniger stark gedämpft. Tabelle 1 zeigt die relativen modalen Dämpfungsmasse ζ_n / ξ_c der ersten vier Eigenschwingungen. Die Dämpferkonstante c wurde jeweils so gewählt, dass eine Eigenschwingung optimal gedämpft wird. Wird z. B. die 1. Eigenschwingung optimal gedämpft, so beträgt das modale Dämpfungsmass ζ_n der 4. Eigenschwingung nur noch rund die Hälfte.

Beobachtungen von Seilschwingungen an verschiedenen Brücken haben gezeigt, dass gleichzeitig mehrere Eigenschwingungen auftreten können. Darüber hinaus ändert der Anregungszustand der Eigen-

schwingungen mit der Zeit. Nicht immer rühren die grössten Amplituden von der Grundschiwingung her: An einem Seil der Fred Hartman-Brücke wies die dritte Eigenschwingung mit ca. einem halben Meter die grössten Amplituden auf (Dowd, T. A. et al. (2001)). Aus den obigen Überlegungen folgt daher, dass eine effiziente Dämpfung von Seilschwingungen einen variierbaren Dämpfer erfordert.

3 GEREGELTE DÄMPFUNG

3.1 Aktive Dämpfung

Regelbare aktive Elemente können, zumindest theoretisch, so gesteuert werden, dass diese im Durchschnitt eine höhere Dissipationsleistung erbringen als passive Dämpfer. Voraussetzung dazu ist, dass der dynamische Zustand des Seiles jederzeit hinreichend genau bekannt und der Aktor genügend schnell und leistungsfähig ist. Aktive Elemente, welche die zur wirksamen Reduktion von Seilschwingungen erforderlichen Kräfte aufbringen, sind z. B. servo-hydraulische Zylinder. Regelungskonzepte für Seile, die nichtlineare autoparametrische Anregungsmechanismen einsetzen, sind theoretisch und experimentell untersucht worden (Fujino, Y. et al. (1994), Achkire, Y. et al. (1996)). Aktive Systeme weisen jedoch Nachteile auf, die den praktischen Einsatz erschweren: ein hoher Energiebedarf und die Gefahr der Systeminstabilität durch Ausfall oder Fehlverhalten der Regelung.

3.2 Semi-aktive Dämpfung

Ein Regelungskonzept, das die Effizienz der geregelten, aktiven Systeme mit der Zuverlässigkeit der passiven Systeme verbindet, ist die geregelte Dämpfung mit semi-aktiven Aktoren. Als Aktoren dienen passive Dämpfungselemente, deren mechanischen Eigenschaften jedoch regelbar sind. Da diese Dämpfungselemente passiv sind, wird immer Energie dissipiert, so dass keine Instabilität des Gesamtsystems auftreten kann. Bei einem Ausfall der Regelung wird weiterhin Energie dissipiert, jedoch ist die Dissipationsleistung nicht mehr optimal. Ein weiterer Vorteil semi-aktiver Dämpfer ist, dass sie deutlich weniger Energie benötigen als aktive Elemente.

Die Aufgabe der Regelung ist es, die regelbaren Dämpfer aufgrund des dynamischen Zustands des Seiles und bezüglich eines Regelzieles zu jedem Zeitpunkt möglichst optimal einzustellen. Durch Simulationen konnte gezeigt werden, dass semi-aktive Elemente nahezu gleiche Dissipationsleistungen erbringen wie aktive Elemente (Weber, F. et al. (2003)). Semi-aktive Aktoren sind z. B. Fluiddämpfer mit einstellbaren Durchflussventilen, Reibungsdämp-

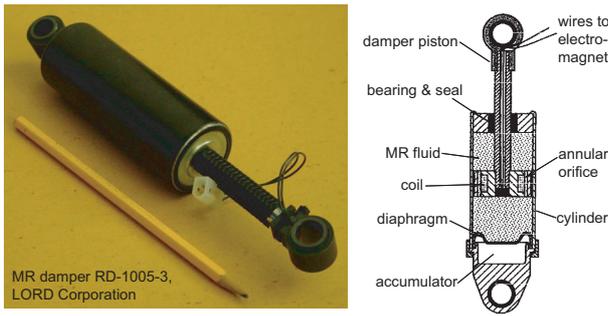


Abb. 3: Magnetorheologischer Dämpfer RD-1005-3 der Firma Lord Corporation.

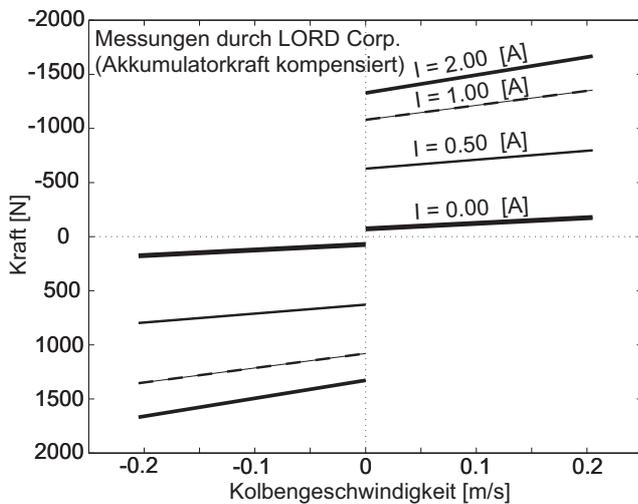


Abb. 4: Rückstellkraft des Dämpfers RD-1005-3 als Funktion des Spulenstromes und der Kolbengeschwindigkeit.

fer mit variierbarem Reibungskoeffizient und Fluid-dämpfer mit Ölen, deren rheologische Eigenschaften veränderbar sind, wie elektro- oder magnetorheologische Fluide.

3.3 Magnetorheologische Fluide

Magnetorheologische Fluide sind Öle, die mit magnetisierbaren Eisen-Partikeln versehen sind. Die Partikel, die einen Durchmesser von einigen Mikrometern aufweisen und in der Regel aus Eisen bestehen, bilden mit dem Öl eine Suspension. Durch Aufbringen eines Magnetfeldes richten sich die Partikel zu Ketten aus und beeinflussen so die rheologischen Eigenschaften des Fluides: Mit grösser werdendem Magnetfeld wird das Öl zähflüssiger. Da die Kettenbildung sehr schnell erfolgt – diese werden innerhalb von einer Millisekunde auf- und abgebaut – können die rheologischen Eigenschaften des Öles auch schnell verändert werden. Magnetorheologische Fluide sind daher für Anwendungen in der Dynamik gut geeignet.

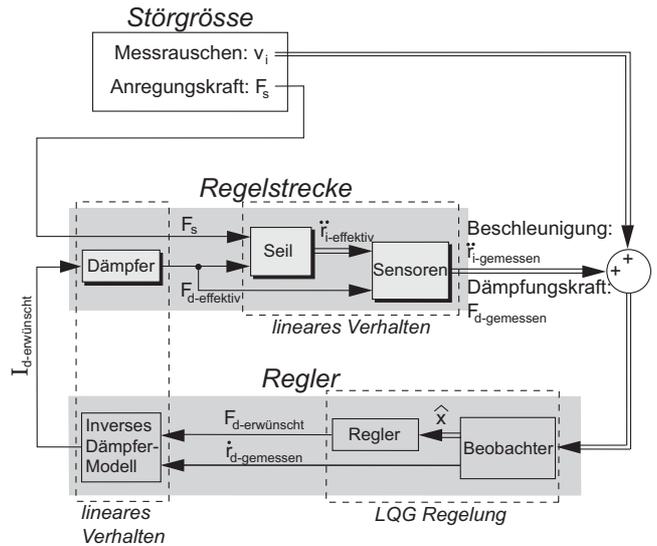


Abb. 5: Signalflussbild des geschlossenen Regelkreises.

3.4 Magnetorheologische Fluid-Dämpfer

Mit magnetorheologischen Fluiden lassen sich Dämpfer mit regelbaren Dämpfungseigenschaften herstellen. Ein Beispiel eines solchen Dämpfers ist der Kolbendämpfer RD-1005-3 der Firma Lord Corporation, der mit einer 12 V Batterie betrieben werden kann (Abb. 3). Das Verhalten dieses Dämpfers wird mit Magnetfeldern im Bereich der Durchflussventile zwischen den zwei Flüssigkeitskammern beeinflusst. Das Magnetfeld wird durch eine stromführende Spule erzeugt. Die Intensität des Magnetfeldes wird über den Spulenstrom eingestellt, der zwischen 0...2 Ampere variiert werden kann. Damit lässt sich der Betrag der Rückstellkraft des Dämpfers RD-1005-3 bei verschwindend kleiner Kolbengeschwindigkeit zwischen ca. 70 und 1500 N einstellen (Abb. 4). Die kleinste Kraft ergibt sich aus der natürlichen Zähigkeit des Öles und der Reibung der beweglichen Teile des Dämpfers an den Dichtungselementen, und die grösste Kraft aus der magnetischen Sättigung der Suspension. Die Kolbengeschwindigkeit hat einen eher untergeordneten Einfluss auf die Kraft. Der magnetorheologische Dämpfer verhält sich daher ähnlich wie ein Reibungsdämpfer. Durch eine geeignete Wahl des Öles und der magnetisierbaren Partikel kann sowohl der Einfluss des Magnetfeldes und der Kolbengeschwindigkeit gezielt beeinflusst werden.

4 REGELSYSTEM

Um einen magnetorheologischen Dämpfer effizient einzusetzen, braucht es ein Regelsystem. Ein solches Regelsystem zur Dämpfung der Seilschwingungen ist in Abb. 5 dargestellt. Das Regelsystem setzt sich aus der Regelstrecke, dem nichtlinearen dynamischen

System, das aus dem magnetorheologischen Dämpfer, dem Seil und den Sensoren, die zur Erfassung des Schwingungszustandes und der Dämpfungskraft dienen, und dem Regler zusammen. Der Regler besitzt einen Beobachter, einen Kalman-Filter, der aus den Messdaten und einem Modell des Seils den zukünftigen Zustand des schwingenden Seiles schätzt. Diese Schätzung wird vom Regler benutzt, um jeweils aufgrund des Schwingungszustandes die optimale Rückstellkraft $F_{d-erwünscht}$ des Dämpfers zu berechnen. Das inverse Dämpfermodell liefert mit der optimalen Rückstellkraft und der gemessenen Kolbengeschwindigkeit $\dot{r}_{d-gemessen}$ den erforderlichen Spulenstrom $I_{d-erwünscht}$, um am Dämpfer die erwünschte optimale Rückstellkraft zu erzeugen. Durch die Serieschaltung des inversen Dämpfermodells und des realen Dämpfers im Regelsystem wird der nichtlineare Teil der Regelstrecke linearisiert, so dass weiterhin die lineare Regelungstheorie angewendet werden kann. Die Anregung des Seiles erfolgt über einen breitbandigen stochastischen Prozess, der mehrere Eigenschwingungen anregt.

4.1 LQG-Regelung

Das Herzstück des Regelsystems ist ein LQG-Regler (Linear Quadratic Gaussian Noise Control Algorithm) mit linearer Zustandsrückführung (Geering, H. P. (2001), Preumont, A. (2002)). Ziel des LQG-Reglers ist es, ein quadratisches Funktional, das Gütekriterium J , zu minimieren. Dieses lautet

$$J = \int_{t=0}^{\infty} (x(t)^T \cdot Q \cdot x(t) + u(t)^T \cdot R \cdot u(t)) dx, \quad (1)$$

wobei $x(t)$ den Vektor der Zustandsvariablen und $u(t)$ die Regelgröße, welche im vorliegenden Fall die Rückstellkraft des Dämpfers $F_d(t)$ ist, zum Zeitpunkt t darstellt. Mit der positiv-semidefiniten Matrix Q und der positiven Zahl R wird die Gewichtung der Zustandsvariablen und der Regelgröße im Gütekriterium definiert. Durch eine geeignete Definition der Matrix Q lassen sich verschiedene Regelziele verfolgen: z.B. Minimierung der Verschiebungen, der Geschwindigkeiten oder der Energie des Seiles. Mit der Zahl R kann z. B. beeinflusst werden, wie sehr der Leistungsbedarf des Dämpfers gewichtet werden soll.

Ein LQG-Regler ist ein modellbasierter Regler, d. h. er benützt ein Modell der Regelstrecke um zur Zeit t die optimale Regelgröße $u(t)$ zu berechnen. Das Modell der Regelstrecke ist durch die Bewegungsgleichung

$$M_{fe} \cdot \ddot{r}(t) + C_{fe} \cdot \dot{r}(t) + K_{fe} \cdot r(t) = \Theta_{fe} \cdot F_s(t) + \Lambda_{fe} F_d(t) \quad (2)$$

beschrieben. Diese kann durch Diskretisierung der linearisierten Differentialgleichungen eines biegeweichen Seiles mit finiten Elementen gewonnen werden. $r(t)$ beschreibt die transversalen Verschiebungen des Seiles an den Knoten des finite Element-Modells, M_{fe} , C_{fe} und K_{fe} sind die Massen-, Dämpfungs- und Steifigkeitsmatrizen des Seiles, Θ_{fe} definiert die Lage der Anregungskraft $F_s(t)$ und Λ_{fe} die Lage des Dämpfers mit der Dämpferkraft $F_d(t)$.

Da die Anzahl Freiheitsgrade des Modells einen wesentlichen Einfluss auf die Rechengeschwindigkeit des realen Reglers hat, muss das Modell so klein wie möglich gehalten werden. Die Reduzierung der Freiheitsgrade erfolgt durch Transformation der Bewegungsgleichung (2) von kartesischen ($r(t)$) in modalen Koordinaten $q(t) = \Phi \cdot r(t)$, wobei die Spalten der Matrix Φ aus den Modalformen der ersten m Eigenschwingungen aufgebaut ist:

$$\Phi = \begin{bmatrix} \Phi_1(z_1) & \cdots & \Phi_m(z_1) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \Phi_1(z_n) & \cdots & \Phi_m(z_n) \end{bmatrix} \quad (3)$$

Die Bewegungsgleichung in Modalkoordinaten lautet dann

$$\bar{M}_{fe} \cdot \ddot{q}(t) + \bar{C}_{fe} \cdot \dot{q}(t) + \bar{K}_{fe} \cdot q(t) = \bar{\Theta}_{fe} \cdot F_s(t) + \bar{\Lambda}_{fe} \cdot F_d(t) \quad (4)$$

mit

$$\begin{aligned} \bar{M}_{fe} &= \Phi^T \cdot M_{fe} \cdot \Phi, \quad \bar{C} = \Phi^T \cdot C_{fe} \cdot \Phi, \quad \bar{K} = \Phi^T \cdot K_{fe} \cdot \Phi \\ \bar{\Theta}_{fe} &= \Phi^T \cdot \Theta_{fe} \quad \text{und} \quad \bar{\Lambda}_{fe} = \Phi^T \cdot \Lambda_{fe}. \end{aligned} \quad (5)$$

Um ins theoretische Schema der LQG-Regelung zu passen, müssen schliesslich die Bewegungsgleichungen in die Zustandsraumdarstellung übergeführt werden:

$$\dot{x}(t) = A \cdot x(t) + B \cdot u(t) + G \cdot w(t), \quad (6)$$

$$y(t) = C \cdot x(t) + D \cdot u(t) + H \cdot w(t) + v(t), \quad (7)$$

wobei $x^T = [q_1, q_2, \dots, q_m, \dot{q}_1, \dot{q}_2, \dots, \dot{q}_m]$ der Zustandsvektor ist, der die modalen Verschiebungen und Geschwindigkeiten enthält. $y^T = [\ddot{r}_1, \ddot{r}_2, \dots, \ddot{r}_p]$ beschreibt die gemessenen Beschleunigungen am Seil, $u = F_{d-erwünscht}$ ist die vom Regler berechnete optimale Rückstellkraft des Dämpfers, $w = F_s$ ist die Anregungskraft und v stellt das Messrauschen der Beschleunigungsaufnehmer dar. Die Matrizen der Zustandsraumdarstellung des linearen Systems sind:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -\bar{M}_{fe}^{-1} \bar{K}_{fe} & -\bar{M}_{fe}^{-1} \bar{C}_{fe} \end{bmatrix}, \quad B = \begin{bmatrix} 0 \\ \bar{M}_{fe}^{-1} \bar{\Lambda}_{fe} \end{bmatrix}$$

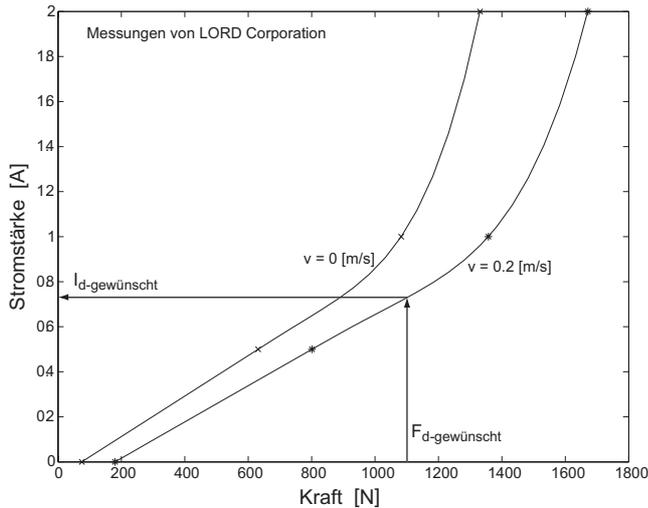


Abb. 6: Inverses Modell des Dämpfers.

$$G = \begin{bmatrix} 0 \\ \bar{M}_{fe}^{-1} \bar{\Theta}_{fe} \end{bmatrix}, \quad C = \begin{bmatrix} -\Phi \bar{M}_{fe}^{-1} \bar{C}_{fe} & -\Phi \bar{M}_{fe}^{-1} \bar{K}_{fe} \end{bmatrix},$$

$$D = \begin{bmatrix} \Phi \bar{M}_{fe}^{-1} \bar{\Lambda}_{fe} \end{bmatrix} \quad \text{und} \quad H = \begin{bmatrix} \Phi \bar{M}_{fe}^{-1} \bar{\Theta}_{fe} \end{bmatrix}. \quad (8)$$

Die Aufgabe des Beobachters, eines zeitinvarianten und zeitdiskreten Kalman-Filters, ist es nun, aus den gemessenen Beschleunigungen $y(t)$ eine Schätzung des Zustandsvektors $x(t)$ durchzuführen. Da mit einem realen, digitalen Regler die Schätzung nicht kontinuierlich sondern nur gemäss einer vorgegebenen Abtastrate zu bestimmten Zeitpunkten t_k durchgeführt werden kann, lautet die Schätzung des Zustandsvektors $x(t)$ zur Zeit t_k , die mit $\hat{x}[k|k]$ bezeichnet werden soll, folgendermassen (Preumont, A. (2002)):

$$\hat{x}[k|k] = \hat{x}[k|k-1] + L_d(y[k] - C_d \cdot \hat{x}[k|k-1] - D_d \cdot u[k]). \quad (9)$$

Wobei $\hat{x}[k|k-1]$ der mit dem Extrapolationsschritt

$$\hat{x}[k|k-1] = A_d \cdot \hat{x}[k-1|k-1] + B_d \cdot u[k-1] \quad (10)$$

geschätzte Zustandsvektor ist. Die Matrizen A_d , B_d , C_d und D_d sind die Zustandsmatrizen des zeitdiskreten linearen Systems, welche durch Diskretisierung des zeitkontinuierlichen System gewonnen wurden. L_d ist die Beobachter-Verstärkungsmatrix, die den Fehler der Schätzung $\hat{x}[k|k]$ minimiert (Preumont, A. (2002)).

Die Schätzung des Zustandsvektors $\hat{x}[k|k]$ wird benutzt, um die Rückstellkraft des Dämpfers zu berechnen, die das Gütekriterium J minimiert. Die Rückstellkraft wird durch die Zustandsrückführungsgleichung

$$u[k] = -K_d \cdot \hat{x}[k|k] \quad (11)$$

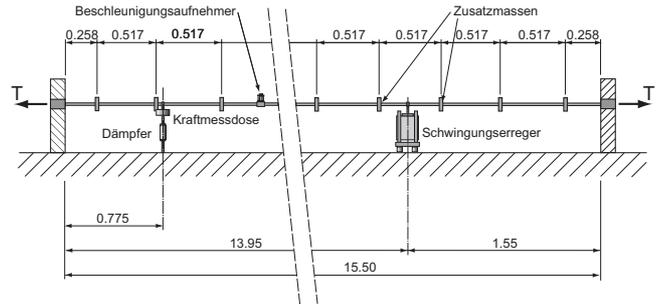


Abb. 7: Schematische Darstellung der Versuchseinrichtung.

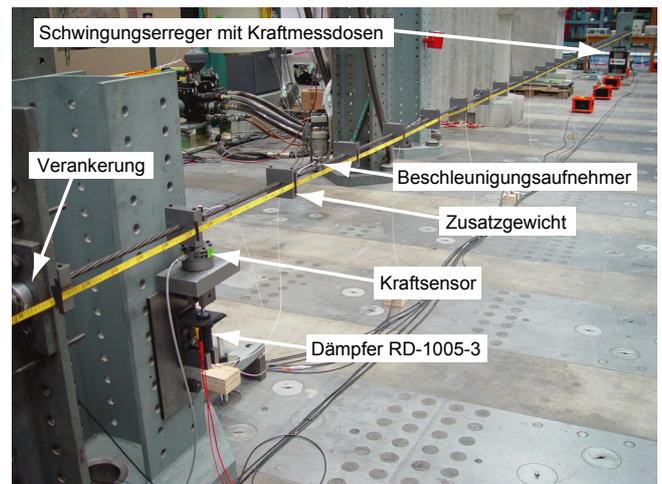


Abb. 8: Versuchseinrichtung in der Prüfhalle der EMPA.

berechnet, wobei K_d die Regulatormatrix ist (Geering, H. P. (2001)).

4.2 Modell des magnetorheologischen Dämpfers

Die Rückstellkraft F_d des magnetorheologischen Dämpfers lässt sich als Funktion des Spulenstromes I_d und der Kolbengeschwindigkeit \dot{r}_d darstellen:

$$F_d = f(\dot{r}_d, I_d) \quad (12)$$

Für den Dämpfer RD-1005-3 ist diese Funktion aus Messdaten durch Interpolation konstruiert worden. Da der Regler die gewünschte Dämpferkraft F_d über den Spulenstrom I_d einstellt, wobei die Kolbengeschwindigkeit \dot{r}_d durch die Dynamik des Systems gegeben ist, wird dazu die inverse Funktion

$$I_d = g(\dot{r}_d, F_d) \quad (13)$$

benötigt. Mit dieser wird bei gegebener Kolbengeschwindigkeit \dot{r}_d und gewünschter Dämpferkraft F_d der erforderliche Spulenstrom I_d berechnet (Abb. 6).

Messungen haben jedoch gezeigt, dass diese statischen Zusammenhänge nur für einen konstanten Spulenstrom gelten. Auf eine plötzliche Änderung des Spulenstromes stellt der Dämpfer RD-1005-3 die ge-

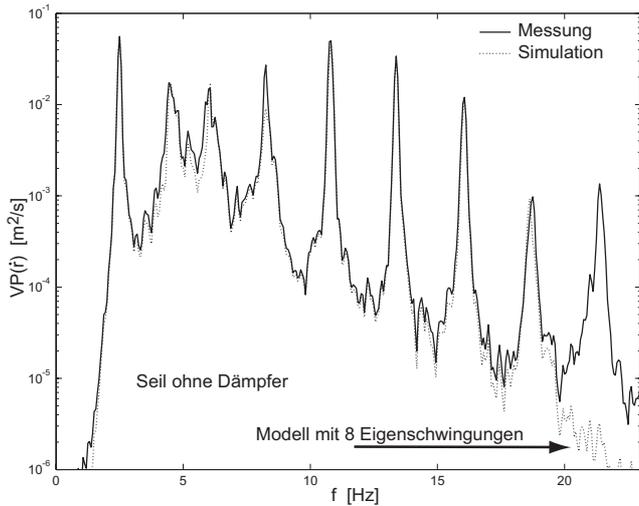


Abb. 9: Validierung des Modells.

wünschte Kraft nicht sofort ein, sondern nach einer Zeitspanne von rund $\tau_{I-step} \approx 0.005$ [s]. Diese Verzögerung ergibt sich aus der Zeit, die von der Elektronik benötigt wird, um den gewünschten Spulenstrom zu liefern, und der Zeit, die zum Aufbau der Partikelketten erforderlich ist. Da die Kettenbildung sehr schnell abläuft (unter einer Millisekunde), ist ihr Anteil an der Verzögerung vernachlässigbar klein. Die Dynamik zum Aufbau des Spulenstromes kann daher als lineares System erster Ordnung modelliert werden. Indem dieser in Serie mit dem inversen Modell des Dämpfers geschaltet wird, kann so die Dynamik der Speisung des Dämpfers berücksichtigt werden.

5 VERSUCHE

5.1 Versuchseinrichtung

Um das Verhalten des beschriebenen Regelsystems experimentell zu untersuchen, ist eine Versuchseinrichtung aufgebaut worden. Diese ist in Abb. 7 schematisch dargestellt. Abb. 8 zeigt eine Aufnahme der Versuchseinrichtung in der Prüfhalle der EMPA. Das Seil besteht aus einer 7-drahtigen Litze, die gegen zwei sehr steife Widerlager mit einer Zugkraft von 33.5 kN gespannt ist. Die freie Länge des Seiles beträgt 15.5 m. Das Seil ist mit Zusatzmassen beschwert, um die Eigenfrequenzen zu reduzieren. Der magnetorheologische Dämpfer ist 0.78 m von der linken Einspannstelle des Seiles entfernt angebracht (5% der Seillänge). Zwischen Seil und Dämpfer ist eine Kraftmessdose zur Messung der Dämpferkraft montiert. Um die Vorspannwirkung des Akkumulators des Dämpfers RD-1005-3 zu kompensieren, ist unterhalb der Kraftmessdose noch eine Zusatzmasse angebracht. In der rechten Seilhälfte, 1.55 m von der rechten Einspannstelle des Seiles entfernt, sorgt ein

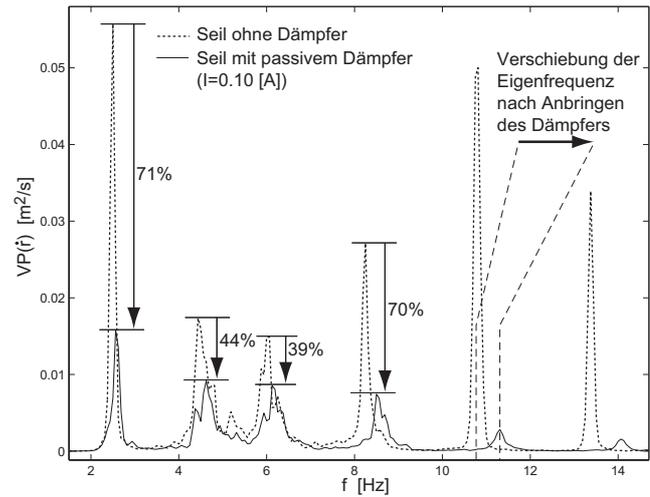


Abb. 10: Dämpfung des Seiles mit dem unregulierten Dämpfer RD-1005-3 (Spulenstrom: 0.1 A).

elektrodynamischer Schwingungserreger für die dynamischen Einwirkungskräfte. Diese Kräfte werden mit drei Kraftmessdosen erfasst. Längs des Seiles sind zehn Beschleunigungssensoren angebracht, die vom Beobachter zur Schätzung des Zustandsvektors herangezogen werden. Der Regelalgorithmus ist mit der Software LabViewRT[®] implementiert und wird von einer Echtzeitkarte der Firma National Instruments ausgeführt. Das Modell des Seiles berücksichtigt 8 Eigenschwingungen und die Taktfrequenz des Regelkreises beträgt 100 Hz. Die Gewichtung zwischen den Zustandsvariablen und der Rückstellkraft wurde so gewählt, dass der Beobachter etwa 4 mal stärker gedämpft ist als der geschlossene Regelkreis. Damit liefert der Beobachter genügend genaue Zustands-schätzungen.

5.2 Validierung des Modells

Die LQG-Regelung erfordert ein möglichst genaues Zustandsraummodell, um wirksam regeln zu können. Die nahezu starre Verbindung der Masse des Schwingungserregers an das Seil, die Massen der Kraftmessdose und der Akkumulator-Kompensation und die interne Dämpfung des Seiles erfordern eine Anpassung der Systemmatrizen (Gleichungen 5) und 8)), um das Verhalten des mathematischen Modells mit dem beobachteten Verhalten des physikalischen Systems am Versuchsstand möglichst genau in Übereinstimmung zu bringen. Die modale Dämpfungsmatrix wurde mittels Ausschwingversuchen am Seil ermittelt. Abb. 9 zeigt die gute Übereinstimmung zwischen der simulierten und gemessenen Antwort des Systems ohne Dämpfer nach der Anpassung der Systemmatrizen. Aus der Frequenzganglinie wird auch deutlich, dass aufgrund der Kopplung des Seiles mit

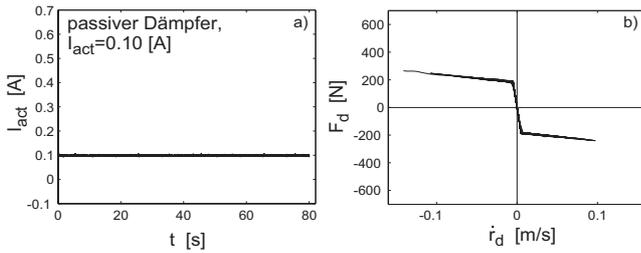


Abb. 11: a) Spulenstrom des unregulierten Dämpfers.
b) Kraft/Kolbengeschwindigkeits-Verhalten des unregulierten Dämpfers.

dem Schwingungserreger, die höheren Eigenfrequenzen des Systems nicht ein ganzzahliges Vielfaches der Grundfrequenz sind.

5.3 Passive Dämpfung

Indem der Spulenstrom am magnetorheologischen Dämpfer konstant gehalten wird, wirkt dieser wie ein nichtlinearer passiver Dämpfer. Der Spulenstrom kann nun so eingestellt werden, dass die Seilswingungen bezüglich eines Kriteriums optimal gedämpft werden. Als Mass $VP(\dot{r})$ für die erzielte Dämpfung ist die Änderung des Mittelwerts der Leistungsspektraldichten der mit den Sensoren gemessenen Geschwindigkeiten $PSD(\dot{r}(t))$ in einem Frequenzband $f_{min} \leq f \leq f_{max}$, der die ersten drei Eigenschwingungen erfasst, definiert worden:

$$VP(\dot{r}) := \overline{PSD(\dot{r})} := \frac{1}{n_{sens}} \sum_{i=1}^n PSD(\dot{r}). \quad (14)$$

Durch Versuche wurde für den Dämpfer RD-1005-3 ein optimaler Spulenstrom von $I_{opt} = 0.1$ A ermittelt. Abb. 10 zeigt die gemittelte spektrale Leistungsdichte der Geschwindigkeit. Im Vergleich zum ungedämpften Seil wird die spektrale Amplitude der 1. Eigenschwingung um 71% reduziert. Die Amplituden der 2. und 3. Eigenschwingung, die am ungedämpften Seil bereits deutlich kleiner sind als jene der ersten Eigenschwingung, werden hingegen nur um 44% und 39% verkleinert. Ähnlich wie die 1. Eigenschwingung wird die Amplitude der 4. Eigenschwingung um 70% reduziert. Die höheren Eigenschwingungen werden noch stärker gedämpft. Das gemessene Kraft/Kolbengeschwindigkeits-Verhalten des Dämpfers RD-1005-3 ist in Abb. 11 b) dargestellt. Das bilineare Verhalten des Dämpfers kommt darin deutlich zum Ausdruck. Abb. 11 a) zeigt den Spulenstrom, der einen Mittelwert von 0.1 Ampère aufweist.

5.4 Geregelte Dämpfung

Die Regelung erlaubt eine weitere Reduktion um 38% der Amplitude der 1. Eigenschwingung in der gemittel-

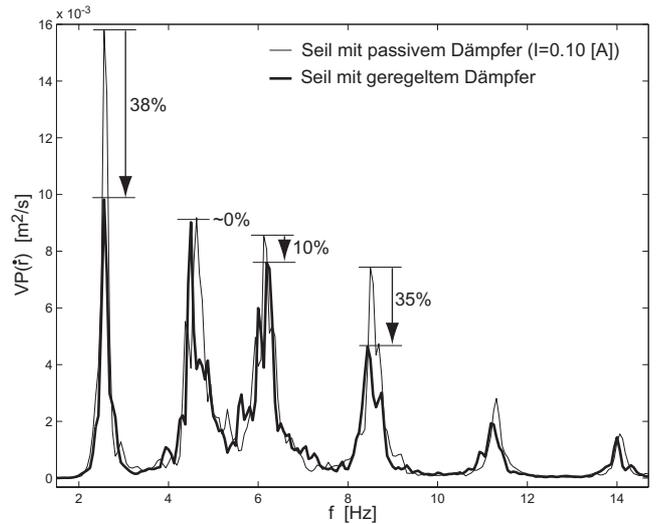


Abb. 12: Dämpfung des Seiles mit dem geregelten Dämpfers RD-1005-3.

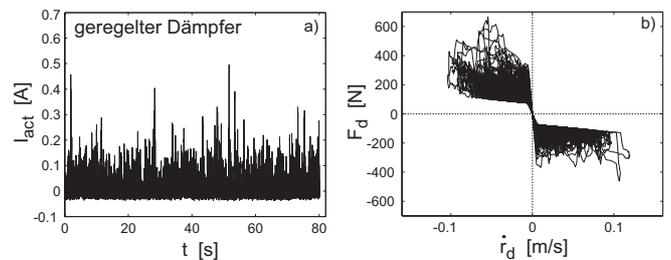


Abb. 13: a) Spulenstrom des geregelten Dämpfers.
b) Kraft/Kolbengeschwindigkeits-Verhalten des geregelten Dämpfers.

ten spektralen Leistungsdichten, wie dies in Abb. 12 zu sehen ist. Eine stärkere Dämpfung der 2. Eigenschwingung konnte hingegen nicht erreicht werden, und die Ausbeute bei der 3. Eigenschwingung bleibt bei bescheidenen 10%. Die 4. Eigenschwingung konnte hingegen um weitere 30% gedämpft werden.

Die Regelung erlaubte keine bessere Dämpfung der höheren Eigenschwingungen im Vergleich zum passiven Dämpfer. Die schlechte Wirksamkeit bei diesen Eigenschwingungen ist auf drei Faktoren zurückzuführen: die Taktfrequenz des Reglers, die Zeitverzögerung der Antwort des Dämpfers auf Änderungen des Spulenstromes und die durch innere Reibung hervorgerufenen residualen Rückstellkräfte des Dämpfers bei verschwindendem Spulenstrom. Die Taktfrequenz von 100 Hz und die Antwortzeit von $\tau_{I-step} \approx 0.005$ [s] erlaubt bestenfalls die Kontrolle der Eigenschwingungen, die eine Eigenfrequenz aufweisen, welche kleiner als 10 Hz ist. Damit können am Versuchsstand höchstens die ersten vier Eigenschwingungen wirksam geregelt werden. Die residualen Rückstellkräfte verhindern ebenfalls eine wirksa-

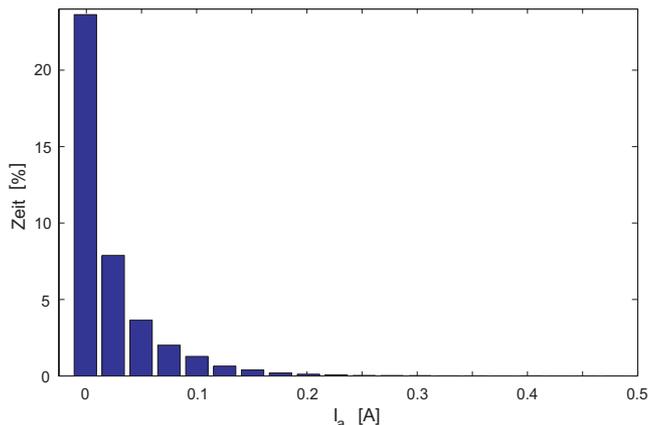


Abb. 14: Stromstärke/Zeit-Histogramm des Dämpfers.

me Dämpfung der höheren Eigenschwingungen, da kleinere Kräfte dafür erforderlich sind als für tiefere Eigenschwingungen. Am zeitlichen Verlauf des Spulenstromes in Abb. 13 a) und am Histogramm Abb. 14 erkennt man, dass der Regler in 20% der Zeit versucht einen Spulenstrom um 0 Ampère einzustellen. Dies ist ein Hinweis dafür, dass er Dämpferkräfte anfordert, die kleiner als die residualen Rückstellkräfte sind. Da der Dämpfer diese nicht einstellen kann, leidet die Wirksamkeit der geregelten Dämpfung darunter.

6 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Versuche zeigen, dass mit einem geregelten magnetorheologischen Dämpfer höhere Dämpfungsraten erzielt werden können als mit einem passiven Dämpfer. Die Anzahl Eigenschwingungen, die durch eine Regelung wirksam gedämpft werden können, hängen von der Taktfrequenz des Reglers, der Antwortzeit eines magnetorheologischen Dämpfers auf eine Änderung des Spulenstromes und der internen Reibungskräfte des Dämpfers ab.

Trotz der ermutigenden Ergebnisse bleiben noch viele Fragen offen. Für praktische Einsätze ist es wichtig, mit einer möglichst kleinen Anzahl von Sensoren auszukommen. Die Genauigkeit der Zustandsschätzung wird jedoch darunter leiden. Weitere Untersuchungen sind erforderlich, um für eine gegebene Anzahl zu regelnder Eigenschwingungen, die optimale Anzahl Sensoren und deren Standort zu bestimmen.

Eine wirksame Zustandsregelung erfordert ein möglichst genaues Modell des Seiles. Verkehrslasten und Temperatureinflüsse können jedoch, indem sie die Zugkraft des Seiles verändern, zu Änderungen der Schwingungseigenschaften desselben führen, welche die Wirksamkeit der Regelung einschränken. Das Modell des Seils, das dem Regler zur Verfügung steht, muss fähig sein, diese Änderungen nachzubil-

den. Daher muss in einem nächsten Schritt, ein adaptiver Regler entwickelt und getestet werden.

LITERATUR

- Achkire, Y. & Preumont, A. (1996), Active Tendon Control of Cable-Stayed Bridges, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 585-597.
- Dowd, T. A., Poser, M., Frank, K. H., Wood, S. L. & Williamson, E. B. (2001), Bending Fatigue of Cable Stays, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, 6, 639-644.
- Fujino, Y. & Susumpow, T. (1994), An Experimental Study on Active Control of in-Plane Cable Vibration by Axial Support Motion, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23, 1283-1297.
- Geering, H. P. (2001), *Regelungstechnik*, Springer Verlag, Berlin.
- Geurts, C., Vrouwenvelder, T., Staaldin, P. van & Reusink, J. (1998), Numerical Modelling of Rain-Wind-Induced Vibration: Erasmus Bridge, Rotterdam, *Structural Engineering International*, 8, 129-135.
- Ko, J. M., Ni, Y. Q., Z., Chen & Spencer, B. F. (2003), Implementation of Mr Dampers to Dongting Bridge for Cable Vibration Mitigation, *Proceedings of the Thrid World Conference on Structural Control*, Como, Italy, Wiley.
- Kovacs, I. (1982), Zur Frage Der Seilschwingungen Und Der Seildämpfung, *Die Bautechnik*, 59, 325-332.
- Krenk, S. (2000), Vibrations of a Taut Cable with an External Damper, *Journal of Applied Mechanics-Transactions of the Asme*, 67, 772-776.
- Main, J. A. & Jones, N. P. (2002), Free Vibrations of Taut Cable with Attached Damper. II: Nonlinear Damper, *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, 128, 1072-1081.
- Pacheco, B. M., Fujino, Y. & Sulekh, A. (1993), Estimation Curve for Modal Damping in Stay Cables with Viscous Damper, *Journal of Structural Engineering*, 119, 1961-1979.
- Preumont, A. (2002), *Vibration Control of Active Structures*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.
- Telang, N. M., Minervino, C. M. & Norton, P. G. (2000), Retrofit of Aerodynamic Cable Instability on a Cable-Stayed Bridge: Case Study, *Transportation Research Record* 1740, 61-67.
- Virlogeux, M. (1998), Cable Vibrations in Cable-Stayed Bridges, *Bridge Aerodynamics*, Eds: Larsen, A.&Esdahl, S., Rotterdam, Balkema, 213-233.
- Weber, F. & Feltrin, G. (2003), Theoretical Comparison of Different Controlled Damping Devices for Cable Vibration Mitigation, *Proceedings of the International Conference on Smart Structures and Materials 2003*, San Diego (CA), SPIE.
- Yamaguchi, H. & Fujino, Y. (1998), Stayed Cable Dynamics and Its Vibration Control, *Bridge Aerodynamics*, Eds: Larsen, A.&Esdahl, S., Rotterdam, Balkema, 235-253.

Beherrschung der Schwingungen von Brücken in Leichtbauweise

– Frühere Erfahrungen, neuere Erkenntnisse, Vorsorge –

Mehdi Aschrafi¹ und Gerhard Hirsch²

¹DSD Stahlbau GmbH, Saarlouis

²Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e.V. Berlin

1 EINFÜHRUNG

Im modernen Brückenbau sind die Disziplinen Architektur, Physik, Mathematik, Ingenieurbau und Strukturmechanik gefragt. Es ist nicht mehr so wie zur Zeit von Leonardo da Vinci, bei dem in einer Person der Maler, Philosoph, Erfinder, Mathematiker und Ingenieur vereinigt waren. Heute muss mit entsprechend großem Aufwand das Thema Brückenbau in seiner Gänze interdisziplinär behandelt werden, und wie die Erfahrung lehrt, sprechen nicht alle Disziplinen die gleiche Fachsprache. Diese Gegebenheit führt im Planungsstadium von Brücken in Leichtbauweise oftmals zu erschwerten Anlaufphasen und manchmal auch zu Unterlassungen.

An der RWTH Aachen konnten mehrere Fakultäten in dieser Hinsicht auf dem Gebiet der aktiven Verformungskontrolle von Bauwerken entsprechende Langzeit-Erfahrungen sammeln, Domke et al. (1981). Außerdem denken Bauingenieure noch heute traditionsgemäß an statische bzw. „quasistatische“ Gegebenheiten, während in der Strukturmechanik, die aus der Luftfahrttechnik und dem Fahrzeugbau hervorgegangen ist, modales Denken gefordert ist. Hierzu stellt die Abschiedsvorlesung von H. Bachmann an der ETH Zürich, Bachmann (2000) einen erwähnenswerten Beitrag dar.

Bereits 1983, auf der intern. Konferenz der Wind-Ingenieure, konnten die Verfasser, basierend auf eigenen praktischen Erfahrungen mit der Bekämpfung von Brückenschwingungen, aufzeigen, welche Möglichkeiten es dabei gibt, Aschrafi et al. (1983). Weitergehende Studien zum Thema aktive Schwingungskontrolle von weitgespannten Schrägseilbrücken finden sich in Aschrafi (1999).

Inzwischen wurde auf zahlreichen nationalen und internationalen Fachtagungen über Fortschritte auf dem Gebiet der Brückendynamik berichtet, aber aus

Kostengründen wird von manchen langjährigen Erkenntnissen seitens der Bauherren kein unmittelbarer Gebrauch gemacht in der Hoffnung, dass mit Glück alles gut gehen könnte. Das zeigt sich vor allem bei kleinen Brücken, z.B. den Fußgängerbrücken, die manchmal sogar nach der Eröffnung geschlossen werden mussten. Derartige Situationen führten zur intern. Tagung Footbridge 2002 in Paris, die durch die von Fußgängern zu starken Schwingungen angeregten Brücken in London (Millennium-Brücke) und Paris (Solferino-Brücke) inspiriert wurden, OTUA et al. (2002). Es handelt sich hier um seit langem bekannte Erscheinungen, die immer wieder in Vergessenheit geraten und deren Erkenntnisse beim Einsatz der heute zur Verfügung stehenden Software nicht ohne weiteres abrufbar sind.

Es soll in diesem Beitrag gezeigt werden, wie man den unerwünschten Schwingungen von Brücken in Leichtbauweise erfolgreich und kostensparend begegnen kann bzw. auf welche Weise Vorsorge für eine kostengünstige Problemlösung getroffen werden kann.

In die Betrachtung einbezogen werden dynamische Einwirkungen infolge: Verkehr auf der Brücke, mutwillig erzeugten Schwingungen durch Fußgänger, Wind inkl. Aeroelastik, Erdbeben sowie Stoßbelastung infolge Anprall.

2 FRÜHERE ERFAHRUNGEN

2.1 Modale Betrachtungen

Die zur Analyse von Brückenschwingungen erforderliche modale Betrachtungsweise kann anhand von Abb.1 erläutert werden. Während bei einer statischen Betrachtungsweise Kräfte, Momente und statische Verformungen eine Rolle spielen, müssen im Rahmen der Strukturmechanik neben den möglichen dynamischen Einwirkungen die Eigenschwingungsformen

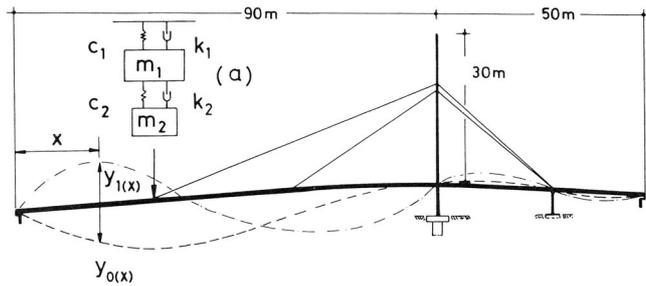


Abb. 1: Fußgängerbrücke mit zwei Biegeeigenformungen und einem dynamischen Schwingungsdämpfer

und die Schwingungsdämpfung ermittelt werden, wobei letztere lediglich auf Erfahrungen basierend angenommen werden kann.

Der Einfluss der verschiedenen dämpfenden Einflüsse kann streng genommen erst nach Fertigstellung der Brücke experimentell bestimmt werden, es sei denn, es gibt bereits einen in allen Einzelheiten vergleichbaren und experimentell untersuchten Fall.

Während es in der Statik immer den Weg zur sicheren Seite gibt, müssen in der Dynamik kritische Zustände vermieden werden. Es gibt dann häufig zwei rettende Ufer, den unterkritischen und den überkritischen Zustand, was aber nicht für selbsterregte (z.B. aeroelastische Stabilitätsfälle) gilt. Hinsichtlich der dynamischen Antworten (innere Belastung) müssen die Massenkräfte, die Dämpfungskräfte und die elastischen Kräfte ermittelt werden, die von Erregerkräften (Einwirkungen) und deren Arbeitsvermögen in Verbindung mit den Eigenformen herrühren.

Wie aus Abb. 1 zu ersehen ist, wurde zur Verhinderung einer Aufschaukelung des Biegegrundtons von 0,90 Hz ein Dämpfer im Brückenkasten (Hauptträger) angeordnet, der in Abb.2 dargestellt ist und dessen Masse etwa 2% der effektiven Masse des Hauptträgers beträgt. Die Dämpfung wurde hierbei auf etwa den vierfachen Wert angehoben. Die Abstimmung des Zusatzsystems wurde hierbei unter Verwendung von Schraubenfedern und einem Viskodämpfer erzielt. Es ist aus strukturdynamischer Sicht nicht in allen Fällen ausreichend, lediglich die Federwirkung der Seile am Hauptträger und den Pylonen anzusetzen, denn in Wirklichkeit stellen sie schwingungsfähige Teilsysteme dar. Außerdem können sie durch Anzapfen in Längsrichtung zu parametererregten Querschwingungen angeregt werden.

Dieser Brückentyp stellt auch schlechthin das klassische Beispiel für eine Brücke in Leichtbauweise dar.

Die Pylone der in Abb. 3 dargestellten Schrägseilbrücke wurden durch Wirbelerregung zu heftigen Schwingungen angeregt, die sich auch auf den Haupt-

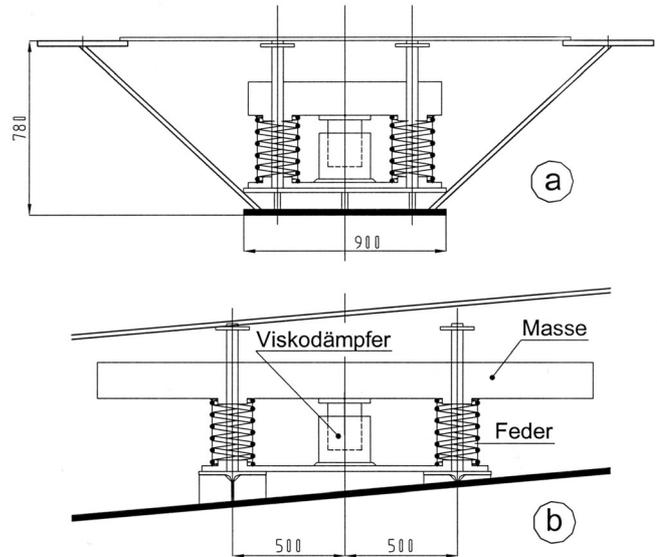


Abb. 2: Dynamischer Schwingungsdämpfer der Brücke nach Abb. 1 (a) Querschnitt, (b) Längsschnitt

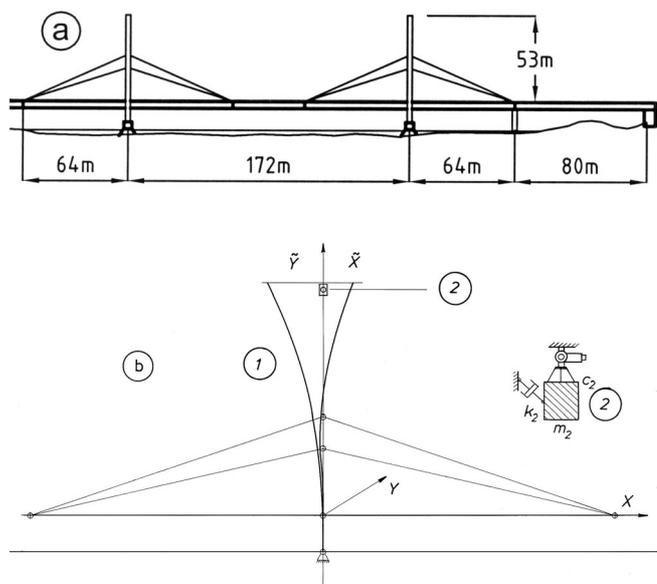


Abb. 3: Schrägseilbrücke, (a) Abmessung (b) Pylon mit Schwingungsform und Dämpfer

träger übertragen und den Straßenverkehr bei kritischen Windverhältnissen erheblich beeinträchtigen.

Eine wirkungsvolle Maßnahme, Seilschwingungen zu unterdrücken, ist der Einbau von Dämpfern, die in der Nähe der Anschlusspunkte angeordnet werden Abb. 4.

Im Fall der Schrägseilbrücke Speyer nach Abb. 5 wurden im Hinblick auf die Herabminderung von störenden Schwingungen im Bauzustand vor dem Anschluss der Seilgruppe „a“ Schwingungsmessungen durchgeführt, um die Wirkung eines in den Rhein abgehängten Ballastkörpers als Maßnahme gegen winderregte Schwingungen während des Montagezu-

standes zu überprüfen. Bereits mit einem Dämpfer, der aus 8 m langen U-Trägern sternförmig zusammengesetzt war und eine Höhe von 2 m hatte, wurde die Dämpfung des Grundtones etwa verdoppelt.

Der 87 m hohe A-Pylon der gleichen Brücke konnte während des Montagezustandes vor dem Anschluss der Seile durch eine einfache aerodynamische Maßnahme vor starken wirbelerregten Querschwingungen bewahrt werden.

Durch Windkanalversuche konnte nachgewiesen werden, dass die Baugerüste eine ausreichende aerodynamische Gegenmaßnahme darstellen. Sie wurden dementsprechend bis zum Anschluss der Seile am Pylon belassen.

2.2 Dynamische Einwirkung

Die dynamischen Einwirkungen können gemäß Abb. 6 eingestuft werden. Im Brückenbau sind die transienten, impulsiven, und periodischen Erregungen von Bedeutung, insbesondere transiente Erregungen.

Die tatsächlichen Zeitverläufe der dynamischen Einwirkungen können eigentlich erst nach Fertigstellung des Bauwerks durch Messungen ermittelt werden. Leider ist das bei Brückenbauten nicht realisierbar, wie z.B. im Flugzeugbau (Standschwingversuch und Flugversuch) oder im Maschinen- und Anlagenbau.

2.3 Dynamische Antworten

Der Wind ist eine sich zeitlich stets ändernde Größe mit stochastischem Charakter. Durch die Umströmung der Baukörper und die damit verbundenen Wirbelablösungen prägt sich ein zusätzlicher dynamischer Anteil in das Lastspektrum ein. Treten größere Schwingungen auf, können weiterhin Selbsterregungsmechanismen hervorgerufen werden.

Grundsätzlich ist nach Abb. 7 bei Erregungsmechanismen zwischen erzwungenen und selbsterregten Schwingungen zu unterscheiden.

Bei erzwungenen Schwingungen sind in erster Linie die Schwingungen infolge periodischer Ablösung von Wirbeln und die Buffeting-Schwingungen, bei denen die Erregung des Bauwerks durch luvseitig

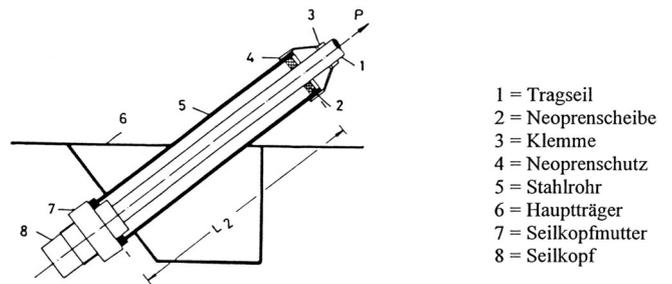
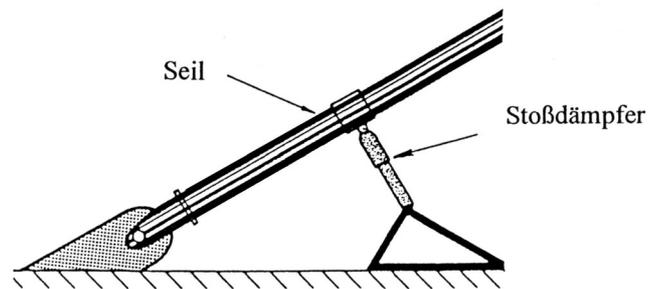


Abb. 4: Möglichkeiten zur Unterdrückung der Seilschwingungen (a) mit Hilfe Neoprenscheibe (b) mit Hilfe Stoßdämpfer

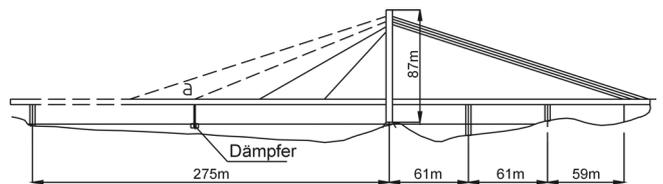


Abb. 5: Rheinbrücke Speyer im Montagezustand mit Versuchs-dämpfer.

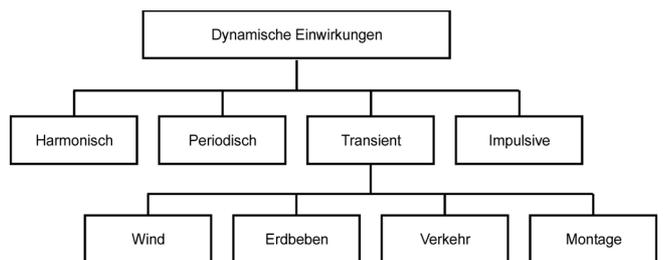


Abb. 6: Art der dynamischen Einwirkungen

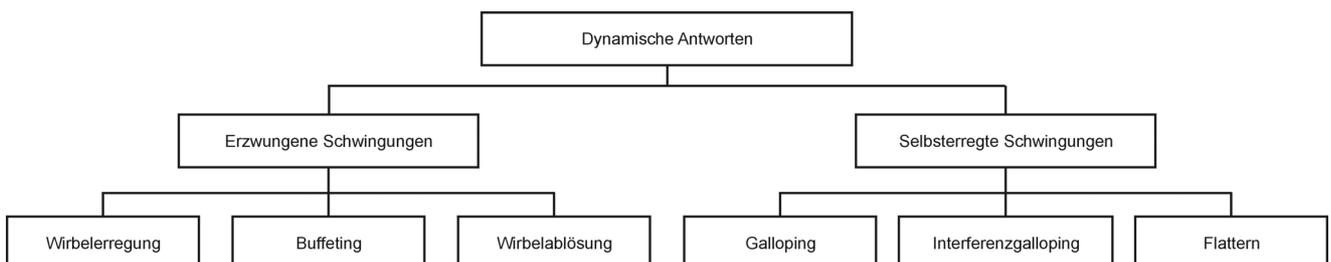


Abb. 7: Art der dynamische Antworten

Querschnittsform	Strouhalzahl $s = \frac{f_k \cdot d}{U_\infty}$	Reynolds-Zahl
	0.12	$\leq 4.3 \times 10^5$
	0.12	$\leq 4.8 \times 10^5$
	0.12	1.9×10^5
	0.14	1.1×10^5
	0.15	1.0×10^5
	0.13	1.8×10^5
	0.12	1.3×10^5
	0.12	3.2×10^5
	0.13	3.9×10^5

Abb. 8: Strouhalzahl verschiedener Hauptträger

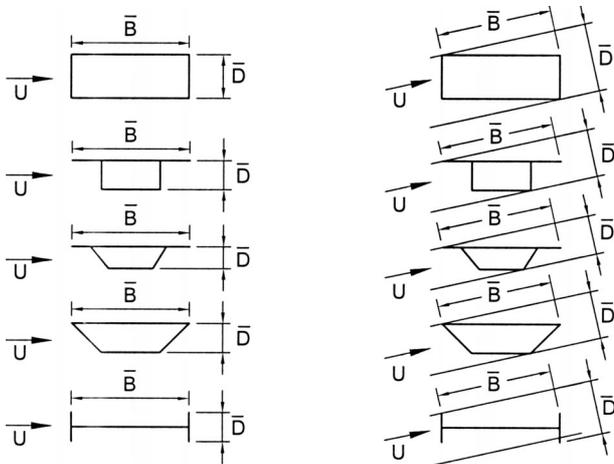


Abb. 9: Effektive Breite \bar{B} und Höhe \bar{D} verschiedene Querschnittsformen

gelegene Störkörper induziert wird, zu nennen. Beim Abreißen eines Wirbels wirkt ein Stoß auf den Körper. Bei entsprechenden Frequenzabstimmungen kann dadurch ein schwingungsfähig gelagerter Körper zu Schwingungen angeregt werden.

Die Strouhalzahlen am Rechteckprofil hängen vom Seitenverhältnis (Höhe/Breite) ab. Die Abhängigkeit vom Anblaswinkel ist gering. Die Richtwerte für die Strouhalzahlen anderer Brückenhauptträgerquer-

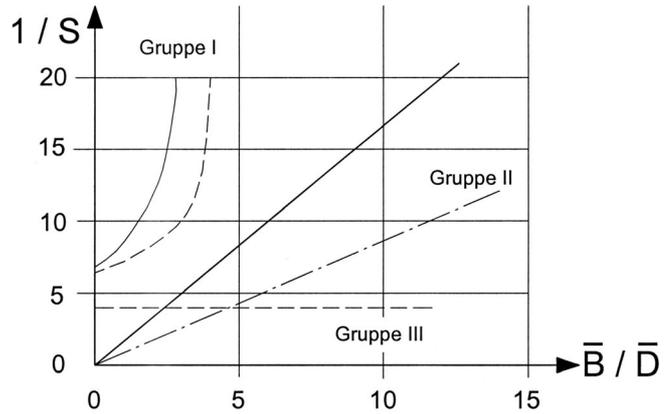


Abb. 10: Reziprok zur Strouhalzahl $1/S$ und Schlankheitsgrad \bar{B}/\bar{D}

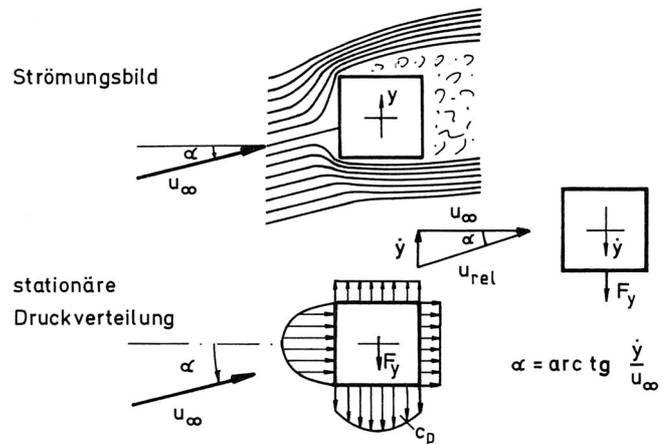


Abb. 11: Art der dynamischen Einwirkungen

schnitte sind in Abb. 8 angegeben. Nach Abb. 9 und Abb. 10 ist in Windkanalversuchen festgestellt worden, dass man für Hauptträgerquerschnitte den Mechanismus von wirbelerregten Schwingungen in drei verschiedene Gruppen klassifizieren kann.

Bei selbsterregten Schwingungen handelt es sich um bewegungsinduzierte Vorgänge mit stetig anwachsenden Amplituden, da durch die Bewegungen die erregenden aerodynamischen Kräfte verstärkt werden.

Die Galloping-Schwingungen ähneln dem Abrissflattern von Tragflächen in den Freiheitsgraden Biegung oder Torsion bei großem Anstellwinkel. Wie aus Abb. 11 zu ersehen ist, erfolgt die Bewegung des Systems quer zur Windrichtung. Die kritische Windgeschwindigkeit für die Galloping-Instabilität ist proportional zu dem Massendämpfungsparameter M_δ , der Eigenfrequenz f_e und umgekehrt proportional zu dem Stabilitätsbeiwert $(-dc_y/d\alpha)$

$$u_o = \frac{u_o}{d \cdot f_e} = 2 M_\delta \left(-\frac{dc_y}{d\alpha} \right)^{-1} \quad (1)$$

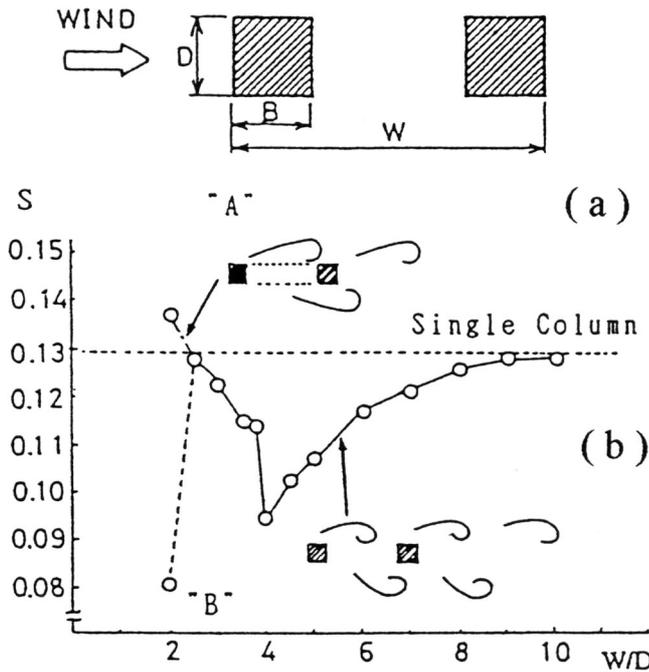


Abb. 12: Strouhalzahl in Abhängigkeit von W/D (B/D=1)

In Windkanalversuchen ist festgestellt worden, dass bei engstehenden Baukörpern eine weitere Instabilität auftreten kann, die in ihrer Erscheinungsform dem Galloping sehr verwandt ist. Grund dafür ist ein plötzliches Umschlagen beim Überschreiten eines kritischen Anströmwinkels (Interferenzgalloping).

Im Gegensatz zu eng beieinander stehenden kreisförmigen Querschnitten wird das Verhalten der Rechteckquerschnitte gemäß Abb.12 bei Wind durch den Schlankheitsgrad B/D der einzelnen Querschnitte sowie das Raumverhältnis W/D charakterisiert. Die Flatterschwingung erfordert zwei Freiheitsgrade in der Schwingbewegung, nämlich Dreh- und Schlagbewegungen, die phasenmäßig so zugeordnet sein müssen, dass anfachende Kräfte eine positive Arbeit am schwingenden Profil leisten.

2.4 Abminderung der Schwingungen

Allgemein ist zu unterscheiden zwischen einer Abminderung von Schwingungen aus Festigkeitsgründen (Einsturzgefahr) oder aus Gründen des Komforts (Wohlbefinden in den passierenden Fahrzeugen oder von Fußgängern).

Die möglichen Kontrollmaßnahmen sind in Aschrafi (1999) zusammengestellt und sollen hier nur kurz angerissen werden, denn im Allgemeinen steht das vorhandene umfangreiche Schrifttum dem Leser nicht zur Verfügung.

Unter Kontrollmöglichkeiten seien hier alle aktiven und passiven Dämpfungsmaßnahmen verstanden, mit deren Hilfe eine Verformungskontrolle von weitge-

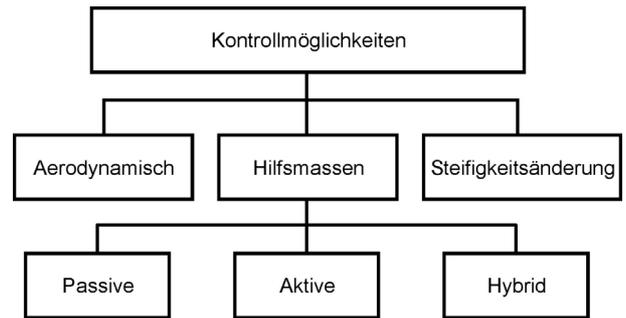


Abb. 13: Die möglichen Kontrollmaßnahmen.

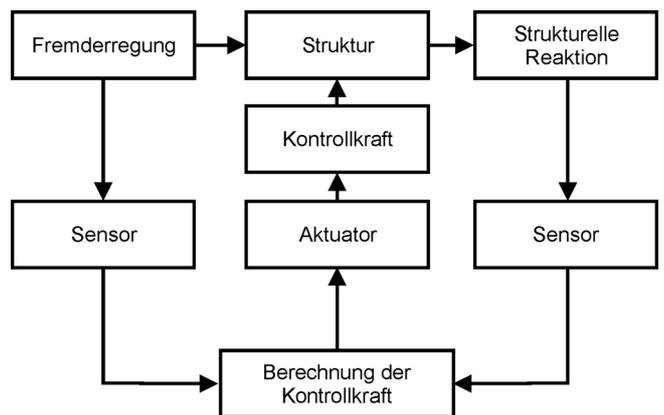


Abb. 14: Schematischer Signal-Verlauf der aktiven Schwingungskontrolle

spannten Brücken in Wind zu erzielen ist. Die Kontrollmöglichkeiten sind in Abb.13 angegeben.

3 NEUERE ERKENNTNISSE

Aktive Kontrollmaßnahmen, d.h. geregelte Kontrolle, wie man sie zur Flutterunterdrückung vom Flugzeugbau her kennt, sind im Brückenbau bisher noch nicht eingesetzt worden. Bei einer solchen Kontrollaufgabe werden Sensoren an der Brücke angeordnet, die z.B. auf die Verdrehungen des Hauptträgers ansprechen. Die zur Neigungsbeschleunigung proportionalen elektrischen Signale werden über Integrationsverstärker, Phasenverschieber und Leistungsverstärker einem elektrischen Stellmotor zugeführt, der z.B. eine aerodynamische Hilfsfläche so steuert, dass die mit ihrer Hilfe induzierten aerodynamischen Kräfte der Schwingungsanfachung entgegenwirken.

Es ist natürlich auch eine aktive Steuerung durch Hilfsmassensysteme denkbar, um die unerwünschten Schwingungen mittels Trägheitskraftwirkung zu unterdrücken. Abb.14 zeigt den schematischen Signalverlauf der aktiven Schwingungskontrolle.

Für eine harmonische Erregung lässt sich die erforderliche Kontrollkraft ableiten aus der Bewegungsgleichung des Einmassenschwingers (generalisiertes

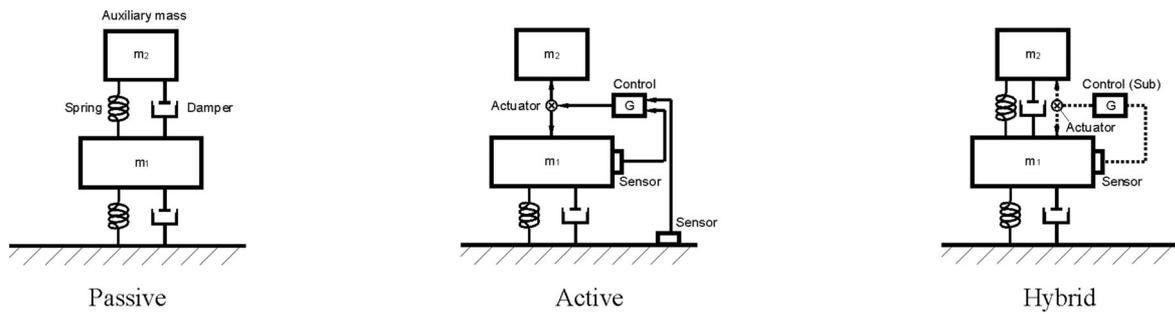


Abb. 15: Hilfsmassendämpfer (Passive, Aktive und Hybrid)

System). Die Matrize der Bewegungsgleichung kann wie folgt beschrieben werden:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = Du(t) + Ef(t) \quad (2)$$

mit M als generalisierte Masse ($n \times n$ Massen-Matrize), C als generalisierte Dämpfung-Matrix, K als generalisierte Federsteifigkeits-Matrix, $x(t)$ ist der n -dimensionale Bewegungsvektor, $f(t)$ stellt den r -Vektor der angebrachten Last oder Fremderregung dar, und $u(t)$ ist die m -dimensionale Matrix des Kontrollkraftvektors. Die $n \times m$ Matrix D und $n \times r$ Matrix E sind örtliche Matrizen, welche die Standorte der Kontrollkraft und die Erregung definieren.

Für den Entwurf eines Aktuators mit Regelkreis wurde eine gebaute Schrägseilbrücke mit 310 m Hauptspannweite gewählt, Aschrafi (1999). Da es sich bei dieser Brücke um eine Mittelträgerbrücke handelt, welche nur eine mittlere Seilebene besitzt, können die Seile keine Torsionsanteile des Hauptträgers durch die elastische Unterstützung übernehmen.

Daher ist bei dieser Brücke das Verhältnis Torsionseigenfrequenz f_t zu Biegeeigenfrequenz f_b deutlich geringer ($f_t/f_b = 1,2 < 3$), was bei kritischer Flattergeschwindigkeit eine große Rolle spielt.

Durch den – zunächst passiven – Gegenschwinger mit der optimalen passiven Dämpfung von 5,4% der kritische Dämpfung, wurden die Torsionsschwingungen auf den Restwert von 15% abgebaut. Durch den Einbau eines geregelten Aktuators zwischen den beiden Massen entsteht, wie Abb.15 zeigt, ein Hybridsystem (Kombination zwischen Passive und Aktive), eine weitere Beruhigung der Torsionsschwingungen erzielt wird.

Nach dem Bau der Normandie-Brücke in Frankreich im Jahre 1994 mit einer Hauptspannweite von 856 m und der Tatara-Brücke in Japan im Jahre 1999 mit einer Hauptspannweite von 890 m hat sich gezeigt, dass die Schrägseilbrücken gegenüber Hängebrücken konkurrenzfähig und wirtschaftlich sind, Aschrafi (1998).

Es wurde eine weitgespannte Schrägseilbrücke, mit fächerartiger Aufhängung mit 1000 m und 2000 m

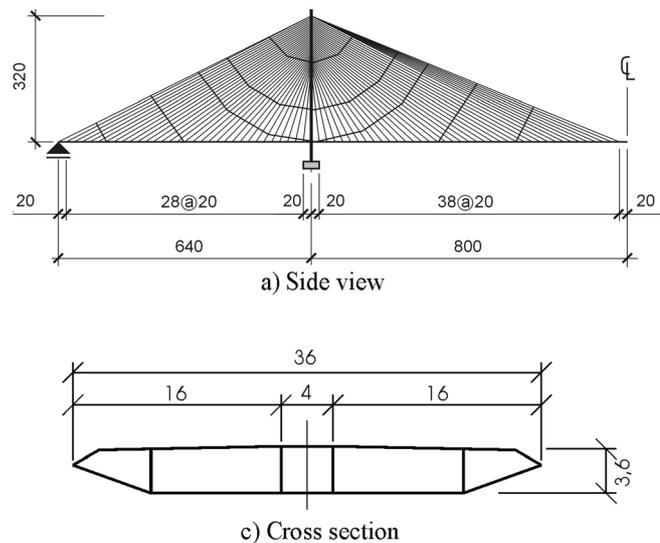


Abb. 16: Statisches System

Hauptspannweite in Intervallen von 200 m in 3-D System nach Theorie II: Ordnung in statischer Hinsicht untersucht. Die Brückenbreite betrug je nach Hauptspannweite zwischen 28 m und 48 m mit einer konstanten Konstruktionshöhe von 3,60 m, Aschrafi (2001).

Die Untersuchung hat gezeigt, dass es die wirtschaftlichste Lösung ist, die Seitenfelder auf das 0,4-fache, und die Pylonhöhe bezogen auf Oberkante Fahrbahn, auf das 0,2-fache der Hauptspannweite auszulegen.

Für die Auslegung eines Aktuators mit Regelkreis als Entwurf, wurde für die untersuchten statischen Systeme eine Hauptspannweite von 1600 m und eine Konstruktionsbreite der Hauptträger von 36 m gemäß Abb. 16 ausgewählt.

Die rechnerischen Verformungen und Verdrehungen in Abhängigkeit von Windgeschwindigkeit unter Berücksichtigung der aerodynamischen C-Werte für den Endzustand sind in Abb.17 dargestellt. Im Montagezustand vor Schließen der Brücke, bei 800 m Kragarm, wurde eine horizontale Verformung von 22 m, eine vertikale Verformung von 4,2 m und eine Winkel-

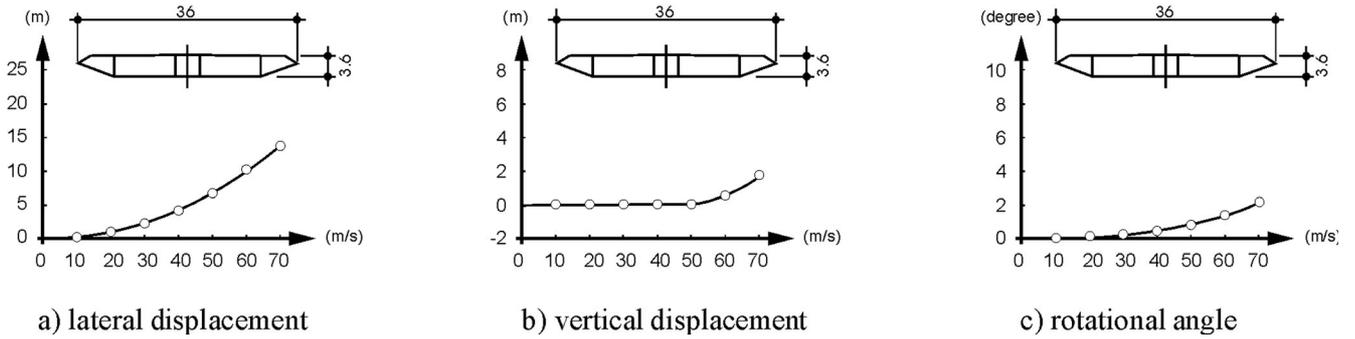


Abb. 17: Rechnerische Verformungen und Verdrehungen

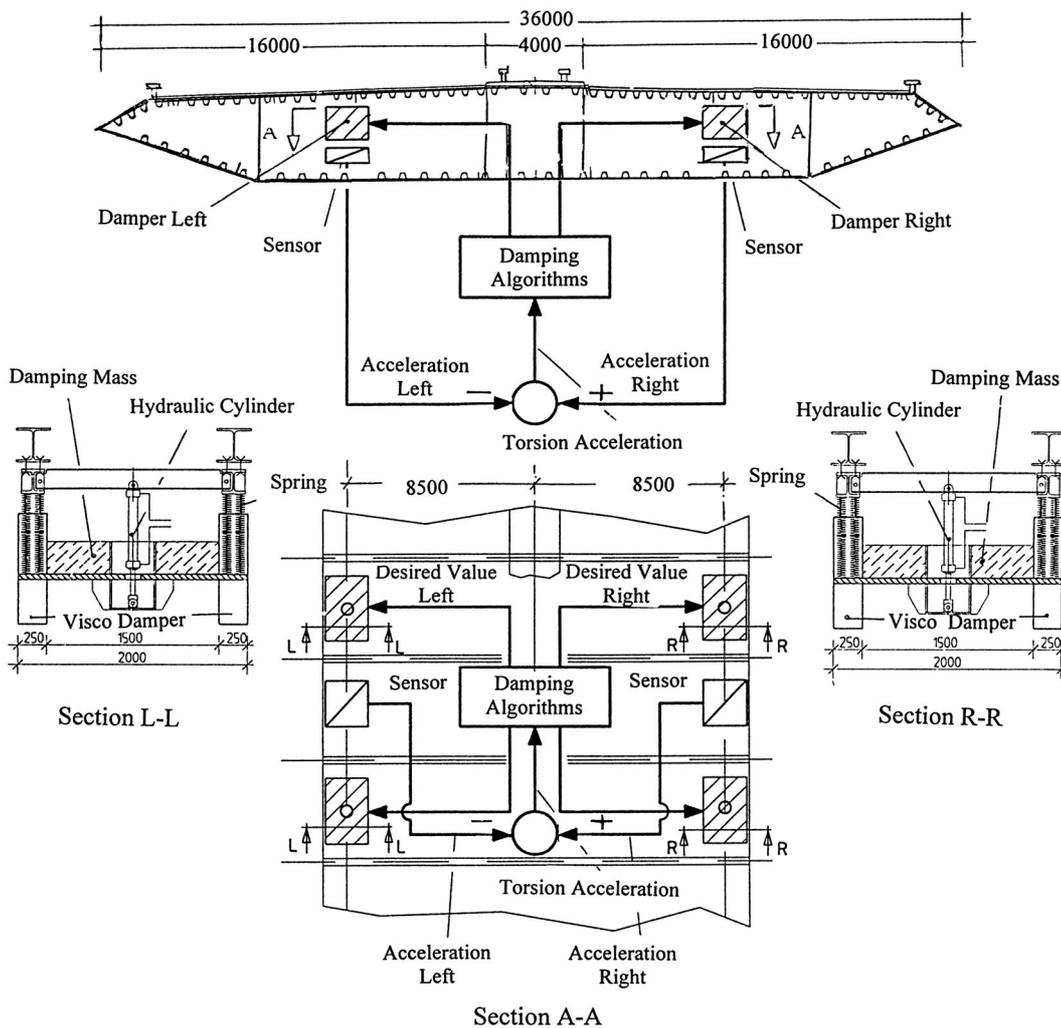


Abb. 18: Hilfsmassendämpfer (Hybrid-System)

verdrehung der Hauptträger von 4,1 Grad bei einer Windgeschwindigkeit von 50 m/s errechnet.

Zum Entwurf eines Aktuators mit Regelkreis wurden bei weitgespannten Schrägseilbrücken, hier mit 1600 m Spannweite, eine vertikale Biegeeigenfrequenz mit 0,110 Hz, eine horizontale Biegeeigenfrequenz mit 0,124 Hz und eine Torsion-Eigenfrequenz mit 0,465 Hz für die ersten Grundtöne im Endzustand ermittelt.

In Abb. 18 ist der Entwurf der Hilfsmassendämpfer im Hybrid-System für Torsionsschwingungen mit Regelkreis dargestellt.

Die Montagephasen sind die kritischsten Phasen für weitgespannte Brücken, da diese während dieser Phasen in freiem Vorbau, mit großen Kragarmen höchst flexibel und schwingungsgefährdet sind.

Um die Windwirkungen zu reduzieren, werden, wie Abb. 19 zeigt, für die horizontalen Biegeschwingun-

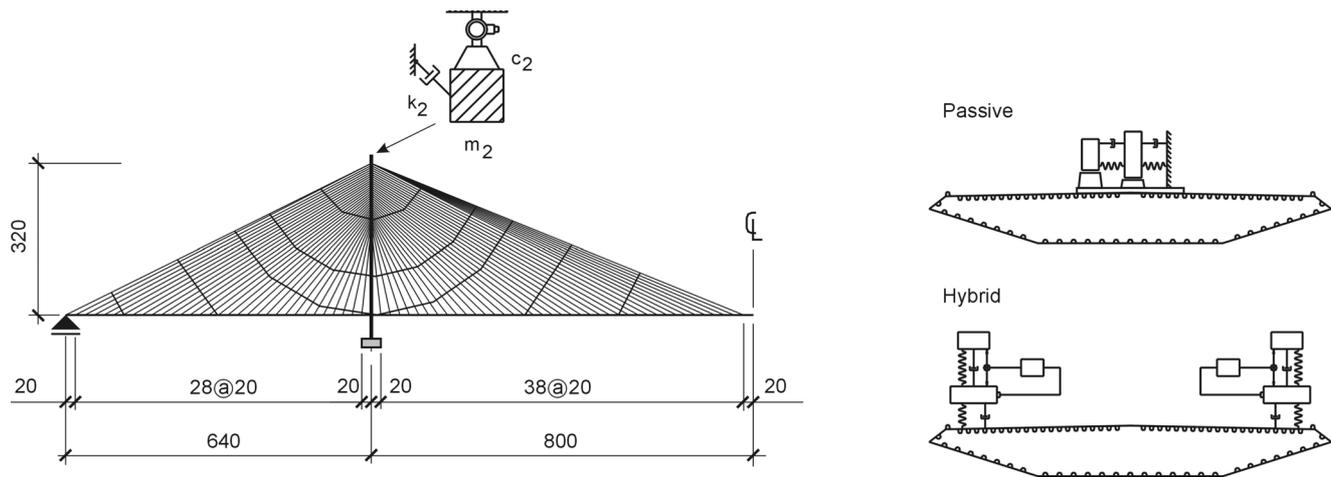


Abb. 19: Weitgespannte Schrägseilbrücke während der Montage

gen und Torsionsschwingungen verschiebbare Hilfsmassendämpfer auf dem Brückendeck installiert.

4 VORSORGE

Da die tatsächlichen dynamischen Gegebenheiten einer Brücke in Leichtbauweise während der Konstruktionsphase ungenügend bekannt sind, muss im Hinblick auf eine möglicherweise Kontrollmaßnahme gegen Schwingungen Vorsorge getroffen werden.

Die Kontrollmaßnahme sollte zwar ausgelegt, nicht aber von vornherein realisiert werden, denn nur auf diese Weise können Kosten eingespart werden.

Es ist unerlässlich, die infrage kommenden Anschlusskonstruktionen der Kontrolleinrichtungen im Brückentragwerk oder den Komponenten vorzusehen und einzubringen. Im Falle von Zusatzmassen der Kontrollmaßnahme muss an deren Einfluss auf die Statik gedacht werden.

Nach der Inbetriebnahme wird sich dann bald zeigen, ob die geplante Maßnahme verwirklicht werden muss oder unterbleiben kann.

5 ZUSAMMENFASSUNG

In dem Beitrag wurde gezeigt, auf welche vielfältige Weise Brücken in Leichtbauweise zu unerwünschten Schwingungen angeregt werden können. Diese können sowohl die Dauerfestigkeit des Tragwerks und seiner Komponenten als auch den Komfort (Fußgänger, Verkehr) der benutzten Brücke betreffen.

Zur Beherrschung der Schwingungen werden, basierend auf früheren Erfahrungen und neueren Erkenntnissen, Möglichkeiten einer wirksamen Schwingungskontrolle erläutert und Vorsorgemaßnahmen diskutiert. Die Orientierung erfolgt dabei an praktischen Beispielen.

LITERATUR

- Aschrafi, M. & Hirsch, G. (1983), Control of Wind-Induced Vibrations of Cable-Stayed Bridges, *Journal of Wind-Engineering and Industrial Aerodynamic*, Vol. 14, 1983, 235-246.
- Aschrafi, M. (1998), Comparative Investigation of Suspension Bridges and Cable-Stayed Bridges for Spans exceeding 1000 m, IABSE Symposium Kobe, Japan 2-4 September, 1998, 447-452.
- Aschrafi, M. (1999), Untersuchung zur Auslegung einer aktiven Schwingungskontrolle von weitgespannten Schrägseilbrücken, Dissertation, 1999, RWTH Aachen
- Aschrafi, M. (2001), Cable-Stayed Bridges for Main Spans exceeding 1000 m, IABSE Conference on Cable-Supported Bridges, Seoul, Korea, 12-14 Juni 2001, 88-89.
- Bachmann, H. (2000) Stahlbeton, Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen Ein paar Widersprüche, Abschiedsvorlesung an ETH Zürich, 27 Juni 2000
- Domke, H. Backe, W. Meyer, W. Hirsch, G. & Goffin, H. (1981) Aktive Verformungskontrolle von Bauwerken, *Bauingenieur*, 56, 1981, 404-412
- OTUA & AFGC, (2002), Design and dynamic behaviour of Footbridges, Conference, Paris, 20-22 November 2002

Die Berechnung von Eisenbahnbrücken nach der prEN1991-2

Rainer Flesch
arsenal research, Wien

1 AUFGABENSTELLUNG

Das Kapitel 6 der prEN 1991-2 behandelt unter anderem das dynamische Verhalten von Eisenbahnbrücken. In den als weniger kritisch eingestuften Fällen erfolgt beim Entwurf die Berücksichtigung dynamischer Effekte nach der relativ einfachen *Quasistatischen Methode*. Es werden hierbei die Ergebnisse der statischen Berechnung mit dem „dynamischen Inkrement“ (Φ - Faktor) multipliziert. Unter gewissen Bedingungen sind jedoch aufwendige *dynamische Zeitverlaufsberechnungen* erforderlich. Hierzu sind mehrere Modelle für unterschiedliche Zugkonfigurationen (hierunter insbesondere die 10 HSLM-A Züge) angegeben. Um die jeweils ungünstigsten Fälle herauszuarbeiten, muss die Fahrgeschwindigkeit im Bereich 150 – 300 km/ h etwa in 10 km/ h – Schritten variiert werden. Man kommt somit in eine Größenordnung von über 100 Zeitverlaufsberechnungen. Es sind allerdings weniger die Berechnungen selbst, die den großen Aufwand verursachen, sondern die Auswertung und Darstellung der Ergebnisse. Hierfür ist viel „Handarbeit“ erforderlich. Zusätzlich sei erwähnt, dass der durchschnittliche Planer dynamische Berechnungen gar nicht durchführen kann bzw. wegen der fehlenden Praxis große Berührungängste hat.

In der prEN 1991-2 gibt es eine Vielzahl von Kriterien, ob nach der *Quasistatischen Methode* vorgegangen werden darf, oder ob die *Dynamische Methode* anzuwenden ist. Der Anwender muss hier verschlungene Pfade mit zahlreichen Abzweigungen verfolgen, ehe er weiß, wie er im konkreten Fall vorzugehen hat. Die wesentlichen Parameter sind hierbei die Fahrgeschwindigkeiten (wichtige Grenze: 200 km/ h), die Spannweiten sowie System + Zahl der Felder.

Auf Initiative der HL-AG/ Brückenbau wurde ein österreichischer Expertenkreis für die vorliegende Fragenstellung eingerichtet. Insgesamt wurden bisher 5 Workshops abgehalten, bei denen die Erfahrungen aller Teilnehmer eingebracht und von arsenal re-

search zusammengefasst wurden. Das Team umfasste Vertreter der FA TDV/ Graz, der Zivilingenieurbüros Kirsch – Muchitsch-Partner/ Linz, Westhauser/ Salzburg, und Pauser/ Wien sowie arsenal research. An den Workshops nahmen stets auch Vertreter der HL-AG sowie der ÖBB teil.

Die Plausibilität der in der prEN1991-2 enthaltenen Forderungen wurden hinterfragt und Wege für Vereinfachungen gesucht. Folgende weitere wichtige Aufgaben wurden der „Baudynamik –Spezialistengruppe“ gestellt: 1) Festlegung der wesentlichsten Modellierungsgrundsätze für die Erstellung der Strukturmodelle von Brücken, 2) Festlegung wesentlicher Bauwerksparameter (Dämpfungszahlen, dynamische E-Moduli, etc.).

Einige Vereinfachungen werden im Nationalen Anwendungsdokument festgeschrieben werden. Zusätzlich ist die Erarbeitung der in Abschnitt 2 skizzierten Österreichischen Richtlinie geplant.

2 KONZEPT FÜR ÖSTERR. RICHTLINIE

2.1 Eingrenzung der Notwendigkeit von dynamischen Analysen

Es wurden zusätzlich zu Fig. 6.9 der prEN1991-2 weitere Kriterien für die Entscheidung zusammengestellt, ob die Anwendung der einfachen quasistatischen Methode zulässig ist oder ob aufwendige Untersuchungen nach der Zeitverlaufsmethode durchgeführt werden müssen. Diese zusammengestellten Kriterien basieren auf den bisher durchgeführten Berechnungen sowie ersten gezielten Parameterstudien. In den angeführten Fällen ist unabhängig von der max. zulässigen Fahrgeschwindigkeit keine dynamische Analyse erforderlich. Die wesentlichen Parameter sind hierbei Tragwerkstyp, Schlankheit und gesamte Brückenmasse.

In jedem Fall muss der Nachweis erbracht werden, dass der in Fig. 6.10 der prEN1991-2 gegebene obere und untere Grenzwert für die erste vertikale Biegeeigen-

genfrequenz eingehalten wird. Dies ist mit einem einfachen Stabmodell bzw. durch Einsetzen in Formeln aus der Literatur möglich. Falls die vorgeschriebenen Werte nicht eingehalten sind, ist es erforderlich die geplanten Tragwerksabmessungen entsprechend zu modifizieren.

Insgesamt sieht die geplante österreichische Berechnungsrichtlinie die in der Folge dargestellten Stufen vor.

2.1.1 STUFE I – Verfahren

Hier wird die vorliegenden Erfahrungen genutzt. Es werden Fälle definiert, in denen sich eine dynamische Berechnung erübrigt. Auf Basis der vorliegenden Erfahrung (Berechnungen im Rahmen konkreter Projekte sowie Parameterstudien) werden z.B. für praxisrelevante Kombinationen der „Sortierbegriffe“ *Zahl der Gleise/ Baustoff+Querschnitt/ Tragsystem in Längsrichtung Mindestmassen + max. Schlankheiten* definiert, bei deren Einhaltung unabhängig von der zulässigen Fahrgeschwindigkeit dynamische Analysen nicht erforderlich sind.

2.1.2 STUFE II – Verfahren

Hier werden einfache Stabmodelle verwendet. Dies ist zulässig, falls kein maßgebliches Schwingungsverhalten in Querrichtung vorliegt. Zur Abdeckung der Ungenauigkeiten gegenüber den räumlichen Vollmodellen sollen künftig Zuschlagsfaktoren verwendet werden. Bis zum Vorliegen genauerer Untersuchungen wird ein Zuschlagsfaktor von 1,2 vorgeschlagen. Die Stufe II – Verfahren eignen sich gut für ein Zuarbeiten für Stufe I, da sich auch bei einer größeren Zahl von Varianten der Aufwand in Grenzen hält. Ferner bedeuten sie ein Werkzeug, dass nach einer Grundeinschulung von jedem Zivilingenieur angewendet werden kann. Zur Erarbeitung der oben genannten Faktoren ist es wesentlich, dass im Zuge der Parameterstudien an bestimmten „Stützstellen“ die Verfahren der STUFE II mit Verfahren der STUFE III kombiniert und die Ergebnisse verglichen werden.

2.1.3 STUFE III – Verfahren

Hier erfolgt eine möglichst genaue räumliche Modellierung (Plattenmodelle, Trägerrost), inkl. genaue Modellierung der Lagerungsbedingungen.

2.2 Verwendung von STUFE I – Verfahren

Es ist geplant, die praxisrelevanten Kombinationen durch gezielte Parameterstudien möglichst großflächig abzudecken und die Ergebnisse in übersichtlichen Diagrammen darzustellen. Auf diese Weise las-

sen sich die aufwendigen dynamischen Berechnungen auf das tatsächlich erforderliche Maß eingrenzen. Im Wesentlichen werden Diagramme für Einfeldtragwerke (Stab- und Plattenmodelle), Mehrfeldtragwerke mit dominierendem Schwingungsverhalten in Längsrichtung sowie Einfeld – Rahmen erarbeitet werden, die sich gut für eine erste Orientierung des entwerfenden Ingenieurs eignen.

2.2.1 Vereinfachte Vorgangsweise im Falle des Lastmodells HSLM – B

Beim Lastmodell HSLM – B sieht die prEN 1991-2 eine periodische Belastung durch N Achsen im Abstand d vor. Es liegt somit eine periodische Belastung vor. Es bietet sich somit die Verwendung der Formeln des Einmassenschwingers an, wobei die generalisierten Größen für den ersten Eigenschwingzustand zu verwenden sind („fiktiver Einmassenschwinger“). Die maximale Amplitude für einen teilweise eingeschwungenen Zustand lässt sich nach folgender Formel ermitteln:

$$a_m(t_{E,i}) = (1 - e^{-\xi_1 \omega_1 t_{E,i}}) a_{m,max} \quad (1)$$

$t_{E,i}$ ist hierbei die Einwirkungsdauer des Zuges und ist von der Fahrgeschwindigkeit, N und d abhängig.

2.3 Verwendung von STUFE II – Verfahren

Falls eine dynamische Analyse erforderlich ist, können einfache Stabmodelle (inkl. Zusatzmassen) herangezogen werden, falls kein maßgebliches Eigenschwingverhalten in Tragwerks- Querrichtung vorliegt.

Eine Modellierung als „globaler“ Stab darf dann vorgenommen werden, wenn die Betrachtung des „globalen Verhaltens“ ausreicht. In Fällen, in denen ein maßgebliches lokales Schwingungsverhalten (z.B. von Plattenfeldern, Aussteifungselementen, etc.) zu erwarten ist, ist eine entsprechend detaillierte räumliche Modellierung unumgänglich. Es sei mit Nachdruck darauf verwiesen, dass hier in sekundären Elementen, die statisch kaum belastet sind, maßgebliche dynamische Schnittkräfte auftreten können. Es muss klar sein, dass eine „quasistatische Berechnung“, die auf einem dynamischen Inkrement beruht, hier keine adäquate Bemessung ermöglichen kann. Entsprechende Vorsicht ist insbesondere bei Stahltragwerken, Verbundbrücken, Fachwerk- und Bogenträgern, etc. erforderlich.

Bei Betonbrücken können die dynamischen Wirkungen auf sekundäre Elemente in vielen Fällen durch konstruktive Maßnahmen abgedeckt werden. Es ist z.B. bekannt, dass bei direkt befahrenen Obergurtplatten von Hohlkästen beachtliche dynamische

Verformungen in Querrichtung auftreten, die aber leicht durch eine entsprechende konstruktive Zusatzbewehrung abgedeckt werden können. Bei Kragplatten wurden mehrfach Resonanzschwingungen beobachtet, die eine Dauerbelastung darstellen. Es bilden sich Risse, die dann meist zu Korrosionsschäden führen. Derartige Sekundärschwingungen können z.B. durch schräge Abstützungen in „dynamisch richtig angeordneten“ Abständen unterbunden werden.

Eine schiefe Lagerung der Brücke ist kein grundsätzlicher Ausscheidungsgrund für die Anwendung eines Stabmodells. Es sollte jedoch bewusst sein, dass derartige Brücken verstärkt zu Torsionsschwingungen bzw. Schwingungen in Querrichtung neigen können. In nicht extremen Fällen kann dieser Einfluss durch einen entsprechenden Beiwert abgedeckt werden. Bei schiefen Brücken ist ferner zu beachten, dass es insbesondere bei dynamischen Einwirkungen zum Abheben von den Lagern kommen kann. Es sind entsprechende konstruktive Gegenmaßnahmen zu setzen.

Es ist sehr wahrscheinlich, dass man in vielen Fällen mit einfachen Stabmodellen, welche die Masse und modale Steifigkeiten der maßgeblichen Eigenschwingzustände (häufig nur 1 bis 3 vertikale Moden) gut wiedergeben, plausible Ergebnisse in der richtigen Größenordnung erhält. Wesentlich ist jedoch die Erkenntnis, dass man in den meisten Fällen nicht mit einfachen Formeln z.B. des Einmassenschwingers das Auslangen findet, sondern mit den einfachen Stabmodellen Zeitverlaufsuntersuchungen durchführen muss (Ausnahme: Fälle, in denen HSLM – B zulässig ist).

Besonders wichtig ist eine realistische Modellierung der Massen (Tragwerksmasse + Zusatzmassen). Auf eine Modellierung von Lagern mit realistischen Federwerten kann bei der hier angestrebten Modellierungsgenauigkeit verzichtet werden. Es wird empfohlen ein räumliches Stabmodell zu verwenden.

Meist steht der Nachweis der max. vertikalen Beschleunigung zur Gewährleistung der Betriebssicherheit im Vordergrund. Bei Tragwerken mit Schotterbett beträgt die zulässige Maximalbeschleunigung $3,5 \text{ m/s}^2$, bei schotterlosem Oberbau 5 m/s^2 . Das Ziel dieser Limitierung ist die Sicherung der Gleisstabilität (Stabilität des Schotterbettes).

Die realistische Modellierung der Massen ist insbesondere deswegen notwendig, da die max. vertikalen Beschleunigungen den wirksamen Massen verkehrt proportional sind.

Folgende weitere Nachweise sind gemäß prEN1991-2 erforderlich:

- Berücksichtigung der dynamischen Einwirkungen auf Schnittkräfte und Verschiebungen gemäß Abschnitt 6.4.6.5.
- Nachweis der Dauerschwingfestigkeit. Gemäß der im österr. NAD vertretenen Auffassung ist kein eigener Nachweis erforderlich.

Gemäß prEN1990-2 sind folgende weiteren Nachweise erforderlich:

- Vertikale Durchbiegung gemäß prA2.4.4.2.3
- Überbauverwindung gemäß prA2.4.4.2.2, Tab. A2.7
- Endverdrehung gemäß prA2.4.4.2.3(2); EVN 1991-3: 1995
- Horizontale Querverformung gemäß prA2.4.4.2.4, Tab. A2.8
- Erste horizontale Eigenfrequenz gemäß prA2.4.4.2.4(3)
- Nachweis der max. vertikalen Durchbiegung hinsichtlich Reisekomfort gemäß prA2.4.4.3.

Im Zuge der bisher durchgeführten Parameterstudien wurde die Einhaltung der Kriterien gemäß prEN1990-2 noch nicht untersucht. Es wird vermutet, dass sie im Großteil aller Fälle eingehalten werden können. Bei einigen STUFE II – Berechnungen der letzten Zeit wurden allerdings neben den max. Beschleunigungen auch die max. vertikalen Durchbiegungen, die Endverdrehungen sowie die dynamischen Schnittkräfte ermittelt.

Künftig werden mit den STUFE - II Modellen auch die Torsionseigenfrequenzen, die erste horizontale Eigenfrequenz sowie die horizontale Querverformung ermittelt werden können. Es sei jedoch darauf verwiesen, dass Torsionseigenfrequenzen und horizontale Schwingungen nur dann angeregt werden, wenn eine entsprechende exzentrische Anregung vorliegt, die sich im Modell natürlich nur dann auswirkt, wenn sie auch modelliert wird. Falls z.B. ein zweigleisiges Tragwerk durch ein räumliches Stabmodell dargestellt werden soll, ist es durchwegs sinnvoll das Torsionsschwingungsverhalten zumindest näherungsweise abzubilden. Auch die Exzentrizität der Erregung lässt sich mit einfachen Mitteln modellieren.

Betreffend die Verwindung um die Längsachse auf 3 m wird derzeit empfohlen, derartige Nachweise nur an „Stützpunkten“ für STUFE I Darstellungen zu führen und hierzu STUFE III – Modelle zu verwenden. Zwecks Berücksichtigung aller jener Effekte, die mit dem Stabmodell nicht erfasst wurden, sind die max. Beschleunigungen, Verschiebungen und Verdrehungen sowie die dynamischen Schnittkräfte mit dem Zuschlagsfaktor 1,2 zu multiplizieren.

2.4 Erforderliche Modellierung als Trägerroste bzw. mit Plattenelementen (STUFE III - Verfahren)

Bei Brücken, die als Flächentragwerke betrachtet werden müssen, z.B. bei einem Verhältnis Spannweite zu Tragwerksbreite ≤ 2 und maßgeblichem Eigenschwingverhalten in Querrichtungen ist eine räumliche Modellierung erforderlich (Trägerrost- bzw. Plattenmodelle). Ein maßgebliches Eigenschwingverhalten in Querrichtung liegt vor, falls Eigenfrequenzen von Längs- und Querschwingungen nahe beisammen liegen und somit eine gleichzeitige (bei bestimmter Fahrgeschwindigkeit) phasengleiche Anregung wahrscheinlich ist. In diesem Fall ist auch eine exzentrische Anregung gut modellierbar (z.B. zweigleisige Brücken).

Bei räumlichen Modellierungen werden in der Regel auch die Lagerungsbedingungen (Lagerfedern) möglichst realistisch nachvollzogen. Bezüglich schiefer Lagerungen ist festzustellen, dass sie zufolge der räumlichen Modellierung ebenfalls richtig dargestellt werden.

Bei räumlichen Modellierungen sind dann die max. vertikalen Beschleunigungen stets in solchen Punkten zu beurteilen, wo sie für die Gleisstabilität maßgeblich sind. Es wäre nicht zielführend für dieses Kriterium Maximalwerte heranzuziehen, die z.B. an einem sekundären Element aufgetreten sind. Es ist jedoch sehr wohl wichtig, das lokale Schwingungsverhalten derartiger stark betroffener Sekundärglieder getrennt zu beachten.

Modelle von Bauwerken lassen sich auf Grund von insitu Messungen an bestehenden Objekten deutlich verbessern. Von diesen Möglichkeiten ist künftig stärker Gebrauch zu machen.

Die oben beschriebene Modellierung ist grundsätzlich erstrebenswert, sie ist jedoch auch mit erheblich größerem Aufwand verbunden als eine Berechnung mit einfachen Stabmodellen. Aus Kosten- Nutzen Abwägungen muss allerdings deutlich darauf verwiesen werden, dass auch die räumlichen Modellierungen nur bis zu einem gewissen Grad ein besseres Abbild der Wirklichkeit darstellen.

Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass Zeitverlaufsanalysen sehr stark von den Details der Modellierung beeinflusst werden. Hier geht die tatsächliche Phasenlage zwischen den einzelnen Eigenschwing-

Um nun gezielt die i -te Eigenfrequenz n_i anzuregen, muss der HSLM-A Zug mit der Fahrgeschwindigkeit v_i über das Tragwerk fahren:
zuständen maßgeblich in die Ergebnisse ein. Letztere ist stark von den berechneten Eigenfrequenzen und den angesetzten Dämpfungszahlen abhängig. Man

darf somit nicht erwarten, dass Ergebnisse, die mit verschiedenen Mitteln berechnet wurden, besonders gut übereinstimmen. Eine plausible, vergleichbare Größenordnung sollte aber in jedem Fall erzielbar sein. Es wird nochmals darauf verwiesen, dass die Berechnung zahlreiche konservative Elemente enthält (z.B. bei Modellierung der Achslasten als Punktlasten).

2.5 Modellierung des Belastungszeitverlaufes

Die Zeitverlaufsanalysen werden normalerweise unter Verwendung der HSLM-A – Züge 1 -10 durchgeführt. Der Großteil aller FE- Programme mit Dynamik Modul erlaubt die Durchführung von Zeitverlaufsanalysen. Die Belastungszeitverläufe in den einzelnen Knoten lassen sich für die gegebenen Zugkonfigurationen einfach programmieren. Es ist zulässig, die Achslasten als wandernde Einzellasten anzusetzen. Diese Modellierung liegt auf der sicheren Seite. Es ist jedoch auch eine Verteilung der einzelnen Achslasten in Längs- und/ oder Querrichtung zulässig (siehe 6.4 und 6.5).

Grundsätzlich ist die Fahrgeschwindigkeit im Bereich 150 km/ h (ev. sogar 140 km/ h) bis $v_{max} \times 1,2$ zu variieren. Die Geschwindigkeit ist etwa in 10 km/ h Schritten zu erhöhen. Ggf. sind auch Zwischenwerte erforderlich, um die Beschleunigungsmaxima genauer erfassen zu können.

Alternativ hierzu kann die folgende Vorgangsweise herangezogen werden. Parameterstudien haben gezeigt, dass in der Regel die max. Beschleunigungswerte stets dann auftreten, wenn jeweils ein einziger Eigenschwingzustand in Resonanz versetzt wird. Falls man somit die einzelnen Züge mit der entsprechenden Fahrgeschwindigkeit über das Tragwerk fahren lässt, werden diese Resonanzzustände gezielt ange-regt. Die zugehörige „Fahrfrequenz“ ist hierbei gleich der betrachteten Eigenfrequenz. Die Untersuchungen müssen nacheinander für alle maßgeblichen Eigenfrequenzen durchgeführt werden. Die „Fahrfrequenz“ f_F ergibt sich hierbei wie folgt:

$$f_F = v / 3.6 / D \text{ [Hz]} \tag{2}$$

mit
v.....Fahrgeschwindigkeit [km/ h]
D.....“charakteristische“ Länge [m]: die Parameterstudien zeigen, dass bei den HSLM-A Zügen die Wagenlänge D eingesetzt werden kann.

Zusätzlich zur obigen Fahrfrequenz sind auch deren Harmonische wirksam.

$$V_i = n_i * 3,6 * D \text{ [km/ h]} \tag{3}$$

Will man auch die Harmonischen der Fahrgeschwindigkeit berücksichtigen, so ist v_i durch n zu dividieren, wobei n die Nummer der Harmonischen bedeutet. In der Parameterstudie wurden die Harmonischen bis $n=7$ berücksichtigt. Dies ist insbesondere bei den kurzen einfeldrigen Tragwerken wichtig. Schließlich sind alle jene Fahrgeschwindigkeiten v_i heranzuziehen, die im Bereich 150 bis 300 km/h liegen.

Bei einer Untersuchung in 10 km/h Intervallen sind 160 Zeitverlaufsuntersuchungen (16 x 10) erforderlich. Beim „gezielten Anregen“ der Bauwerkseigenfrequenzen waren in den Parameterstudien jeweils 1 bis 3 Zeitverlaufsuntersuchungen pro Zugtyp und Eigenfrequenz (meist 1 bis 3 maßgebliche Eigenfrequenzen) notwendig. Bei 2 maßgeblichen Eigenfrequenzen waren einmal z.B. nur 40 Zeitverlaufsrechnungen erforderlich.

Grundsätzlich können Maxima der Schwingungsantwort insbesondere bei Mehrfeldsystemen auch bei Anregungen mit Frequenzen zwischen 2 Eigenfrequenzen auftreten. Im Zuge der Parameterstudien wurden Vergleiche beider Methoden durchgeführt. Es zeigte sich, dass mit der Methode „gezielte Anregung“ die absoluten Maxima meist ausreichend genau ermittelt werden konnten.

Spätestens beim Nachvollziehen der Methode „gezielte Anregung“ der Bauwerkseigenfrequenzen wird verständlich, dass bei STUFE II – Vorgangsweise eine Modellierung der Lager durch Federn nicht sehr maßgeblich sein wird. Es ergibt sich zwar beim Ansatz von Auflagerfedern eine geringfügige Abnahme der Eigenfrequenzen. Durch das gezielte Aufsuchen der Resonanzen ist es jedoch nicht wirklich wesentlich, ob die Eigenfrequenz hier geringfügig höher oder tiefer liegt.

3 UNTERSUCHUNG DER EISENBAHNBRÜCKE PÖ5

Im August 2002 konnten Messungen an der dreifeldrigen Brücke PÖ5 (26m, 30m, 26 m; Trogquerschnitt; siehe Abb. 1) während Hochgeschwindigkeits - Zugsüberfahrten vorgenommen werden. Es wurden auf den Trogwangen beidseitig von Gleis 4 in insgesamt 13 Messpunkten die Schwingungen bei Überfahrt von Messzügen sowie Regelzügen gemessen. Aus den aufgezeichneten Zeitverläufen wurden der „maximale gleitende Effektivwert“ der Schwingbeschleunigung sowie der tatsächliche Maximalwert der Schwingbeschleunigung (jeweils während der Zeit der gesamten Zugsüberfahrt) bestimmt. Die Werte lagen deutlich unterhalb des Grenzwertes von $3,5 \text{ m/s}^2$ gemäß prEN 1991-2. Unter Verwendung der Messwerte bei Über-



Abb. 1: Brücke PÖ5

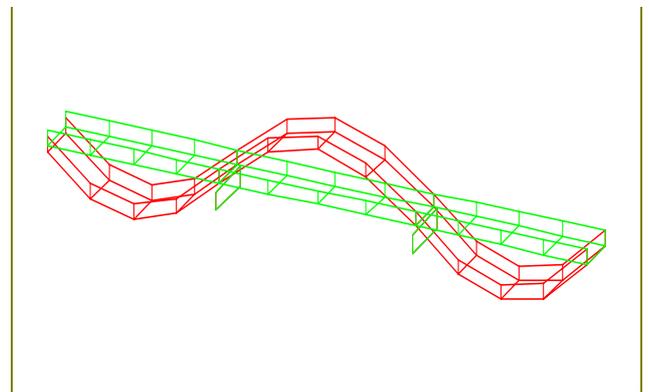


Abb. 2: Ergebnis der ODS – Analyse, erste vertikale Eigenform bei 4,75 Hz

fahrt eines Güterzuges konnte mittels ODS – Analyse (Operational Deflection Shape- Analyse) nachgewiesen werden, dass hier dominant die erste vertikale Biegeeigenform angeregt wurde (siehe Abb. 2).

Aus dem Ausschwingen nach einigen Zugsüberfahrten konnte eine modale Dämpfungszahl von ca. 0,0113 ermittelt werden, was für ein vorgespanntes Tragwerk völlig plausibel erscheint. Während der Zugsüberfahrt selbst ist jedoch – hauptsächlich wegen der Dämpfungswirkung durch die Beanspruchung des Schotterbettes sowie wegen eventueller Bewegungen im Bereich der Lager und Übergangskonstruktionen – eine höhere Dämpfung sehr wahrscheinlich, der Nachweis wurde aber noch nicht erbracht.

Es liegen Messergebnisse für 23 Hochgeschwindigkeitsfahrten vor. Es wurden die Zeitverläufe in den jeweiligen Messpunkten sowie die zugehörigen Frequenzspektren dargestellt. Ferner werden für jede Zugsüberfahrt die Maximalwerte A_{eff} , A_{max} und A_{min} (jeweils $[\text{m/s}^2]$) angegeben. A_{max} und A_{min} bedeuten hierbei den positiven bzw. negativen Größtwert, der das gesamte dargestellte Frequenzspektrum umfasst.

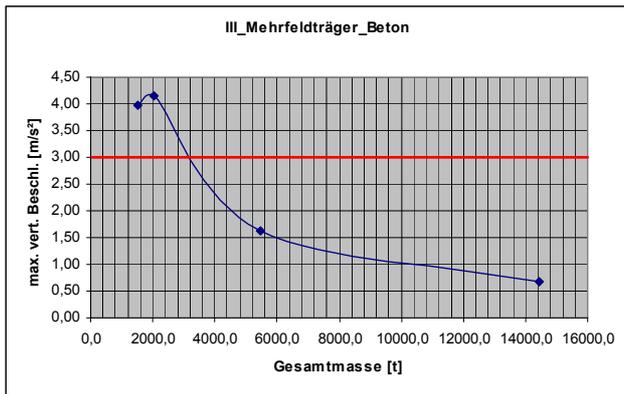


Abb. 3: STUFE III – Ergebnisse für Mehrfeldtragwerke aus Beton, Schlankheit 1/15

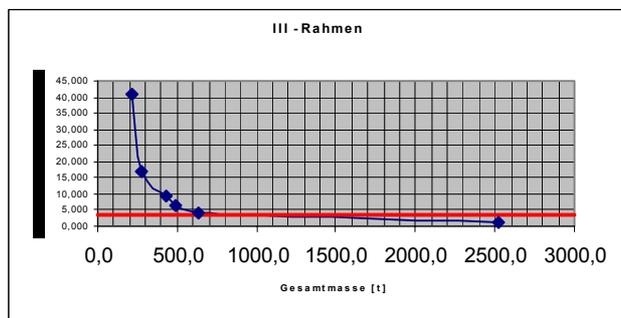


Abb. 4: STUFE III – Ergebnisse für Rahmen (Beton)

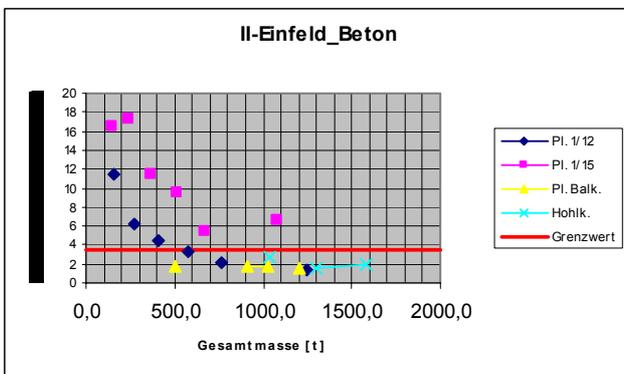


Abb. 5: STUFE II – Ergebnisse für Einfeldtragwerke aus Beton, Platte .Schlankheit 1/12 bzw. 1/15 , Plattenbalken und Hohlkasten

A_{eff} hingegen ist der max. gleitende Effektivwert der Beschleunigung mit einem Zeitfenster von 0,125 s. Dieser Wert filtert die „höherfrequenten“ Beschleunigungsanteile aus und liefert praktisch jenen Wert, der mit dem Rechenmodell vergleichbar ist. Als Beispiel sind die Ergebnisse für die Zugsvorbeifahrt Nr. 8 in Abb. 6 dargestellt.

Aus den Spektren sowie den Tabellen mit A_{eff} , A_{max} und A_{min} ist ersichtlich, dass maßgebliche „höherfrequente“ Komponenten im Beschleunigungssignal

gemessen wurden. Diese höherfrequenten Komponenten stehen eindeutig mit der „Schwellenfrequenz“ im Zusammenhang. Offensichtlich wird hier eine dynamische Reaktion des Schotterbett – Oberbaues angeregt. Der „niederfrequente“ Anteil, der durch die im Abschnitt 2.5 beschriebene Fahrfrequenz hervorgerufen wird beträgt hierbei nur etwa 30 - 40 % des gesamten Beschleunigungssignals. Das Rechenmodell kann derzeit nur den Anteil zufolge Fahrfrequenz berücksichtigen. Es ist daher äußerst wichtig, die Bedeutung der höherfrequenten Anteile für die Gleisstabilität und Fahrsicherheit zu klären. Weitere Messungen + Nachrechnungsversuche werden diesbezüglich sehr hilfreich sein.

Betreffend das Kriterium der max. vertikalen Tragwerksbeschleunigung erscheint es wichtig, die entsprechenden Grundlagen weiter zu hinterfragen. Diesbezügliche Kontakte mit der BAM/ Berlin wurden bereits aufgenommen.

4 PARAMETERSTUDIEN

Derzeit läuft die Planung von Parameterstudien, die im bis etwa Mitte 2004 abgeschlossen werden sollen. Das Hauptziel ist hierbei, dass man sich künftig bei Brücken, die gemäß den HL-Richtlinien geplant werden, im wesentlichen nur auf STUFE I bewegen muss. Die Diagramme in der geplanten Richtlinie stellen den Nachweis dar, dass das Tragwerk die geforderten Kriterien erfüllt (siehe vorläufige Ergebnisse in Abb. 3, 4 und 5).

Bisher liegen folgende Ergebnisse vor, die im Zuge von Projektierungen durchgeführt wurden:

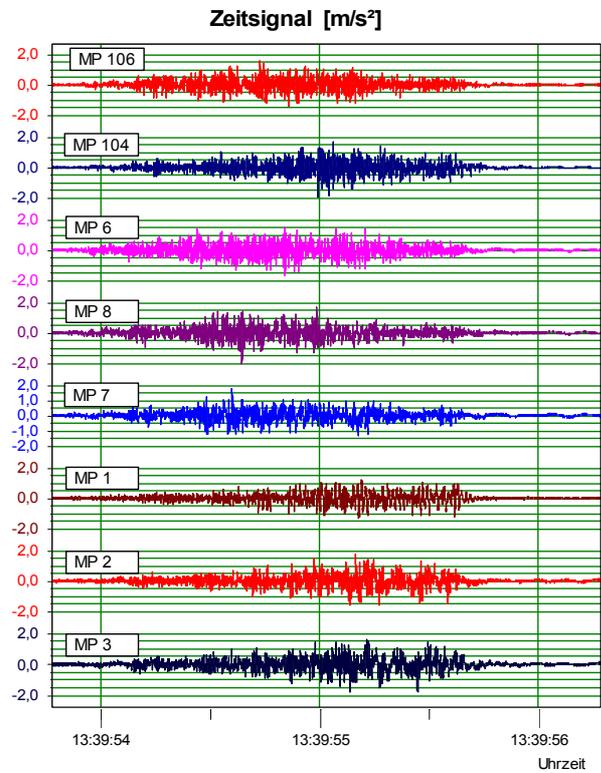
STUFE III/ Einfeldträger: 10
 Baustoff: 1 Stahl, 6 Beton, 3 WIB
 Querschnitt: 1 Stahl (2 HT), 6 Platte, 3 WIB
 Zahl Gleise: 1 zweigleis., 9 eingleis.
 Spannweiten: 5,75 bis 34 m

STUFE III/ Mehrfeldträger: 8
 Baustoff: 4 Beton, 3 Verbund, 1 WIB
 Querschnitt: 1 Trog, 2 Hohlkasten, 1 Platte, 3 Verbund, 1 WIB
 Zahl Gleise: 4 zweigleis., 4 eingleis.
 Spannweiten: Hauptspannweite 14 bis 120 m
 6 dreifeldrige, 2 vierfeldrige

STUFE III/ Rahmen: 11
 Baustoff: 11 Beton
 Querschnitt: 11 Platte
 Zahl Gleise: 11 zweigleis.
 Spannweiten: 5 bis 14 m

Zugvorbeifahrt Nr.8
Zug Nr. 93926, v=250km/h
3.8.2002

Erschütterungsmessungen
Objekt PÖ5, Pöchlarn, NÖ



MP	Aeff	Amax	Amin
106	0,51	1,59	-1,41
104	0,64	1,64	-1,94
6	0,55	1,46	-1,70
8	0,57	1,66	-2,07
7	0,52	1,74	-1,29
1	0,52	1,20	-1,30
2	0,63	1,77	-1,63
3	0,62	1,61	-1,78

Legende:
MP - Meßpunkt Nr.
Aeff - max. gleitender Effektivwert von Beschleunigung mit Fenster von 0,125s.
Amax - maximale Beschleunigung
Amin - minimale Beschleunigung
alle Angaben in m/s²

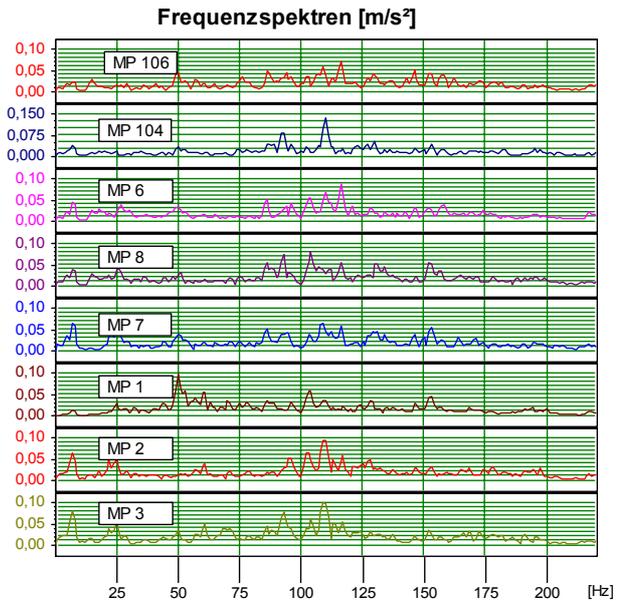


Abb. 6: Messungen bei Hochgeschwindigkeitsfahrten an der PÖ5. Ergebnisse der Zugüberfahrt Nr. 8.

Zusätzlich wurden auf STUFE II – Ebene auch erste gezielte Parameterstudien durchgeführt sowie im Rahmen von Projekten 3 mehrfeldrige Brücken berechnet. Es liegen folgende Ergebnisse vor:

STUFE II/ Einfeldträger: 19
Baustoff: 3 Spannbeton, 16 Stahlbeton
Querschnitt: 12 Platte, 4 Plattenbalken, 3 Hohlkasten
Zahl Gleise: 19 zweigleis. Die max. vertikale Beschleunigung für die eingleis. Variante ergibt sich durch Multiplikation mit 2!!
Spannweiten: 5 bis 35 m

STUFE II/ Mehrfeldträger: 10
Baustoff: 10 Stahlbeton
Querschnitt: 9 Platte, 1 Plattenbalken
Zahl Gleise: 10 zweigleis. (eingleis. Variante ergibt sich durch Multiplikation mit 2!!)
Spannweiten: Hauptspannweite 8 bis 18 m
2 zweifeldrige, 6 dreifeldrige, 2 vierfeldrige

5 SCHLUSSFOLGERUNGEN

In der ersten Phase der Diskussionen im Expertenkreis standen besonders die in der prEN1991-2 vor-

gesehenen niedrigen (sehr konservativen) Dämpfungszahlen im Mittelpunkt. Es hat sich allerdings gezeigt, dass die Dämpfung dann eine untergeordnete Rolle spielt, wenn andere Parameter günstig („schwingungsmindernd“) gewählt wurden. Es gibt z.B. meist keine Probleme, wenn die Schlankheit 1:12 nicht überschritten wird und die Masse des Tragwerks nicht zu klein ist (siehe Abb. 5).

Ferner wurde in der ersten Phase ein detaillierter Vergleich jener beiden räumlichen Vollmodelle der Brücke PÖ5 vorgenommen, die von TDV (Software RM2000) und arsenal (Software SOFISTIK) erstellt wurden. Die Unterschiede wurden im vorläufigen Bericht vom 20. August 2002 zusammengestellt. Abschließend ist festzustellen, dass zuletzt eine gute Übereinstimmung herbeigeführt werden konnte.

Betreffend die „Genauigkeit der Modellierung“ sind wertvolle weitere Erkenntnisse aus der geplanten Parameterstudie, bei der räumliche Vollmodelle und Stabmodelle gezielt miteinander verglichen werden sollen, zu erwarten. Auf der Fachtagung BAUDYNAMIK in Kassel/ Mai 2003 befasste sich der Beitrag Lühr, M. & Dinker, D. (2003) in übersichtlicher Weise mit allen Phänomenen und Details, die grundsätzlich

zu berücksichtigen sind. Einige dieser Aspekte (z.B. die Modellierung der über die Brücke wandernden Zugmassen, Einflüsse aus Corioliskraft etc., d.h. alle Einflüsse, die zu zeitlich veränderlichen Systemmatrizen führen) werden weder in der prEN1991-2 noch im *österreichischen Konzept* berücksichtigt. Es besteht die Auffassung, dass derartige Effekte gegenüber den sonstigen Modellierungsunsicherheiten vernachlässigt werden können.

Betreffend das Kriterium der max. vertikalen Tragwerksbeschleunigung erscheint es wichtig, die entsprechenden Grundlagen weiter zu hinterfragen. Diesbezügliche Kontakte wurden mit der BAM/ Berlin aufgenommen. Es wird auf die möglicherweise sehr wesentliche Erkenntnis aus den Messungen an der PÖ5/ August 2002 verwiesen, dass dort auch maßgebliche „höherfrequente“ Komponenten im Beschleunigungssignal gemessen wurden. Diese höherfrequenten Komponenten stehen eindeutig mit der Schwellenfrequenz im Zusammenhang. Offensichtlich wird hier eine dynamische Reaktion des Schotterbett – Oberbaues angeregt. Der „niederfrequente“ Anteil, der durch die im Abschnitt 2.5 beschriebene Fahrfrequenz hervorgerufen wird beträgt hierbei nur etwa 30 – 40 % des gesamten Beschleunigungssignals (siehe auch Abb. 6). Das Rechenmodell kann derzeit nur den Anteil zufolge Fahrfrequenz berücksichtigen. Es ist daher äußerst wichtig, die Bedeutung der höherfrequenten Anteile für die Gleisstabilität und Fahrsicherheit zu klären. Weitere Messungen + Nachrechnungsversuche werden diesbezüglich sehr hilfreich sein.

Den geplanten Parameterstudien kommt eine große Bedeutung zu. Der erste wesentliche Punkt ist die Anwendung eines „guten Mixes“ aus STUFE III – Untersuchungen („volle“ Modelle) und STUFE II – Untersuchungen (Stabmodelle). Einerseits soll es gelingen, dass man sich künftig bei *Brücken gemäß HL-Richtlinien* im wesentlichen nur auf STUFE I bewegen muss. Die Diagramme in der geplanten Richtlinie stellen den Nachweis dar, dass das Tragwerk die geforderten Kriterien erfüllt. Andererseits sollen die STUFE II Modelle soweit perfektioniert werden, dass sie in den meisten Fällen als „Standardwerkzeug“ für einen „eingeschulten Ziviltechniker“ dienen können.

Bei den „anderen Brücken“ (z.B. Bestand) findet man dann im Regelfall mit STUFE II Modellen das Auslangen. Es ist eine wesentliche Strategie für das geplante Projekt Vollmodelle und Stabmodelle an wesentlichen „Parameter – Stützpunkten“ parallel zu untersuchen. Hierdurch lassen sich dann ggf. vernünftige Korrekturfaktoren/ Sicherheitszuschläge ermitteln.

Stahltragwerke und Verbundtragwerke, bei denen maßgebliche Schwingungsprobleme von Sekundärelementen zu erwarten sind, müssen grundsätzlich gemäß STUFE III behandelt werden.

Einen weiteren wesentlichen Punkt stellen die geplanten Versuche dar. Es wird versucht werden, die Messergebnisse rechnerisch nachzuvollziehen, wodurch sich die wichtige Möglichkeit zur Überprüfung/ Kalibrierung der Rechenmodelle ergeben.

Insgesamt soll die Parameterstudie die folgenden Punkte umfassen:

- Untersuchung von Brückenobjekten gemäß STUFE III
- Untersuchung von Brückenobjekten gemäß STUFE II
- Richtlinienearbeitung (Grundlagen; Darstellung der Ergebnisse der Parameterstudie; gezielte Interpretation wesentlicher Ergebnisse; Anleitungen für die Durchführung von STUFE I – III Verfahren; gut dokumentierte Berechnungsbeispiele).
- Messungen an 10 Objekten. Hauptsächlich Messungen der Schwingungen unter Zugverkehr inkl. Messung der Fahrgeschwindigkeit, bei jedem Objekt einen Tag lang; gezielte „Nachrechnung“ der Messergebnisse; bei einigen Objekten werden mittels Schwingungserreger VICTORIA die dynamischen Parameter Eigenfrequenzen, Eigenformen und Dämpfungszahlen direkt gemessen.

LITERATUR

Löhr, M. & Dinker, D. (2003), Schwingungsverhalten von Eisenbahnbrücken bei Überfahrt von Hochgeschwindigkeitszügen, Fachtagung Baudynamik, Kassel, 15. – 16. Mai 2003, VDI- Berichte 1754, 23–40.

Dynamische Fahrzeug-Brücken-Interaktion

Reto Cantieni
rci dynamics, Ingenieurbüro für Baudynamik, Dübendorf

1 EINLEITUNG

Wenn sich ein Fahrzeug über eine Brücke bewegt, resultiert eine grössere maximale Durchbiegung als wenn die Brücke mit dem gleichen Fahrzeug statisch belastet wird. Diese Feststellung ist schon ziemlich bejährt, sie wurde nämlich im Jahre 1847 von Willis im Zusammenhang mit der Untersuchung von Einstürzen von Eisenbahnbrücken in England publiziert (Willis (1851)). Die Modelle, die den damals durchgeführten analytischen Untersuchungen zu Grunde gelegt wurden (Stokes (1849)), waren einfach:

- Eine konstante Kraft bewegt sich über einen einfachen Balken,
- eine konzentrierte Masse bewegt sich über einen einfachen Balken.

Solche Modelle haben den Vorteil, dass geschlossene analytische Lösungen erarbeitet werden können. Ihr Nachteil ist, dass das Modell für das System "Fahrzeug" doch sehr rudimentär ist. Dies gilt vor allem für modernere Strassenfahrzeuge, deren dynamische Freiheitsgrade sich mit der Einführung von komplexen Aufhängungssystemen stark erweitert haben.

Untersucht man die Vorgänge, die bei der Fahrt eines Fahrzeuges über eine Brücke auftreten, kann zwischen drei Effekten unterschieden werden:

- dem Geschwindigkeitseffekt (Fahrzeug als bewegte, konstante Kraft),
- dem Masseneffekt (Fahrzeug als bewegte, konstante Masse), und
- dem Interaktionseffekt (Fahrzeug als bewegtes, dynamisches System).

Der Geschwindigkeitseffekt, bei dem die Relation zwischen der Überfahrtdauer und der Periode der Grundschiwingung der Brücke wesentlich ist, kann für Strassen-Probleme meist vernachlässigt werden. Er ist in letzter Zeit im Zusammenhang mit Brücken für Hochgeschwindigkeits-Bahnlinien aber wieder aktuell geworden.

Für Strassenbrücken ist der Masseneffekt im Vergleich zum Interaktionseffekt vernachlässigbar klein. Dies wird in der Folge gezeigt werden.

Will man sich mit dem Interaktionseffekt beschäftigen, muss zunächst einigermaßen Klarheit bezüglich der dynamischen Charakteristika der beteiligten Systeme "Fahrzeug" und "Brücke" herrschen. Der vorliegende Bericht stützt sich auf Arbeiten, die in den Jahren 1977 bis 1997 an der EMPA durchgeführt worden sind, beziehungsweise auf die zugehörigen Publikationen.

2 DAS DYNAMISCHE SYSTEM "BRÜCKE"

Verglichen mit einem Fahrzeug ist eine Brücke ein einfaches System: Ihre dynamischen Eigenschaften sind im wesentlichen linear und zeitinvariant. Die Streuungen der dynamischen Charakteristika einer Brücke, die natürlich immer auftreten, mögen im Zusammenhang mit "Health Monitoring" von Interesse sein; im vorliegenden Zusammenhang sind sie es nicht.

Von zentraler Bedeutung ist die Grundfrequenz einer Brücke. Die zugehörige Schwingungsform ist immer einfach (keine Knoten in den Brückenfeldern) und damit empfänglich für die Anregung durch dynamische Radlasten. Die zugehörige Dämpfung streut für Betonbrücken im Bereich $\zeta = 0.5...2\%$. Weil wir es hier mit transienten Vorgängen zu tun haben, spielt die Dämpfung eine sekundäre Rolle.

Die Grundfrequenz der Strassenbrücken in der Schweiz liegt schwergewichtig im Bereich von $f = 2...4$ Hz (Abb. 1).

Der Aufwand, der für die experimentelle Bestimmung der dynamischen Charakteristika einer Brücke getrieben werden muss, hängt von der Komplexität der Tragstruktur und den Anforderungen ab.

Im Falle eines geraden, einfachen Balkens genügt es, in einem Punkt den Ausschwingvorgang der Brücke nach der Überfahrt eines Fahrzeuges zu messen und (allenfalls von Hand) zu analysieren (Abb. 2).

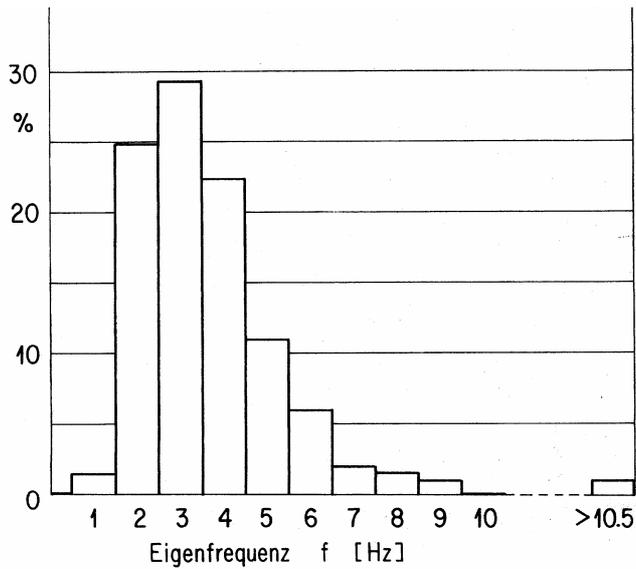
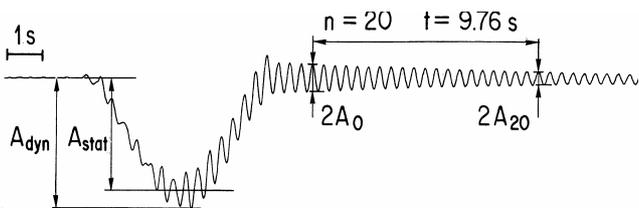


Abb. 1: Grundfrequenz von 202 Betonbrücken in der Schweiz (Cantieni (1992)).



$$f = \frac{n}{t} \quad \delta = \frac{1}{20} \ln \frac{A_0}{A_{20}} \quad \phi = \frac{A_{dyn} - A_{stat}}{A_{stat}} \cdot 100$$

$$f = 2.05 \text{ Hz} \quad \delta = .040 \quad \phi = 17 \%$$

Abb. 2: Bestimmung von Grundfrequenz f, log. Dämpfungsdekrement δ und dynamischem Inkrement ϕ (Durchbiegungssignal eines einfachen Balkens).

Für komplexere Tragwerke, falls neben der Grund- auch höhere Eigenfrequenzen sowie die zugehörigen Schwingungsformen und Dämpfungsgrößen von Interesse sind, bieten sich zwei Methoden an:

- Forced Vibration Testing (FVT) und
- Ambient Vibration Testing (AVT).

Beiden Methoden gemeinsam ist, dass die Anzahl der Messpunkte durch Umsetzen der Aufnehmer beliebig hoch getrieben werden kann. Je höher diese Anzahl, desto besser die grafische Auflösung der Eigenformen. Als Bezugspunkt für das Zusammensetzen insbesondere der Eigenformen dient bei FVT das Kraftsignal, bei AVT das (bzw. die) Referenzpunktsignal(e). Diese Methoden sollen anhand der Deibüel-Brücke (Abb. 3 und 4), die weiter unten auch für die Diskussion von Interaktionsphänomenen verwendet wird, kurz vorgestellt werden.

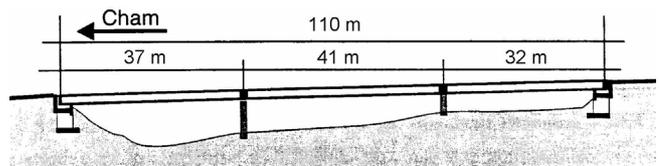


Abb. 3: Deibüel-Brücke: Längsschnitt. Querschnitt: einzelliger Kasten, 12 m breit, 1.8 m hoch. Spannbeton.

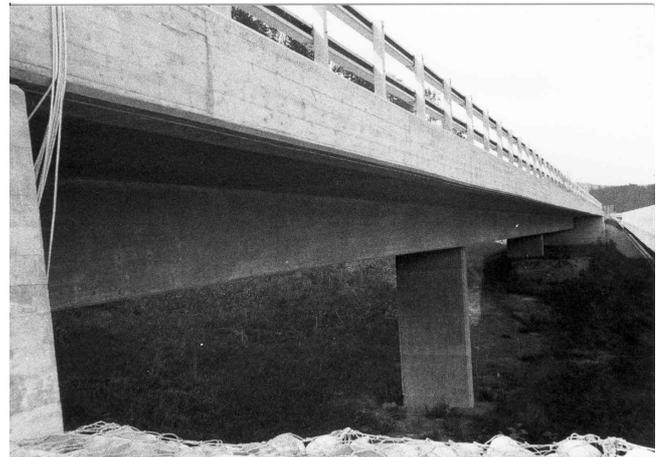


Abb. 4: Deibüel-Brücke.

Bei der FVT-Methode wird die Brücke mittels eines Erregers zu Schwingungen angeregt. Für die Anregung von Brücken mit einer Grundfrequenz $f = 2 \dots 4$ Hz ist die Verwendung eines servohydraulischen Erregers angezeigt. Andere Methoden können für Brücken mit einer Grundfrequenz ausserhalb dieses Bandes verwendet werden (z.B. Impulsanregung für höhere Frequenzen). Mit servohydraulischen Erregern können schmalbandige Sinus- oder breitbandige Rauschsignale erzeugt werden. Durch zweckmässige Wahl der Dauer der Anregung kann die Qualität der Resultate beeinflusst werden.

Die Vorteile der FVT-Methode:

- Die anregende Kraft wird mitgemessen, so dass die modalen Resultate bezüglich Masse und Steifigkeit skaliert sind. Sie können deshalb direkt für die Aufdatierung von FE-Modellen verwendet werden.
- Wenn die anregende Kraft wesentlich grösser als die Störkräfte ist, resultieren rein physikalische Eigenschwingungen.

Die Nachteile der FVT-Methode:

- Der Aufwand für die Erzeugung der künstlichen Anregung ist gross (Abb. 5 und 6),
- Störende Anregungsquellen müssen ausgeschaltet werden. Für Strassenbrücken empfiehlt es sich deshalb, den Verkehr während der Messungen zu unterbrechen.



Abb. 5: Servohydraulischer Schwingungserreger.

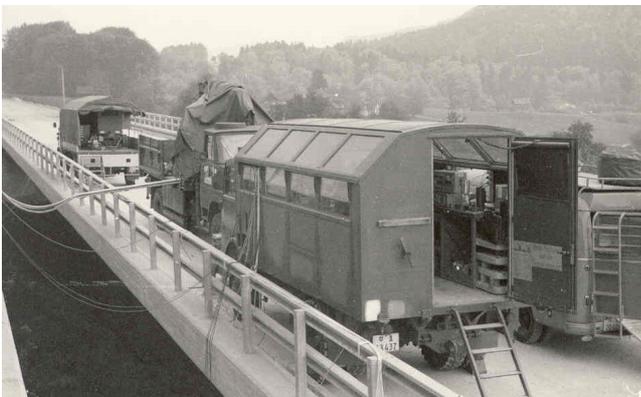


Abb. 6: Infrastruktur für den Schwinger.

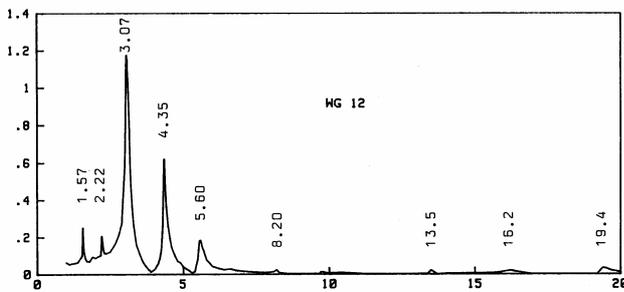


Abb. 7: Deibüel-Brücke; Spektrum für harmonische Anregung.

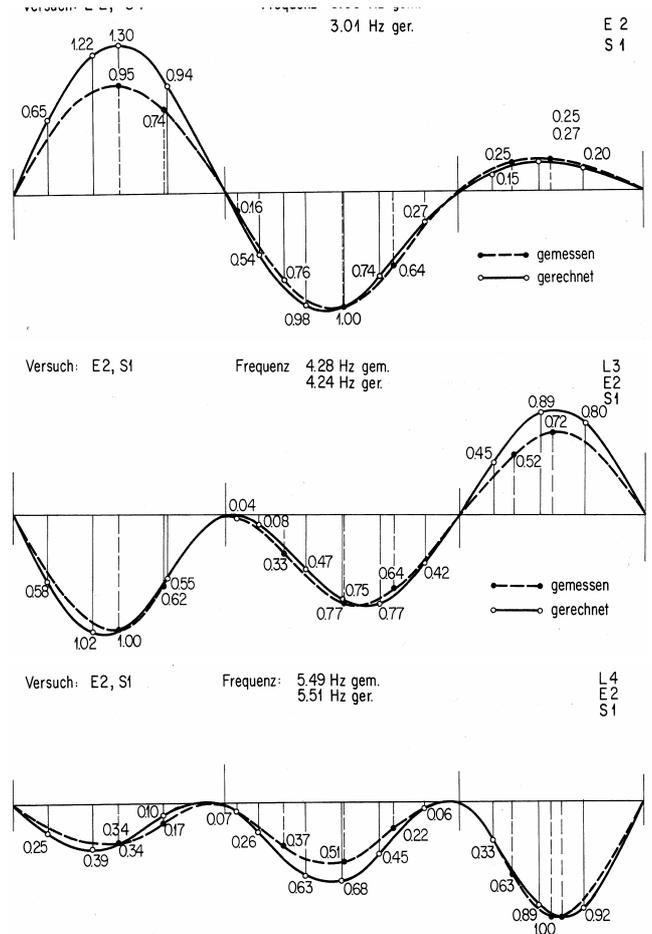


Abb. 8: Deibüel-Brücke: Erste drei Eigenfrequenzen und Eigenformen (hier im Vergleich mit den Resultaten einer numerischen Berechnung).

Bei der AVT-Methode werden jene Tragwerksschwingungen gemessen, die durch ambiente Erregungen (z.B. Wind, Verkehr usw.) erzeugt werden.

Die Vorteile der AVT-Methode:

- Keine künstliche Anregung erforderlich, deshalb deutlich weniger aufwendig als FVT,
- Besonders geeignet für tieffrequente Tragwerke ($f < 1$ Hz), für die eine künstliche Anregung praktisch nicht möglich ist,
- Für Strassenbrücken: Messung unter Verkehr möglich.

Die Nachteile der AVT-Methode:

- Die modalen Resultate sind unskaliert,
- Es ist nicht immer leicht, physikalische und Noise Modes auseinander zu halten.

Ein Vergleich der Resultate von FVT- (Abb. 7 und Abb. 8) und AVT-Versuchen an der Deibüel-Brücke kann (Felber et al (1996)) entnommen werden.

3 DAS DYNAMISCHE SYSTEM "FAHRZEUG"

Ein schweres Strassenfahrzeug setzt sich im wesentlichen aus den folgenden Elementen zusammen:

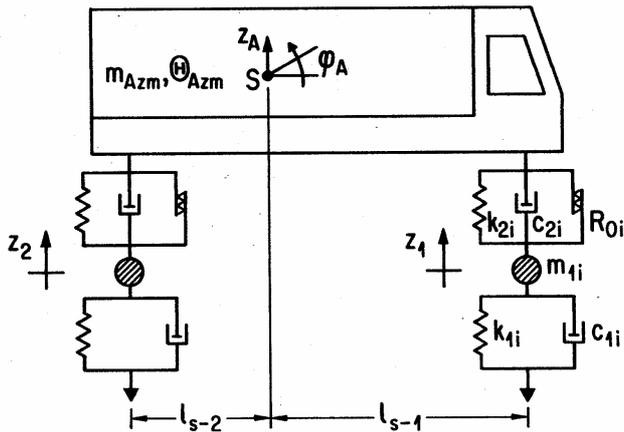


Abb. 9: Schematisches Modell eines Zweiachsers.

- Aufbaumasse,
- Aufbau-Aufhängung,
- Achsmasse ("ungefederte" Masse),
- Reifen.

Mit Ausnahme der Aufbau-Aufhängung sind diese Elemente mehr oder weniger zeitinvariant und linear. Bei den Reifen spielt der Reifendruck eine gewisse Rolle; die Reifendämpfung ist zu gering, um wichtig zu sein. Das kritische Element ist die Aufbau-Aufhängung. Sie besteht aus Feder- und Dämpferelementen. Hier ist zwischen Blattfederungen und modernen Aufhängungen zu unterscheiden.

Eine Blattfeder federt und dämpft gleichzeitig. Dies allerdings nur, wenn die Anregung eine gewisse Intensität überschreitet. Eine Blattfeder wird erst aktiv, wenn die Reibung zwischen den einzelnen Federblättern überwunden wird. Ansonsten ist sie blockiert, d.h. die Reifen sind dann das einzige Feder/Dämpfer-Element des Systems "Fahrzeug", das dynamisch aktiv ist. Dies führt dazu, dass die dynamischen Charakteristika eines blattgefederten Fahrzeuges sehr stark nicht-linear sind. Je nach Fahrgeschwindigkeit und Fahrbahnebenheit ist die Blattfeder blockiert, teilweise oder vollständig aktiv.

Bei modernen Aufhängungen wie beispielsweise "Low-Friction" oder Luftfedern sind die Feder- und Dämpferelemente immer aktiv.

Für die experimentelle Bestimmung der dynamischen Charakteristika eines Lastwagens stehen im Prinzip wiederum zwei Methoden zur Verfügung:

- Prüfstandversuch ("FVT"), und
- Fahrversuch ("AVT").

Bei der FVT stellt man das Fahrzeug auf eine serwohydraulische Anlage und erregt es künstlich.



Abb. 10: Harmonische Anregung der Hinterachse.

Bei der AVT misst man die dynamischen Radlasten während der Fahrt auf einer natürlichen Fahrbahn.

Im Falle der hier diskutierten EMPA-Versuche wurden verschiedene blattgefederte, zweiachsige Lastwagen in der Versuchsanlage der Firma Magirus-Deutz in Ulm einem FVT-Versuch unterworfen (Cantieni (1992)). Dabei konnte jeweils eine Achse des Fahrzeuges harmonisch, mit über den Frequenzbereich konstanter Amplitude angeregt werden. Das Resultat: Ein schweres Fahrzeug weist zwei grundsätzlich zu unterscheidende, dynamische Verhaltensmuster auf:

- Aufbaueigenschwingungen (Hub- oder Nickschwingungen), $f = 1.5...3$ Hz,
- Achseigenschwingungen, $f = 7...15$ Hz.

Bei Aufbauschwingungen bewegt sich primär die Aufbaumasse. Die Frequenz liegt bei aktiver Aufbaufeder bei $f = 1.5...2$ Hz, bei blockierter Aufbaufeder bei $f = 2.5...3$ Hz. Die Aufbaumasse schwingt in letzterem Fall lediglich auf der Reifenfeder. Bei Achseigenschwingungen bewegt sich der Aufbau nicht, die Achsmasse dagegen bewegt sich zwischen Aufbau und Fahrbahnoberfläche hin und her. Die Aufbaufeder muss aktiv sein. Die Frequenz liegt im Bereich $f = 7...15$ Hz.

Mit einer Anregungsamplitude von 3...5 mm wird eine Blattfeder im Bereich der Aufbauschwingungen ($f = 2.5...3$ Hz) nicht aktiviert; das Fahrzeug schwingt lediglich auf den Reifen (Abb. 11). Eine Aktivierung der Blattfeder wird dagegen im Bereich der Achseigenschwingungen ($f \approx 12$ Hz) erzwungen.

Untersucht man das Unebenheitsspektrum einer natürlichen Fahrbahn, stellt man fest, dass langwellige Unebenheiten wesentlich grössere Amplituden aufweisen als kurzwellige (Abb. 12).

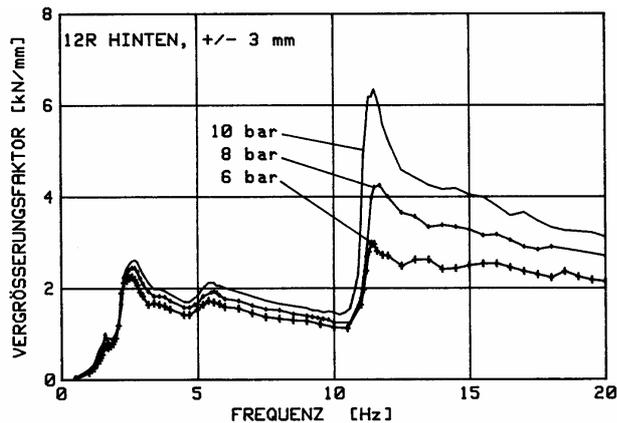


Abb. 11: Harmonische Anregung der Hinterachse. Anregungsamplitude konstant, Reifendruck variabel.



Abb. 13: Optoelektronische Systeme für die Messung dynamischer Radlasten, hier an den beiden Hinterrädern eines Zweiachsers. Sender vertikal.

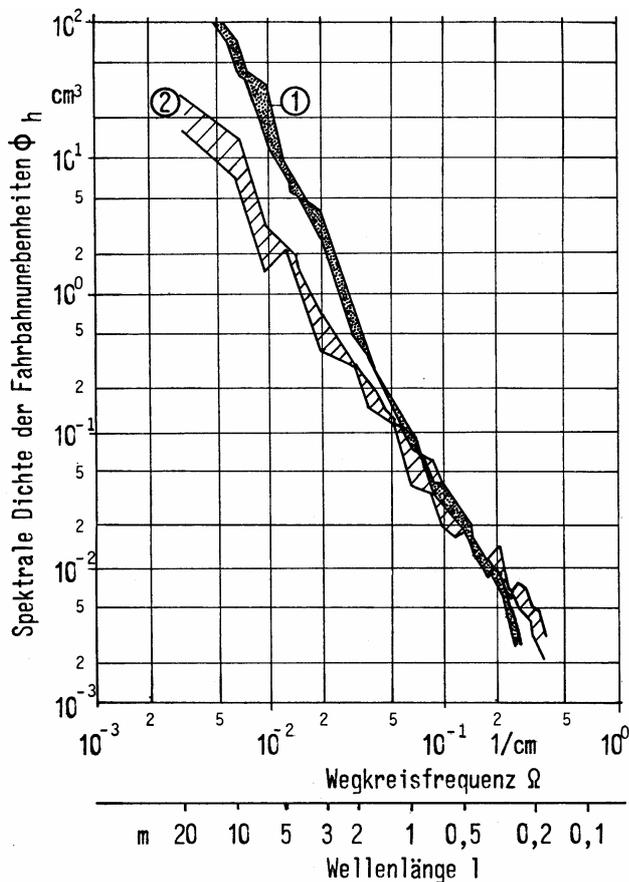


Abb. 12: Unebenheitsspektren zweier Fahrbahnbeläge.

Bei nicht-linearen Aufhängungen ist es deshalb notwendig, die Amplitudenverteilung der Anregung auf die tatsächlichen Verhältnisse abzustimmen. Die ermittelten Spektren gelten dann jeweils für eine bestimmte Kombination Belag/Fahrgeschwindigkeit.

Die Anwendung der AVT-Methode zur Bestimmung der dynamischen Charakteristika der Radlasten schwerer Fahrzeuge setzt voraus, dass eine Vorrich-

tung verfügbar ist, mit der dynamische Radlasten während der Fahrt gemessen werden können. Dazu stehen verschiedene Technologien zur Verfügung.

Die aufwendigste besteht darin, die Radnabe(n) mit Dehnmessstreifen zu bestücken und zweckmässig zu kalibrieren (Beispiel: Daimler-Benz). Diese Methode ist sehr exakt und erfasst neben den vertikalen auch horizontale Radkräfte. Ihr Hauptnachteil ist, dass ein bestimmtes Fahrzeug instrumentiert wird und damit Parametervariationen nur begrenzt möglich sind.

Eine andere Methode arbeitet mit einer Kombination von Dehnmessstreifen auf der Nabe und Beschleunigungssensoren auf der Fahrzeugachse (Beispiel: NRC, Canada). Hier ist man wiederum auf ein bestimmtes Fahrzeug beschränkt. Allerdings können beim NRC-Versuchsfahrzeug die Aufbauaufhängungen ausgewechselt werden. Dieser Umstand wurde beim OECD DIVINE Projekt ausgenutzt (Cantieni et al (2000)).

Ferner kann man sich den Umstand zu Nutze machen, dass die vertikale dynamische Radlast indirekt über die Verformung der Reifen gemessen werden kann. Das von der Firma Jenzer AG im Auftrag der EMPA entwickelte, optoelektronische System misst den Abstand zwischen der Fahrzeugachse und der Belagsoberfläche, indem ein Infrarotsender einen Fleck auf der Fahrbanoberfläche erzeugt und eine Kamera die Lage dieses Flecks erfasst. Sender und Kamera sind unter einem Winkel von 45 Grad angeordnet (Abb.13). Die geometrische Nichtlinearität des Verfahrens wird elektronisch kompensiert.

Die Abbildungen 14 und 15 zeigen Frequenzspektren der dynamischen Radlast für die vier Räder eines blattgederten Zweiachsers. Es ist deutlich zu erkennen, dass die dominanten Frequenzen mit Zunahme der Geschwindigkeit zu tieferen Werten tendieren.

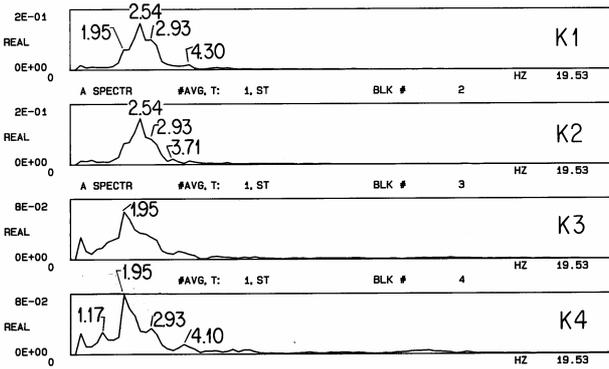


Abb. 14: Radlastspektren für $v = 23$ km/h (K1 und K2: hinten links und rechts, K3 und K4 vorne links und rechts).

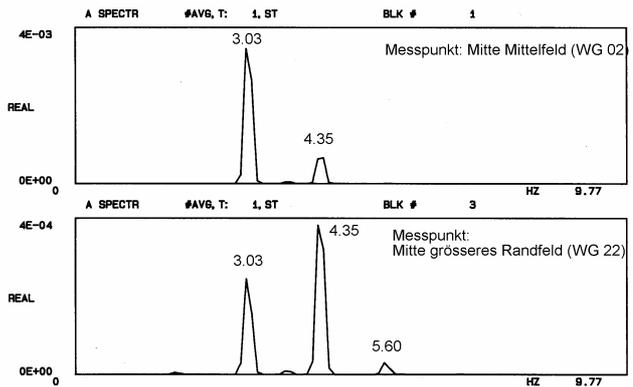


Abb. 17: Frequenzspektren der frei ausschlagenden Deibüel-Brücke (Durchbiegung).

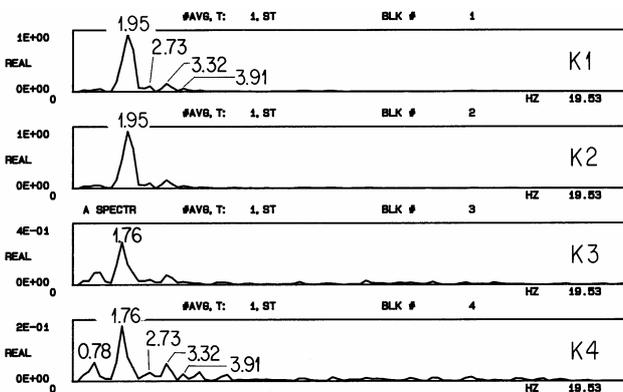


Abb. 15: Radlastspektren für $v = 63$ km/h.

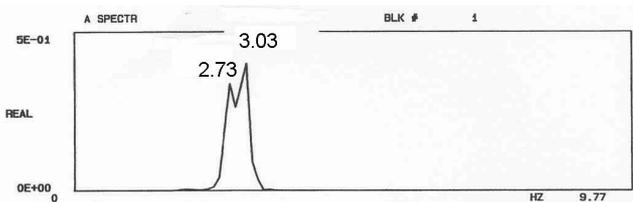


Abb. 18: Frequenzspektrum der Brücke (Durchbiegung im Mittelfeld) während der Überfahrt eines Zweiachsers.



Abb. 16: Elektronik in der Fahrerkabine.

4 FAHRZEUG-BRÜCKEN-INTERAKTION

Um Interaktionsprozesse experimentell untersuchen zu können, müssen Brücke und Fahrzeug zweckmässig instrumentiert werden. Ferner müssen die gemessenen dynamischen Radlasten vom Fahrzeug zur Messzentrale übertragen werden, wo sie simultan mit den Brückenreaktionen aufgezeichnet werden. Dies

kann mittels eines Radiotelemetrie-Links geschehen. Die Abbildung 16 zeigt, dass in einem Fahrzeug dann doch einige Elektronik mitgeführt werden muss.

Die Problematik der Fahrzeug-Brücken-Interaktion wird in der Folge anhand einiger an der Deibüel-Brücke durchgeführter Versuche diskutiert.

Die Analyse eines Ausschwingvorganges der Deibüel-Brücke ergibt, dass, wie erwartet, die drei ersten Grundschwingungen der Brücke (3.03 Hz, 4.35 Hz, 5.6 Hz) vorhanden sind (Abb.17). Je nach Lage des Messpunktes sind sie an der Bewegung unterschiedlich stark beteiligt.

Analysiert man die Durchbiegung der Brücke während der Überfahrt, kann beobachtet werden, dass neben der Grundschwingung weitere Schwingungen im Bereich von $\Delta f = \pm 0.3$ Hz auftreten. Ein Beispiel dazu zeigt Abb. 18. In der Abbildung 19 sind solche Brückenspektren in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit dargestellt (ein eigentlich kontinuierliches Spektrum wurde dabei auf einige wenige Spitzenwerte reduziert). Es ist deutlich zu erkennen, dass die Peak-Frequenz der Brückenreaktion in einem Band von rund $\Delta f = \pm 0.3$ Hz Breite um die Grundfrequenz der Brücke auftritt. Weitere sekundäre Peaks treten im Bereich der zweiten und dritten Eigenfrequenz der Brücke auf.

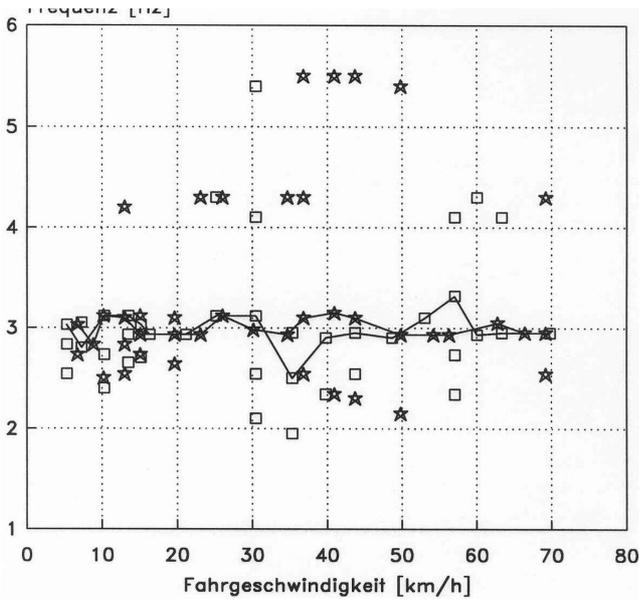


Abb. 19: Brückenreaktionsspektren (Mitte des mittleren Feldes) in Funktion der Fahrgeschwindigkeit .

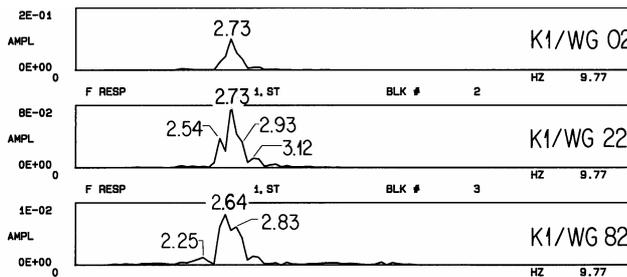
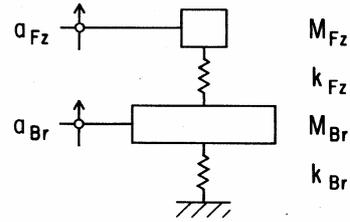


Abb. 20: Kreuzleistungsspektren "dynamische Radlast"/"Durchbiegung der Brücke", $v = 17$ km/h. K1 = Hinterrad links, WG XX = Durchbiegung in der Mitte der drei Brückenfelder.

In einem nächsten Analyseschritt können aus dynamischen Radlast- und Durchbiegungssignalen der Brücke Kreuzleistungsspektren berechnet werden (Abb. 20). Diese Spektren geben an, bei welchen Frequenzen sowohl die Brücke als auch das Fahrzeug dynamisch aktiv sind. Stellt man diese Interaktionsspektren als Funktion der Fahrgeschwindigkeit dar, erhält man ein ähnliches Bild, wie es in Abb. 19 für die Brückenspektren gezeigt wird.

Wie können diese Frequenzverschiebungen erklärt werden? Zunächst ergibt eine entsprechende Rechnung, dass der Masseneffekt im Fall der Deibüel-Brücke bei Überfahrt eines 16-t-Zweiachser für eine solche Erklärung nicht genügt. Die zugehörige Frequenzverschiebung beträgt rund $\Delta f = 0.06$ Hz.

Als etwas komplizierteres Modell bietet sich an, Fahrzeug und Brücke je als ungedämpften Einmassenschwinger zu modellieren und das Verhalten bei Koppelung der beiden Schwinger zu untersuchen. Die



Die entkoppelten Systeme :

Brücke : $M_{Br} = 442.6 \cdot 10^3$ kg
 $k_{Br} = 160.2 \cdot 10^6$ N/m
 $f_{Br} = 3.03$ Hz

Fahrzeug : $M_{Fz} = 16.5 \cdot 10^3$ kg
 $f_{Fz} = 3.03$ Hz
 $\rightarrow k_{Fz} = 6.0 \cdot 10^6$ N/m

Das gekoppelte System :

$$(\omega^2)^2 - \left(\frac{k_{Br} + k_{Fz}}{M_{Br}} + \frac{k_{Fz}}{M_{Fz}} \right) \omega^2 + \frac{k_{Br} \cdot k_{Fz}}{M_{Br} \cdot M_{Fz}} = 0$$

$$\rightarrow \begin{cases} f_1 = 3.33 \text{ Hz} \\ f_2 = 2.75 \text{ Hz} \end{cases}$$

Abb. 21: Zweimassenschwinger Fahrzeug-Brücke.

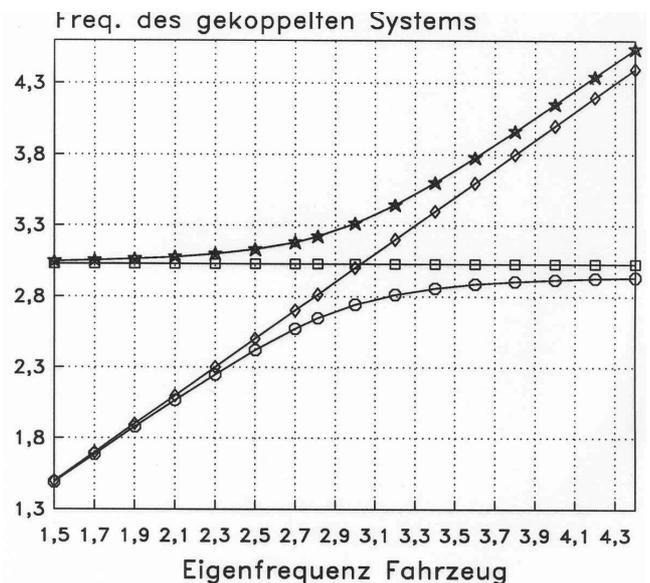


Abb. 22: Koppelungsverhalten bei konstanter Brücken- und variabler Radlastfrequenz.

Steifigkeit der Reifenfeder ist dabei die Systemvariable. Abb. 21 zeigt das Modell für den Fall gleicher Grundfrequenz für die beiden Einmassenschwinger. Man erhält ein System mit zwei Eigenfrequenzen, die je um etwa 0.25 Hz beidseits der gemeinsamen Grundfrequenz liegen. Abb. 22 zeigt den Einfluss der Radlastfrequenz auf das Koppelungsverhalten.

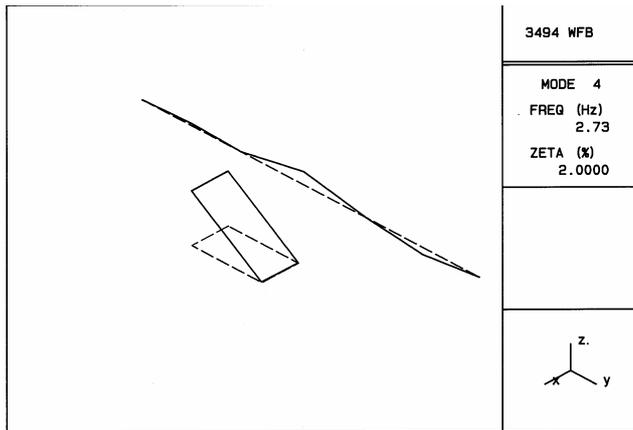


Abb. 23: Interaktionsformen bei $f = 2.73$ Hz.

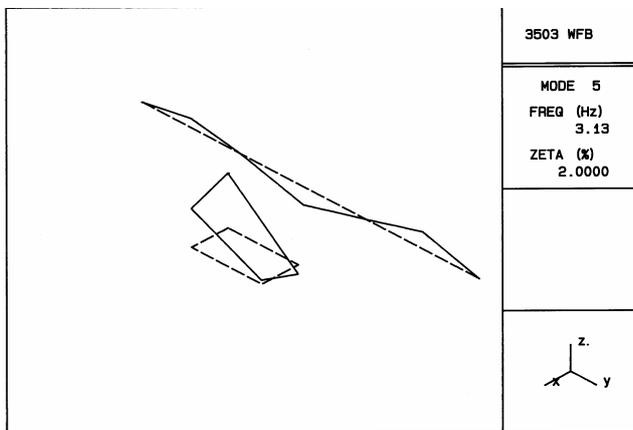


Abb. 24: Interaktionsformen bei $f = 3.13$ Hz.

Eine Bestätigung, dass das Zweimassenmodell die tatsächlichen Verhältnisse zumindest qualitativ nicht allzu schlecht erfasst, liefert die Untersuchung der Phasenlage (Abb. 23 und 24): Wie für das Modell bewegen sich Brücke und Fahrzeug in Phase (2.73 Hz) beziehungsweise in Gegenphase (3.13 Hz).

5 FOLGERUNGEN

Eine dynamische Interaktion zwischen Brücke und Fahrzeug tritt auf, wenn die Grundfrequenz der Brücke und die dominante Frequenz der dynamischen Radlasten ähnlich sind. Für Fahrzeuge, deren Aufbau-Aufhängung blockieren kann, betrifft dies den Frequenzbereich um 3 Hz. Die Massen- und Steifigkeitsverhältnisse für die Systeme "Brücke" und "Fahrzeug" sind dann so, dass eine dynamische Koppelung auftreten kann. Ob dies auch für den Frequenzbereich 1.5...2 Hz möglich ist, d.h. für Fahrzeuge mit immer aktiver Aufbau-Aufhängung und Brücken mit einer grössten Spannweite von mindestens 60 m, bleibt noch nachzuweisen. Bei den Versuchen, die in (Cantieni et al (2000)) beschrieben sind, traten mit der

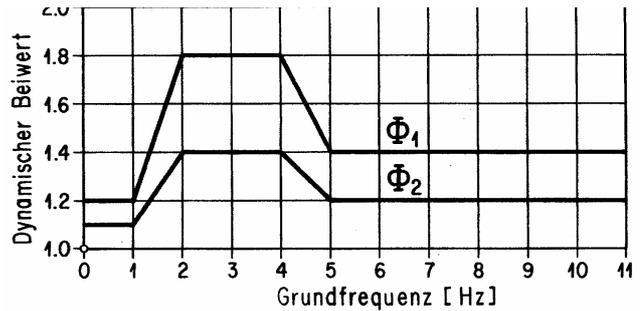


Abb. 25: Normvorschlag für dynamische Beiwerte (SIA).

Telemetrie Schwierigkeiten auf, die eine zweckmässige Auswertung der Versuche verhinderten. Dagegen enthält dieser Bericht eine detaillierte Diskussion der Interaktion im Bereich der Achseigenfrequenzen, auf die hier aus Platzgründen verzichtet werden muss.

6 NORMUNG

Der in Abb. 25 gezeigte Vorschlag für die Definition des dynamischen Beiwertes wurde 1985 für die SIA-Lastnorm 160/89 gemacht. Er wurde in der Folge als zu kompliziert verworfen, findet aber heute Anwendung bei der Nachrechnung bestehender Brücken. Die Tendenz ist heute, dynamische Beiwerte diskret in den statischen Lastmodellen verschwinden zu lassen. Leider gilt dies auch für Länder, die dynamische Beiwerte, wie sie in der Abb. 25 gezeigt sind, in ihren Normen benützten (Kanada, Australien). Betroffen ist aber auch die EU und damit auch die Schweiz. Trotz ausführlicher Untersuchungen an der RWTH Aachen gibt es in den Eurocodes keine dynamischen Beiwerte für Strassenlasten mehr. Damit gibt es auch keine Möglichkeit mehr, im Bedarfsfall die Lastproblematik detailliert in "statisch" und "dynamisch" zu zerlegen.

LITERATUR

Cantieni, R. (1992), Beitrag zur Dynamik von Strassenbrücken unter der Überfahrt schwerer Fahrzeuge, EMPA Bericht Nr. 220.

Cantieni, R. & Krebs, W. & Heywood, R. (2000), OECD IR6 DIVINE Project - Dynamic Interaction Between Vehicle and Infrastructure Experiment - Element 6, Bridge Research - Final Report, EMPA Test Report No. 153'031.

Felber, A.J. & Cantieni, R. (1996), Introduction of a New Ambient Vibration Testing System - Description of the System and Seven Bridge Tests, EMPA Test Report No. 156'521.

Stokes, G.G. (1849), Discussion of a Differential Equation Relating to the Breaking of Railway Bridges, Trans. of the Cambridge Philosophical Society VIII, Part V, No. LII.

Willis, R. (1851), An Essay on the effects Produced by Causing Weights to Travel Over Elastic Bars, Published as an Addendum to Barlow, P., A Treatise on the Strength of Timber, Cast and Malleable Iron. John Weale, London.

Zur Festlegung des „dynamischen Beiwerts“ bei der Überprüfung von Strassenbrücken

Hannes Ludescher und Eugen Brühwiler
Lehrstuhl für Erhaltung, Konstruktion und Sicherheit von Bauwerken ENAC - IS - MCS
Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne EPFL

1 EINLEITUNG

Bereits in der ersten Schweizer Lastnorm von 1892 fand sich ein Vergrößerungsfaktor, mittels dessen die angegebenen Kennwerte der Verkehrslasten zu vergrössern waren. In der Norm von 1956, nach der mit Abstand die meisten Schweizer Brücken bemessen wurden, betrug der „Stosszuschlag“ je nach Spannweite ca. 10 bis 30%. Umfangreiche Messkampagnen liessen diese Werte als wesentlich zu tief erscheinen, und die Norm von 1989 legte schliesslich einen Zuschlag von 80% fest, der jedoch nur auf einen Teil der Verkehrslastmodelle anzuwenden war. In der Folge stellte sich die Frage, ob die vor diesem Zeitpunkt mit geringeren Werten bemessenen Brücken, welche ca. 90% des Schweizer Bestands ausmachen, angesichts ständig zunehmender Verkehrslasten noch als sicher beurteilt werden können.

Während das dynamische Verhalten von Strassenbrücken bei der Überfahrt von Fahrzeugen experimentell ausgiebig studiert wurde (z.B. Billing et al. (1990), Cantieni et al. (1983)), fand die Umsetzung der gewonnenen Erkenntnisse auf die Bemessung und Überprüfung von Brücken bisher wenig Beachtung. In Versuchen wurde in der Regel die Wirkung relativ leichter Einzelfahrzeugen untersucht. Bei der Überprüfung geht es jedoch um den Nachweis der Tragsicherheit unter extrem hoher Belastung. Dabei spielt das plastische Verhalten der Brücke im Bruchzustand eine entscheidende Rolle.

Der nachfolgende Beitrag soll ein grundsätzliches Verständnis der dynamischen Phänomene im System Brücke + Fahrzeug vermitteln und geht vertieft auf deren Relevanz im Zusammenhang mit dem Nachweis der Tragsicherheit von Strassenbrücken ein. Um den Rahmen dieses Aufsatzes nicht zu sprengen, beschränken sich die Betrachtungen auf elastisches Verhalten. Der Einfluss des Bruchverhaltens wird eingehend in Ludescher et al. (2003) behandelt.

2 LOKALE UND GLOBALE BEANSPRUCHUNG

Die Festlegung „dynamischer Beiwerte für Strassenbrücken beruht traditionellerweise auf der experimentellen Untersuchung der Wirkung von Fahrzeugen, welche durch Fahrbahnunebenheiten angeregt werden. Dabei wird vernachlässigt, dass auch andere Szenarien zu einer Vergrößerung der Verkehrslasten führen können:

- Horizontale Beschleunigungen, wie Antriebsbeschleunigung, Bremsverzögerung und Zentripetalbeschleunigung
- Fahrbahngefälle, quer wie längs
- Wind, im speziellen Seitenwind und Gegenwind
- Ungenügende Lastausgleichsvorrichtungen bei Achsgruppen
- Ungleichmässige Beladung
- Ungleichförmigkeiten der Räder
- Unfall

Die meisten der genannten Szenarien bewirken eine Gewichtsverlagerung, welche wie im Beispiel von Fahrbahngefälle nicht einmal dynamischer Natur sein muss. Daher wird in der Folge nicht von einem „dynamischen Beiwert“, sondern allgemein von einem „Vergrößerungsfaktor“ gesprochen. Auch wenn das gesamte Fahrzeuggewicht bei Gewichtsverlagerung nicht erhöht wird, können einzelne Szenarien zu massiv vergrösserten Radkräften führen, was für den Nachweis der lokalen Beanspruchung von Bedeutung ist. Zu berücksichtigen ist hierbei, dass sich die Wirkung mehrerer Szenarien überlagern kann.

Vor allem im Fall von Fahrbahnunebenheiten kommt es zu Fahrzeugschwingungen, was gerade bei Hubschwingungen zu einer dynamischen Vergrößerung des gesamten Fahrzeuggewichts zur Folge hat. Wenn sich Fahrzeugschwingungen auf die Brücke übertragen, dann kann es *zusätzlich zur Lastvergrößerung zu einer Vergrößerung der Beanspruchung durch Schwingungen des Tragwerks* kommen. Von

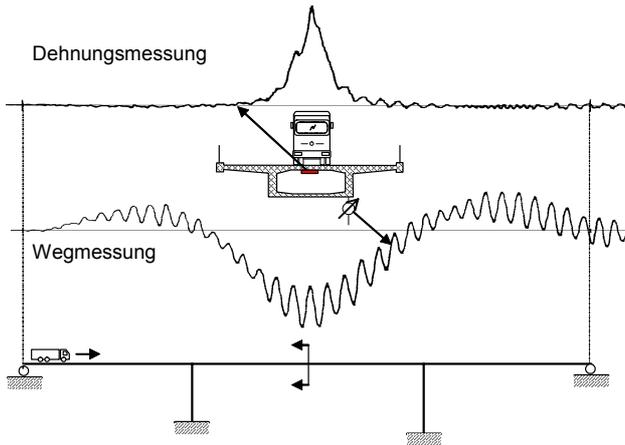


Abb. 1: Dynamische Effekte in der lokalen und globalen Beanspruchung (Messungen Cantieni (1988))

Bedeutung ist dies bei der „globalen“ Beanspruchung der Längsträger. Die Elemente der Fahrbahn, welche der Lastabtragung in Querrichtung dienen, haben sehr kurze Einflusslängen und nehmen die Wirkung von mehr als ca. 3 m entfernten Fahrzeugen kaum mehr wahr. Dies gilt auch für die auf das Tragwerk übertragenen Schwingungen (siehe Abb. 1). Massgeblich für die Festlegung des Vergrößerungsfaktors für die Überprüfung der lokalen Beanspruchung wird somit die Lastvergrößerung einzelner, extrem schwerer Achsen oder Achsgruppen, wobei das dynamische Verhalten des Tragelements vernachlässigt werden kann. In der Folge wird nur noch auf den Nachweis der Längsträger eingegangen, für welche das dynamische Verhalten der Brücke von Relevanz ist.

3 FAHRZEUG – BRÜCKE WECHSELWIRKUNG

Von Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung spricht man, wenn sich die dynamischen Systeme gegenseitig beeinflussen. Nachfolgend wird darauf eingegangen, unter welchen Bedingungen Brücken massgeblich zu Schwingungen angeregt werden und welche Bedeutung dies für den Nachweis der Tragsicherheit hat. Die Betrachtungen setzen linear elastisches Verhalten voraus und sind strikt genommen nur für Belastungen auf Gebrauchsniveau gültig.

Für das Verständnis der Wechselwirkungen sowie des Einflusses der verschiedenen Parameter ist ein einfaches Modell sehr hilfreich. Die Entwicklung und Anwendung eines Modells setzt ein vertieftes Verständnis jener Phänomene voraus, die bei der Fahrt eines Fahrzeugs über eine Brücke auftreten. Es lässt sich unterscheiden zwischen der Wirkung der Lastbewegung, dem Einfluss von Fahrzeugmasse und -steifigkeit sowie dem Einfluss der Fahrzeugposition auf das Systemverhalten.

Wirkung der Lastbewegung: Durch die Ortsveränderung der Fahrzeuglast wird die Brücke zu unterschiedlichen Zeitpunkten unterschiedlich belastet, wodurch die Brücke zu Schwingungen angeregt wird. Dieser Effekt wird maximal, wenn die Zeit für die Überquerung eines Feldes gleich der halben Periode der 1. Eigenform ist. Nimmt man für eine typische Strassenbrücke mit Spannweiten von 35 m eine Grundfrequenz von 3 Hz an, dann beträgt die kritische Geschwindigkeit 750 km/h. Das Beispiel zeigt, dass dieser Effekt bei Strassenbrücken gering ist.

Einfluss von Fahrzeugmasse und -steifigkeit auf das Systemverhalten: Das Fahrzeug hat aufgrund seiner Masse bzw. aufgrund der Kräfte, die es auf die Brücke ausübt, einen Einfluss auf die Eigenformen der Brücke. Umgekehrt ändern sich die Eigenfrequenzen des Fahrzeugs, wenn es anstatt auf festem Untergrund auf einem flexiblen Brückenträger schwingt. Dieser Effekt ist stark abhängig vom Massenverhältnis sowie vom Steifigkeitsverhältnis zwischen Brücke und Fahrzeug. Zur Veranschaulichung dieses Effekts zeigt Abb. 2 die Veränderung der Grundfrequenz eines Zweimassenschwingers in Funktion des Massen- und Steifigkeitsverhältnisses (m_{Fz} / f_{Fz} : modale Masse / Eigenfrequenz der dominanten Eigenschwingungsform des ungekoppelten Fahrzeugs, m_{eff} / f_{Br} : wirksame Masse / Grundfrequenz der unbelasteten Brücke).

Durch die Präsenz eines Fahrzeugs auf einer Brücke wird deren Grundfrequenz immer reduziert, und zwar je mehr desto schwerer und weicher das Fahrzeug ist. Bei sehr steifen Federungen besteht die Wirkung nur in einer Vergrößerung der Brückenmasse. Weiche Federungen führen zu starken Schwingungen des Fahrzeugs, was zu einer dynamischen Vergrößerung von dessen Masse führt. Entsprechend addiert sich deren Masse mit einem Vergrößerungsfaktor behaftet zur Brückenmasse. Für leichte Fahrzeuge (Masse kleiner als 10 % der wirksamen Masse der Brücke) ist dieser Effekt gering.

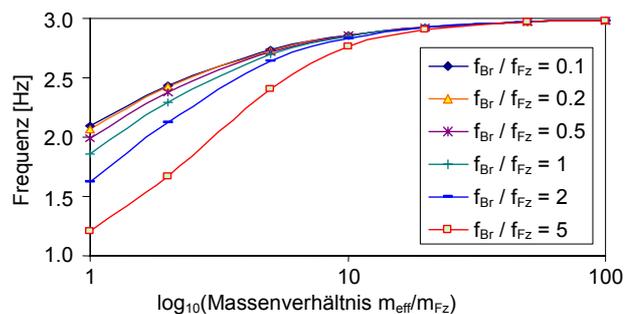


Abb. 2: Variation der Grundfrequenz eines (ungedämpften) Zweimassenschwingers in Abhängigkeit des Massen- und Steifigkeitsverhältnisses

Einfluss der Fahrzeugposition auf das Systemverhalten: Die Veränderung der Fahrzeugposition auf der Brücke bewirkt, dass sich nicht nur ständig die dynamischen Kennwerte des Systems Fahrzeug-Brücke verändern, sondern dass auch die Intensität der Anregung variiert (Abb. 3). Solange sich ein Fahrzeug in der Nähe der Auflager (Widerlager, Stützen) befindet, spürt die Brücke wenig vom Fahrzeug und umgekehrt. Befindet sich das Fahrzeug in Feldmitte, dann entfaltet sich die stärkste Wechselwirkung des Fahrzeugs mit der Brücke, welche dann zumeist in ihrer ersten Eigenform schwingt. Für Positionen dazwischen nimmt der Einfluss ab, es kommt jedoch zu einer mehr oder weniger starken Anregung höherer Eigenschwingungsformen der Brücke.

3.1 Anregung des Systems Fahrzeug + Brücke

Massgeblich für die Anregung von Fahrzeug und Brücke sind grundsätzlich zwei vertraute Phänomene der Dynamik: Resonanz und Stoss. Zu *resonanzartiger Anregung* kann es kommen, wenn das Längsprofil der Fahrbahn periodische Unebenheiten aufweist, welche bei der Überfahrt des Fahrzeugs mit einer bestimmten, „kritischen“ Geschwindigkeit genau eine Anregung des Systems Brücke + Fahrzeug in dessen Grundfrequenz bewirken. Offensichtlich ist die Anregung je stärker, desto ausgeprägter die Unebenheiten sind und je länger die Brücke ist, d.h. je mehr Anregungszyklen übertragen werden. Eine *stossartige Anregung* kann sich grundsätzlich durch die Fahrt über ausgeprägte lokale Fahrbahnunebenheiten, abruptes Bremsen oder im Verlaufe eines Unfalls ergeben, wobei Fahrbahnunebenheiten die grösste Bedeutung zukommt. Es ist relativ unwahrscheinlich, dass ein sehr schweres Fahrzeug gerade in kritischer Position auf einer Brücke verunfallt. Zudem führt ein Unfall in der Regel zu einem horizontalen Stoss in der Richtung der Bewegung. Bei Bremsmanövern ist der Stoss relativ sanft, da die maximale Bremsverzögerung

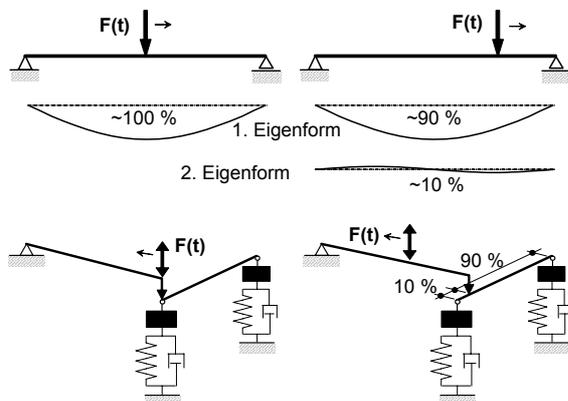


Abb. 3: Einfluss der Fahrzeugposition auf die Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung

durch die Haftreibung der Räder und die Fahrzeugstabilität begrenzt ist. In der Folge wird primär auf den wichtigsten Fall der resonanzartigen oder stossartigen Anregung durch Fahrbahnunebenheiten eingegangen.

Entscheidend ist, dass die Brücke grundsätzlich durch das Fahrzeug angeregt wird. Das heisst, das Fahrzeug wird angeregt durch Fahrbahnunebenheiten und überträgt diese Anregung entsprechend seiner Übertragungsfunktion auf die Brücke, welche wiederum in Abhängigkeit ihrer Übertragungsfunktion antwortet. Würde das Fahrzeug seine Lage nicht verändern und hätte die Reaktion der Brücke keine Rückwirkung auf das Fahrzeug, dann liesse sich die Problemstellung in Analogie zur digitalen Signalverarbeitung in der Elektrotechnik mittels einer Folge von Filtern lösen. Daraus lassen sich bereits wesentliche Schlüsse ziehen: (1) Schwerfahrzeuge reagieren kaum auf Anregungen unter 1.5 Hz, dementsprechend ist nicht zu erwarten, dass eine Brücke durch Fahrzeuge in diesem Frequenzbereich angeregt wird. (2) Für lineares Systemverhalten, das heisst vor allem für lineare, viskose Dämpfung des Fahrzeugs, ist die Antwort des Systems direkt proportional zur Unebenheitsamplitude.

3.2 Fahrbahnunebenheiten

Fahrbahnunebenheiten wurden als wichtigste Quelle dynamischer Effekte im System Brücke + Fahrzeug identifiziert, deren Stärke direkt den dynamischen Vergrößerungsfaktor bestimmt. Es ist daher notwendig sich eingehender mit deren Eigenheiten und Beschreibung zu befassen. Grundsätzlich lässt sich unterscheiden zwischen zufällig verteilten, kontinuierlichen Fahrbahnunebenheiten unterschiedlichster Wellenlänge, hier auch bezeichnet als „normale“ Fahrbahnunebenheiten, und lokalen, oft diskontinuierlichen Unebenheiten mit einer ausgeprägten Wellenlänge, zwecks Unterscheidung bezeichnet als „spezielle“ Fahrbahnunebenheiten.

Abb. 4 zeigt zwei Beispiele von Längsprofilen, oben dasjenige einer sehr unebenen Strasse, und unten ein auf einer Brücke gemessenes Profil. Das obere Profil zeigt deutlich, dass die Amplitude der Unebenheiten generell mit steigender Wellenlänge zunimmt. Das heisst, dass ein Fahrzeug je stärker angeregt wird, desto schneller es fährt. Folglich werden die stärksten dynamischen Vergrößerungsfaktoren zumeist für hohe Fahrgeschwindigkeiten der Versuchsfahrzeuge gemessen. Da die Geschwindigkeiten von Schwerfahrzeugen rechtlich auf ca. 100 km/h begrenzt ist, und die niedrigsten Eigenfrequenzen der Fahrzeuge bei 1.5 Hz liegen, sind nur Unebenheiten

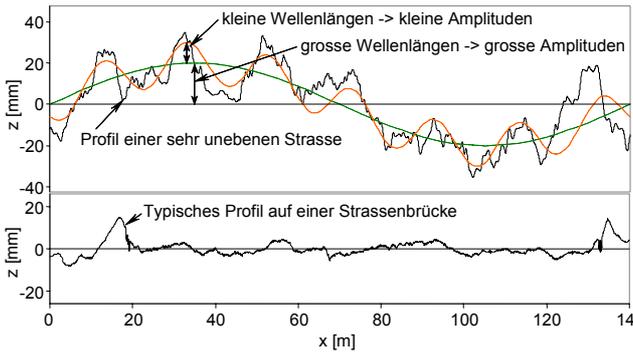


Abb. 4: Beispiele von Längsprofilen

bis ca. 30 m Wellenlänge relevant. Der Zusammenhang zwischen Wellenlänge und Amplitude gilt jedoch nicht für „spezielle“ Fahrbahnunebenheiten. Bei Brücken sind diese vor allem im Bereich der Fahrbahnübergänge zu erwarten, aber auch infolge von Schlaglöchern, Schneeanstimmungen, verlorenem Ladegut, Absätzen im Belag, usw. Die Wirkung „spezieller“ Fahrbahnunebenheiten steigt nicht generell mit der Fahrgeschwindigkeit, sondern das Phänomen des „Achstandfilterns“ erhält grosse Bedeutung. Je nach Geschwindigkeit und Abstand zwischen den Achsen kann die Wirkung aufeinander folgender Achsen verstärkt oder abgeschwächt werden.

Die Belagsebenheit lässt sich anhand der spektralen Dichte des Längsprofils beschreiben und klassifizieren. Gerade im Hinblick auf das Verhalten einer speziellen Brücke kann die spektrale Dichte jedoch nicht das wahre Fahrbahnprofil ersetzen, da sie keine Auskunft über die Lage von Unebenheit und nur beschränkte Informationen über allfällige Periodizitäten enthält. Zudem werden „spezielle“ Fahrbahnunebenheiten nicht auf geeignete Weise erfasst. Im Hinblick auf die Überprüfung ist es auch nicht sinnvoll, einen strikten Zusammenhang zwischen einem gemessenen Fahrbahnprofil und einem Vergrößerungsfaktor für den Tragsicherheitsnachweis herzustellen. Überprüfungen werden bestenfalls alle fünf Jahre durchgeführt, die Belagsebenheit ändert sich jedoch mit der Zeit. Ausserdem reicht ein 5 cm hohes Schneehäufchen, um die Situation völlig zu verändern.

3.3 Modellierung der Wechselwirkung

Auf der Basis eines vertieften Verständnisses der Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung ist es möglich, geeignete Modelle zur quantitativen Analyse des Systemverhalten zu entwickeln. Offensichtlich muss sich ein Modell aus drei Komponenten zusammensetzen: Der Brücke, dem Fahrzeug und der Anregung. Um alle Phänomene möglichst präzise zu erfassen, ist ein hoch entwickeltes Computerprogramm erforderlich. Bei der Anwendung dieser Programme läuft man

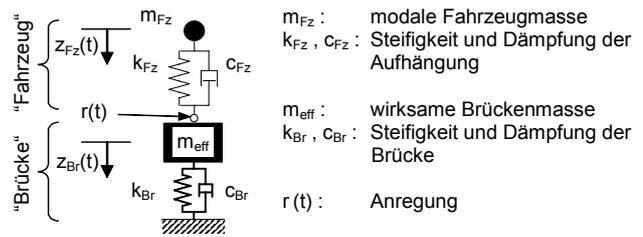


Abb. 5: Zweimassenschwinger zur Modellierung der Fahrzeug - Brücke Wechselwirkung

ständig in Gefahr, über alle Probleme der Datenverarbeitung und der komplizierten Modellierung die eigentliche Fragestellung aus den Augen zu verlieren, nämlich die *Relevanz dynamischer Effekte im Nachweis der Tragsicherheit* einer Brücke. Es zeigt sich, dass die wesentlichen Zusammenhänge bereits mit sehr einfachen Modellen erfasst werden können, welche leichter analysiert und ausgewertet werden können. Das verwendete Modell ist in Abb. 5 dargestellt und wird nachfolgend nur kurz vorgestellt. Eine ausführliche Herleitung findet sich in Ludescher et al. (2003).

Modell des Fahrzeugs: Fahrzeuge können im Hinblick auf die Simulation der dynamischen Radkräfte mit genügender Genauigkeit als Mehrmassenschwinger modelliert werden (Cebon (1999)). Die wichtigsten Eigenschwingungsformen ergeben sich durch Hub- und Nickschwingungen des Aufbaus mit Eigenfrequenzen zwischen ca. 1.5 und 4 Hz sowie durch Hubschwingungen der Achsen im Bereich von meist 10 bis 15 Hz. Bei den Aufbauschwingungen ist nicht nur deren Eigenfrequenz sondern auch die Dämpfung im Bereich von 10% der kritischen Dämpfung von grösster Bedeutung.

Bei der Fahrt eines Fahrzeugs werden die einzelnen Eigenschwingungen je nach Fahrbahnprofil und Geschwindigkeit in unterschiedlicher Masse angeregt. Die hochfrequenten Achseigenschwingungen können bei der Analyse der Längsträger praktisch vernachlässigt werden, da sie normalerweise zu keinen nennenswerten Vergrößerungen im Bereich der Grundfrequenz führen. Für den Aufbau genügt es, eine einzige Eigenschwingungsform zu berücksichtigen, um den Einfluss der Fahrzeugmasse und des Verhaltens der Aufhängung zu erfassen. Dies reflektiert auch den Umstand, dass im *ungünstigsten Fall eine Schwingungsform dominiert*. Als Modell für das Fahrzeug ergibt sich somit ein Einmassenschwinger.

Modell der Brücke: Brücken weisen als kontinuierliches Tragsystem grundsätzlich eine unendliche Zahl von Eigenschwingungsformen auf. Von Bedeutung sind jedoch nur jene, die sich leicht anregen lassen und deren Form mit der Verformung infolge des massgeblichen Lastfalls kongruent ist. Wenn der Biege- widerstand eines einfachen Balkens nachgewiesen

werden soll, dann besteht der massgebliche Lastfall aus der zu erwartenden Verkehrslast im gesamten Feld. Die entsprechende Durchbiegung entspricht ziemlich genau der ersten Eigenschwingungsform. Das heisst, mit einer Anregung höherer Schwingungsformen ist nicht zu rechnen. Dies gilt auch für den Schubnachweis, für den die zweite Eigenschwingungsform von Bedeutung wäre. Folglich wird auch die Brücke als Einmassenschwinger modelliert, wobei die modale Masse der Hälfte der Gesamtmasse des Balkens entspricht, und die Dämpfungsrate zu 1% angenommen wird.

Modellierung der Anregung: Die Anregung des Fahrzeug - Brücke Systems setzt sich im Fall von Fahrbahnunebenheiten aus dem Fahrprofil und der Fahrgeschwindigkeit zusammen. Für gewisse Fragestellungen ist es zweckmässig, ein vereinfachtes, sinusförmiges Profil anzunehmen, speziell zur Bestimmung der Übertragungsfunktion. Der Einfachheit halber wird der Einfluss der Fahrzeugposition auf die Stärke der Anregung nicht berücksichtigt, da dieser Einfluss bei Vergleichsrechnungen herausfällt.

3.4 Einfluss der Systemparameter

Anhand des in Abb. 5 gezeigten Modells zur Simulation der Fahrzeug - Brücke Wechselwirkung lässt sich untersuchen, welchen Einfluss die Fahrzeug- und Brückenparameter auf das Systemverhalten haben. Nachfolgend wird auf die Bedeutung der Fahrgeschwindigkeit, des Massenverhältnisses m_{eff} / m_{Fz} , des Frequenzverhältnisses f_{Br} / f_{Fz} sowie der Dämpfungsrate ζ_{Fz} eingegangen. Die beiden Massen des Modells werden mit „Brücke“ und „Fahrzeug“ bezeichnet, da es sich nur um stark vereinfachte Repräsentationen handelt.

Einfluss von Fahrzeugmasse und -dämpfung: Das Verhalten des Modells lässt sich gut mittels einer Zeitschrittberechnung illustrieren, wobei das Differentialgleichungssystem integriert wird. Abb. 6 zeigt als Beispiel die Gegenüberstellung der Verschiebungsverläufe für unterschiedliche Massenverhältnisse. Bei der „Brücke“ ist die statische Verschiebung infolge deren Eigengewicht bereits abgezogen. Für das „Fahrzeug“ ist die totale Relativverschiebung zwischen den zwei Massen angezeigt. Abb. 6 a) enthält das Resultat für ein Massenverhältnis $m_{eff} / m_{Fz} = 10$ und Abb. 6 b) dasjenige für ein Massenverhältnis 2. Offensichtlich reagiert die „Brücke“ wesentlich schwächer auf das leichte „Fahrzeug“. Bezogen auf die statische Auslenkung infolge des Fahrzeuggewichts ist die maximale dynamische Verschiebung jedoch deutlich stärker: Für das leichte „Fahrzeug“ ergibt sich ein Vergrößerungsfaktor $\Phi = 1.8$, während sich dieser für

das sehr schwere „Fahrzeug“ fast halbiert ($\Phi = 1.45$). Zu beachten ist bei diesem Resultat nur das Verhältnis zwischen den Vergrößerungsfaktoren, die absolute Grösse ist direkt abhängig von den vorgegebenen Fahrbahnunebenheiten.

Bei genauer Analyse zeigt sich, dass der Einfluss der Fahrzeugmasse indirekt den Einfluss der Dämpfung im System Brücke + Fahrzeug wiedergibt. Für das „Fahrzeug“ wurde jeweils eine Dämpfungsrate $\zeta_{Fz} = 10 \cdot \zeta_{Br} = 10\%$ angenommen, somit steigt die Dämpfung im System mit zunehmender Fahrzeugmasse. Für Schwerfahrzeuge stellt 10% eine typische Dämpfungsrate der Aufhängung dar, für Personenwagen liegt der Wert wesentlich höher. Werte unter 10% sind nur zu erwarten, wenn Fahrzeuge mit Blattfedern geringfügig angeregt werden, wodurch die Reibungsdämpfung zwischen den Stahllamellen nicht aktiviert wird, sowie bei Luftfedern mit defekten Stossdämpfern.

Die in Abb. 6 gezeigten Simulationen erstrecken sich über zwölf Anregungszyklen, was dem Beispiel einer 35 m langen Brücke mit einer Grundfrequenz von 3 Hz entspricht, welche periodische Unebenheiten in 2.9 m Abstand aufweist und mit einer Geschwindigkeit von 32 km/h überquert wird. Offensichtlich genügt diese Anregung nicht, um den stationären Zustand zu erreichen. Dies entspricht der Realität, dass sich das System wegen der Irregularität des Fahrprofil und der ständigen Ortsveränderung des Fahrzeugs immer in der transienten Phase befindet, d.h. der Einfluss der Anfangsbedingungen ist noch am Abklingen. Die Anfangsbedingungen können

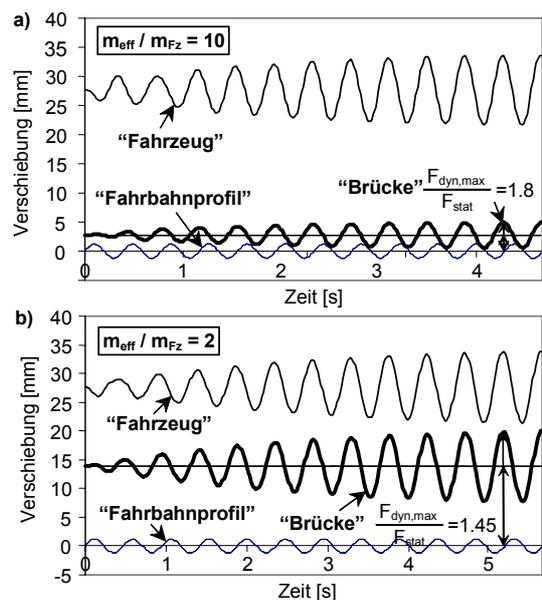


Abb. 6: Verschiebungsverläufe für unterschiedliche Massenverhältnisse (Frequenzverhältnis $f_{Br} / f_{Fz} = 1$)

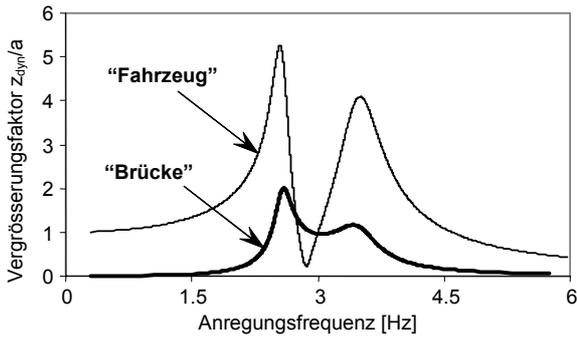


Abb. 7: Übertragungsfunktion des Systems Brücke + Fahrzeug ($m_{eff} / m_{Fz} = 10, f_{Br} / f_{Fz} = 1$)

dabei variieren, indem das Fahrzeug bereits bei Erreichen der Brücke angeregt ist oder die Brücke noch in Folge einer vorausgegangenen Überfahrt ausschwingt.

Einfluss der Fahrgeschwindigkeit: Es wurde bereits gezeigt, dass grundsätzlich eine Zunahme der dynamischen Effekte mit steigender Fahrgeschwindigkeit zu erwarten ist. Periodizitäten besonders ausgeprägter Unebenheiten führen dazu, dass die maximale Vergrößerung bei dynamischen Belastungsversuchen normalerweise in einem eng begrenzten Bereich von Fahrgeschwindigkeiten gemessen wird. Dies lässt sich anhand der Übertragungsfunktion des Fahrzeug – Brücke Systems illustrieren (siehe Abb. 7). Diese gilt nur für lineares Systemverhalten, das heisst solange die Räder nicht abheben und die Aufhängung kein ausgeprägt nicht-lineares Steifigkeits- oder Dämpfungsverhalten aufweist. Die stärkste Anregung findet bei der Grundfrequenz des Systems statt, reduziert sich jedoch schnell bei entfernten Anregungsfrequenzen. Je nach Fahrbahnprofil einer Brücke kann die der Grundfrequenz entsprechende kritische Geschwindigkeit genau in den Bereich der Durchschnittsgeschwindigkeit fallen, oder ganz woanders.

Einfluss der Steifigkeit der Federung: Durch die Einführung eines absoluten Wertes der Anregungsamplitude lässt sich aus der Übertragungsfunktion der maximale Vergrößerungsfaktor für die Brücke Φ_{max} bei Anregung in der Grundfrequenz bestimmen. In Abb. 8 ist dieser Wert in Funktion des Massen- und Frequenzverhältnisses aufgetragen. Sieht man von der Wirkung von (für die Tragsicherheit irrelevanten) sehr leichten Fahrzeugen ab (Massenverhältnis grösser 10) so ergibt sich generell eine Zunahme von Φ_{max} mit zunehmender Steifigkeit des „Fahrzeugs“. *Je steifer das Fahrzeug, desto weniger werden Fahrbahnunebenheiten abgefedert bzw. je stärker wird die Brücke angeregt.* Bestätigt wird dies durch experimentelle Resultate, bei denen in der Regel Fahrzeuge mit sehr steifen Blattfederungen bedeutendere dynamische

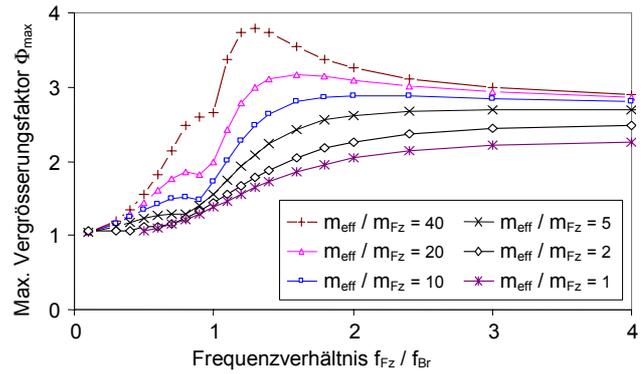


Abb. 8: Maximaler Vergrößerungsfaktor Φ_{max} in Funktion des Massen- und Frequenzverhältnisses

Vergrößerungsfaktoren ergeben als solche mit weichen Luffederungen (Cantieni (1988) und Cantieni et al. (2000).

3.5 Multiple Fahrzeug - Brücke Wechselwirkung

Sobald eine Brücke mehr als eine Fahrspur oder eine Spannweite über ca. 15 m aufweist, entspricht das für den Tragsicherheitsnachweis massgebliche Gefährdungsbild der Belastung durch mehr als ein Fahrzeug. Das heisst, tiefe Massenverhältnisse m_{eff} / m_{Fz} bedeuten in der Regel, dass mehrere Fahrzeuge gleichzeitig auf die Brücke wirken. Da sich die dynamischen Eigenschaften verschiedener Fahrzeuge nicht gleichen und eine ganze Reihe verschiedener Szenarien (Kreuzung, Kolonne, Überholmanöver,...) denkbar ist, muss mit einer grossen Bandbreite möglicher Vergrößerungsfaktoren gerechnet werden. Um diese für die Tragsicherheit sehr relevante Fragestellung zu erfassen, wurde das Modell gemäss Abb. 9 für die multiple Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung erweitert.

Die Analyse zeigt, dass das Massenverhältnis $m_{eff} / \sum m_{Fz}$ sowie das Anregungsszenario mit Abstand die wichtigsten Einflussfaktoren sind. Eine synchrone Anregung ist theoretisch denkbar, wenn sich alle Fahrzeuge mit gleicher Geschwindigkeit und einem ganz gewissen Abstand über eine Wellenfahrbahn

Szenario	Φ
1. Alle „Fahrzeuge“ werden in Phase angeregt	1.49
2. Die „Fahrzeuge“ werden genau gleichmässig phasenverschoben angeregt	1.065
3. Ein „Fahrzeug“ wird angeregt während drei „Fahrzeuge“ stehen	1.18
4. Beispiel für eine zufällige Phasenverschiebung	1.3

Tabelle 1: Dynamischer Vergrößerungsfaktor Φ für multiple Fahrzeug-Brücke Interaktion in Abhängigkeit des Szenarios

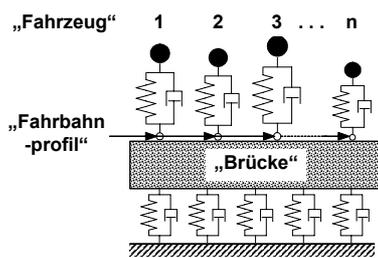


Abb. 9: Modell für die multiple Fahrzeug – Brücke Wechselwirkung

bewegen. Je grösser die Zahl der Fahrzeuge bzw. je ungleichmässiger die Verteilung der Fahrbahnebenenheiten, desto unwahrscheinlicher wird dies. Tabelle 1 zeigt das Resultat für die Wirkung von vier Fahrzeugen. Zu beachten ist wiederum nicht der absolute Wert des Vergrößerungsfaktors, sondern die Unterschiede in Funktion des Szenarios. Am realistischsten erscheint das Szenario 3, welches die dominante Anregung eines der vier Fahrzeuge wiedergibt. Dies entspricht beispielsweise einer dichten Lastwagenkolonne, welche von einem schweren Lastwagen überholt oder gekreuzt wird, oder dem Fall der starken Anregung durch eine einzelne, ausgeprägte Fahrbahnebenheit. Die starke Abnahme des Vergrößerungsfaktors mit zunehmender Anzahl Fahrzeuge bzw. der Höhe der Nutzlast wird durch Messungen durch Cantieni (1988) und Bailey (1996) bestätigt.

3.6 Spezielle Folgerungen für Balkenbrücken

In dynamischen Belastungsversuchen wird der Vergrößerungsfaktor bestimmt, indem die maximale dynamische Reaktion der Brücke mit der maximalen statischen Reaktion infolge der Überfahrt eines Fahrzeugs verglichen wird. Das hat dazu geführt, dass der Vergrößerungsfaktor im Tragsicherheitsnachweis in der Form eines Lastfaktors verwendet wird. Dadurch wird missachtet, dass die dynamische Vergrößerung bei Längsträgern hauptsächlich aus Tragwerkschwingungen resultiert. Aus dieser Erkenntnis lassen sich für Balkenbrücken interessante Folgerungen ziehen, und zwar in Bezug auf (1) den Unterschied zwischen Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen,

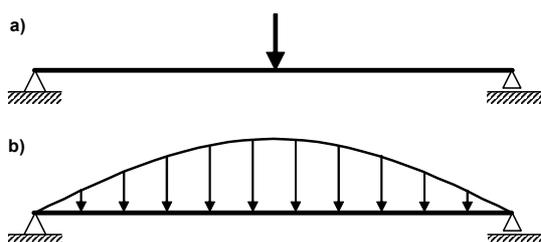


Abb. 10: Verteilung der Einwirkungen infolge a) statischer Fahrzeuglast und b) Brückenschwingung

und (2) den geeigneten dynamischen Vergrößerungsfaktors für den Schubnachweis.

3.6.1 Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen

In der Vergangenheit wurden sowohl Durchbiegungs- als auch Dehnungsmessungen zur experimentellen Bestimmung des Vergrößerungsfaktors durchgeführt. In Parallelmessungen wurde festgestellt, dass Durchbiegungsmessungen immer die grösseren Werte ergeben (z.B. [AASHO 1962], [Wright et al.1962]), ohne daraus Konsequenzen zu ziehen. Interpretiert man die dynamische Vergrößerung als reine Lastvergrößerung, dann lassen sich diese Unterschiede auch nicht erklären, da sowohl die Durchbiegungen als auch die Dehnungen linear proportional zur Last sind. Es ist jedoch von entscheidender Bedeutung, dass sich die Lastkonfiguration bei dynamischer Belastung ändert. Wenn die Spannweite mehr als ca. 25 m misst, dann kann ein kompaktes Fahrzeug im statischen Fall als konzentrierte Last angesehen werden (Abb. 10 a)). Im dynamischen Fall hat die Lastkonfiguration aufgrund der Trägheitskraft der wirksamen Balkenmasse viel mehr den Charakter einer verteilten Kraft (Abb. 10 b)). Bei gleicher Durchbiegung ist die maximale Dehnung für eine konzentrierte Kraft wesentlich grösser als für eine verteilte Kraft. Mittels trivialer Berechnungen lässt sich zeigen, dass sich dadurch bei einfachen Balken ohne weiteres Unterschiede des gemessenen Vergrößerungsfaktors in der Grössenordnung von 15% erklären lassen, bei Zweifeldträgern sogar solche von 25% (Ludescher et al. (2003).

Im Hinblick auf den Tragsicherheitsnachweis sind eindeutig Dehnungsmessungen vorzuziehen, da sie den Spannungszustand (infolge Biegung) eines Trägers korrekt abbilden. Die Durchbiegungen sind für die Tragsicherheit von untergeordneter Bedeutung. Vergrößerungsfaktoren, welche auf der Messung der Durchbiegungen bei der Fahrt eines relativ leichten, kompakten Fahrzeugs über eine Brücke mittlerer oder grosser Spannweite beruhen, können daher um 10 bis 20% abgemindert werden.

3.6.2 Nachweis der Querkraft

Die Frage nach dem geeigneten dynamischen Vergrößerungsfaktor für den Nachweis des Schubwiderstands wird kaum je gestellt, obwohl dieser Nachweis gerade bei bestehenden Spannbetonbrücken eine entscheidende Bedeutung hat. Vermutlich ist dies darauf zurückzuführen, dass (1) die Interpretation der dynamischen Vergrößerung als Lastvergrößerung diese Frage scheinbar erübrigt, (2) der dynamische Vergrößerungsfaktor seine (historische Daseins-)Berechtigung vor allem aus der Bemessung ermü-

dungsanfälliger Eisenbahnbrücken bezieht, bei denen der Schubwiderstand eine geringere Bedeutung hat, und (3) eine experimentelle Bestimmung schwierig ist.

Wenn ein Vergrößerungsfaktor über Dehnungsmessungen in der Mitte eines einfachen Balkens bestimmt wurde, dann kann er in einer statischen Berechnung als Lastfaktor zur korrekten Bestimmung des maximalen, dynamischen Moments verwendet werden, vorausgesetzt es wird die Wirkung eines mit dem Versuchsfahrzeug vergleichbaren Lastwagens analysiert. Die Verwendung als Lastfaktor in der Bestimmung der maximalen, dynamischen Querkraft resultiert jedoch in einem völlig falschen Ergebnis. Da die Lastkonfiguration im dynamischen Fall viel stärker aus verteilten Kräften besteht, wird die Querkraft massiv überschätzt. Durch triviale Berechnungen lässt sich zeigen, dass Vergrößerungsfaktoren, die auf Durchbiegungsmessungen beruhen und als Lastfaktor für konzentrierte Lasten verwendet werden, bei einfachen Balken zu einer Überschätzung um ca. 50% führen, und bei Zweifeldträgern sogar zu einer solchen von ca. 100%. Bei auf Dehnungsmessungen basierenden Vergrößerungsfaktoren reduzieren sich die Fehler auf ca. 20 bzw. 50%.

Die Berechnungen beruhen auf der Annahme, dass es zu keiner nennenswerten Anregung höherer Eigenschwingungsformen der Brücke kommt. Im Zusammenhang mit der Modellierung der Brücke wurde bereits gezeigt, dass höhere Eigenformen für tragsicherheitsrelevante Lastfälle vernachlässigbar sind.

4 FOLGERUNGEN

Die wichtigsten Erkenntnisse, welche in diesem Beitrag erläutert wurden, lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Vergrößerungsfaktoren lassen sich nicht nur durch Fahrbahnunebenheiten begründen, sondern durch eine Reihe von Szenarien, welche nicht alle dynamischer Natur sind.
- Es ist zwischen dem Nachweis der Elemente der Fahrbahn und dem Nachweis der Längsträger zu unterscheiden. Nur im zweiten Fall wird die dynamische Beanspruchung durch nennenswerte Brückenschwingungen beeinflusst. Für die Elemente der Fahrbahn ist die Radkraftvergrößerung infolge von Fahrbahnunebenheiten, Kurvenfahrt und Bremsmanövern entscheidend. Die Schwingungen der Längsträger haben keinen nennenswerten Einfluss auf die dynamischen Radkräfte.
- Die Messung der Durchbiegungen bei der Überfahrt eines leichten Einzelfahrzeugs über eine relativ lange Brücke führt zu einer massiven Überschätzung des Vergrößerungsfaktors.

- Vergrößerungsfaktoren, welche durch Messungen an Brückenträgern gewonnen wurden, ergeben bei der Verwendung als Lastfaktor grundsätzlich falsche Resultate.
- Je höher der Anteil der Verkehrslast an der Beanspruchung eines Brückenträgers und je grösser die Anzahl Fahrzeuge im betrachteten Lastfall, desto kleiner ist der Vergrößerungsfaktor.
- Von grösster Bedeutung für die Höhe des Vergrößerungsfaktors ist die Grösse der Fahrbahnunebenheiten, sowohl für die lokale als auch für die globale Beanspruchung.

Durch die Anwendung der Erkenntnisse auf die Überprüfung von Strassenbrücken ergibt sich ein Nachweiskonzept, das eine differenzierte Beurteilung bestehender Strassenbrücken ermöglicht. Im Hinblick auf den Nachweis der Tragsicherheit muss zusätzlich der Einfluss des Bruchverhaltens berücksichtigt werden. Für den Nachweis der Elemente der Fahrbahn ist eine detaillierte Analyse der lokalen Beanspruchung erforderlich, indem die relevanten Bruchmechanismen und mögliche Achskonfiguration einbezogen werden. Eine umfassende Behandlung der Problemstellung findet sich in Ludescher et al. (2003).

LITERATUR

- AASHO, (1962), Special Report 61D, AASHO Road Test, Report 4 – Bridge Research, HRB, National Research Council, Washington D. C.
- Bailey S., (1996), Basic principles and load models for the safety evaluation of existing road bridges, Thèse N° 1467 (1996), EPFL, Schweiz.
- Billing J. R., Agarwal A. C. (1990), The art and science of dynamic testing of highway bridges, Canadian Society for Civil Engineering, Developments in short and medium span bridge engineering '90, Toronto, 531–544.
- Cantieni R., (1983), Dynamische Belastungsversuche an Strassenbrücken in der Schweiz – 60 Jahre Erfahrung der EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Bericht Nr. 116/1.
- Cantieni R., (1988), Dynamische Belastungsversuche an der Bergspurbrücke Deibüel, EMPA Bericht Nr. 116/4, EMPA Dübendorf, Schweiz.
- Cebon D., (1999), Handbook of Vehicle - Road Interaction, Swets & Zeitlinger B. V., Lisse, the Netherlands, ISBN 90 265 1554 5.
- Ludescher H., Brühwiler E., (2003), Vergrößerungsfaktoren für die Überprüfung bestehender Strassenbrücken, Bundesamt für Strassenbau, Schweiz.
- Cantieni R., Krebs W., Heywood R., (2000), OECD IR 6 DIVINE Project Final Report, EMPA Test No. 153'031, EMPA Dübendorf, Schweiz.
- Wright D. T., Green R., (1962), Highway Bridge Vibrations, Part II, Ontario Test Program, Department of Civil Engineering, Queen's University; Ontario Ministry of Transportation, Downsview, Canada

Dynamische Untersuchungen an Brückenbauwerken der Nationalstrasse A9 am Simplon

Armin Ziegler
Ziegler Consultants, Zürich

1 EINFÜHRUNG

Die Reaktion von Strassenbrücken auf die dynamischen Einwirkungen schwerer Lastwagen hängt einerseits von der Masse und Grundfrequenz der Brücke und andererseits von der Fahrbahnebenheit ab. In der Norm SIA 160 wird ein unabhängig vom Tragsystem der Brücke konstanter dynamischer Beiwert $\phi_1=1.8$ vorgegeben. Damit geht man bezüglich der Grundfrequenz der Brücke auf die sichere Seite und verlangt bei der Fahrbahnebenheit eine gewisse Minimalanforderung. Vielfach stellt sich jedoch im Zusammenhang mit der Überprüfung und Beurteilung bestehender Brücken die Frage nach den effektiven Werten, da der konstante Normenwert u.U. zu aufwändigen Verstärkungsmassnahmen führen würde. Eine Anpassung der Rechenwerte (aktualisierte Lastmodelle) kann allenfalls umfangreiche Verstärkungsmassnahmen verhindern helfen bzw. diese können optimiert werden. Mit der Bestimmung von verschiedenen dynamischen Kenngrössen am bestehenden Bauwerk ist es möglich, die hierzu erforderlichen Grundlagen bereitzustellen.

Die Sektion Nationalstrassen Oberwallis erteilte der Ingenieurgesellschaft BIAG/Ziegler Visp/Zürich den Auftrag, an 10 Brückenbauwerken der Nationalstrasse A9 Messungen durchzuführen, die es erlauben würden, den effektiven dynamischen Beiwert und die Eigenschwingungen der Brücke zu ermitteln. Dabei sollte das von der Ingenieurgesellschaft vorgeschlagene Messkonzept auf seine Machbarkeit überprüft und allfällige Erkenntnisse im Hinblick auf die Durchführung von entsprechenden Messungen bei anderen Bauwerken gesammelt werden.

Experimentelle Untersuchungen zur dynamischen Systemidentifikation erfordern in der Regel einen beachtlichen Aufwand an Material und Personal. Beim vorliegenden Projekt sollten nun aber mit relativ einfachen Mitteln (kostengünstig) und in kurzer Zeit die massgebenden dynamischen Daten der Brücken-

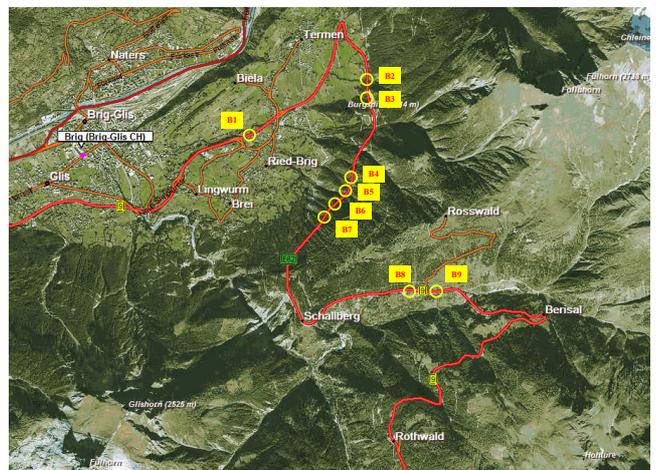


Abb. 1: Lage der Brückenbauwerke

Bauwerke experimentell erfasst und ausgewertet werden. Mit den dynamischen Untersuchungen an den Brücken werden primär zwei Zielsetzungen verfolgt:

- Experimentelle Bestimmung der Eigenschwingungen der Bauwerke
- Experimentelle Bestimmung des Stosszuschlages für vertikale Einwirkungen.

Nebst dem Nachweis der Machbarkeit der vorgeschlagenen Messkampagne sollen auch Hinweise und Erfahrungen im Hinblick auf künftige analoge Messungen bei anderen Brückenbauwerken erarbeitet werden.

1.1 Lage der Brückenbauwerke

Die 10 untersuchten Brücken liegen an der Simplon-Passstrasse, einem der wichtigsten Alpenübergänge von der Schweiz nach Italien. Abbildung 1 zeigt die Lage der Brückenbauwerke B1 bis B9 an der Nordrampe des Simplonpasses. Die Brücke B10 befindet sich auf der Südrampe in der Nähe von Simplon-Dorf.

1.2 Brückentypen

Die untersuchten Brücken sind zumeist Mehrfeldträger-Brücken in Stahlbeton-Bauweise mit Spannweiten zwischen 20 und 50 m. Die Schlankheiten variieren sehr stark und liegen zwischen 15 und 49. In Tabelle 1 sind die wichtigsten Daten zusammengestellt. In den Abbildungen 2 und 3 sind zwei Beispiele dargestellt.

1.3 Messaufgabe

Die Messaufgabe bestand im wesentlichen aus folgenden zwei Teilen:

1. Bestimmung der Eigenfrequenzen
2. Bestimmung des Stosszuschlages

Für die Bestimmung der Eigenfrequenzen wurden Schwingungsmessungen mit Geschwindigkeitssensoren durchgeführt, wobei folgende dynamische Anregungen verwendet wurden:

- Hintergrundanregung (Ambient vibration)
- Harmonische Anregung (El.-dyn. Erreger)
- Impuls-Anregung (100 kg Masse)
- Verkehrsanregung (16 t Lastwagen)

Für die Bestimmung des Stosszuschlages wurden

Nr.	Name	Stat. System	Bau-stoff	Träger-typ	Anzahl Felder	Lager-ung	Länge (m)	Max. Spann- weite (m)	Trägerhöhe (m)	Schlank- heit
B1	Chritzibrücke	MFT	SB	HK	7	s	165	26	1.48	18
B2	Feldgrabenbrücke	MFT	SB	B	7	s	238	51.5	1.9	27
B3	Gunzigrabenbrücke	Bogen	SB	P		e	173	90		
B4	Bächwaldbrücke	MFT	SB	Hp	3	s	51.5	24.5	1.2	20
B5	Kinjigrabenbrücke	MFT	SB	P	3	f/g	40.5	13.5	0.7	19
B6	Gasserenlochbrücke	MFT	SB	B	6	s	118	22	1.5	15
B7	Ledischleifbrücke	MFT	SB	Hp	3	s	62	27.6	1.2	23
B8	Brunnenbrücke A	MFT	SB	P	9	s	137	16	0.5	32
B9	Brunnenbrücke B	MFT	SB	P	5	s	132.4	29.1	0.6	49
B10	Durchlass Krumbach	EFT	SB	P	1	e	15	15	0.6	25

Abkürzungen:

Statisches System: EFT = Einfeldträger
 MFT = Mehrfeldträger
 Baustoff: SB = Stahlbeton
 Lagerung: s = schwimmend
 f/g = fest/gleitend

Trägertyp: HK = Hohlkasten
 B = Balken
 P = Platte
 Hp = Hohlplatte

Tabelle 1: Wichtigste Daten zu den Brücken



Abb. 2: Gunzigrabenbrücke

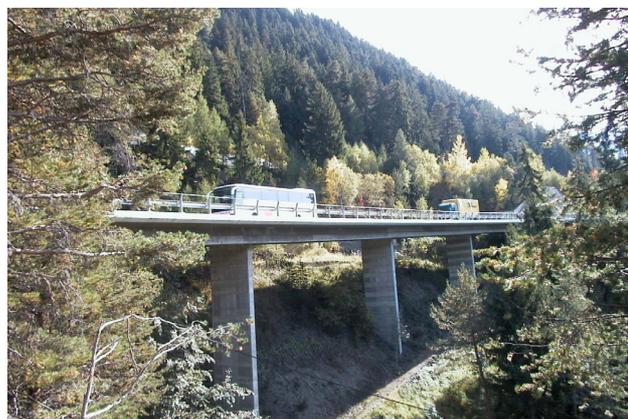


Abb. 3: Gasserenlochbrücke



Abb. 4: Messgerät MR2002-CE von SYSCOM

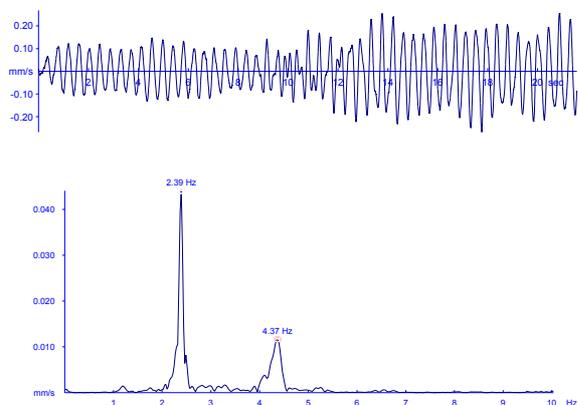


Abb. 5: Vertikale Hintergrundschrütterung auf der Gunziggrabenbrücke mit Amplitudenspektrum

(statische) Deflektionsmessungen und Schwingungsmessungen eingesetzt.

2 SCHWINGUNGSMESSUNGEN

Die Schwingungsmessungen wurden mit dem Messgerät MR2002-CE von SYSCOM durchgeführt (Abb. 4), wobei der Geschwindigkeitssensor MS2003 zum Einsatz kam. Der Messbereich umfasst 0.0001 bis 100 mm/s und 1 bis 315 Hz.

2.1 Hintergrundanregung

Bei der Hintergrundanregung werden die dauernd vorhandenen Schwingungen der Brücke gemessen, um die Eigenfrequenzen zu bestimmen. Um Verfälschungen durch Eigenfrequenzen der Fahrzeugfederung zu vermeiden, sollte nur dann gemessen werden, wenn sich kein Fahrzeug auf der Brücke befindet. Abbildung 5 zeigt ein Beispiel einer Hintergrundschrütterung auf der Gunziggrabenbrücke mit dem zugehörigen Amplitudenspektrum. Die Eigenfrequenzen lassen sich sehr gut bestimmen.



Abb. 6: Dynamischer Erreger von APS mit 30 kg schwingender Masse

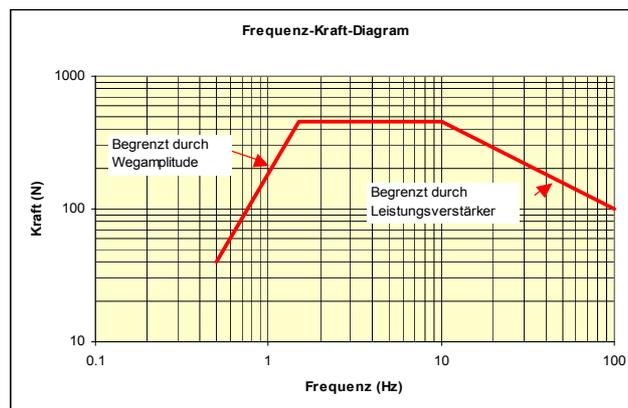


Abb. 7: Kraft-Frequenz-Diagramm für Erreger APS 400

2.2 Harmonische Anregung

Für die harmonische Anregung wurde der elektrodynamische Erreger von APS mit einer schwingenden Masse von 30 kg verwendet. Der Erreger hat (ohne schwingende Masse) ein Gesamtgewicht von 80 kg und lässt sich somit leicht durch zwei Personen tragen. Abbildung 6 zeigt den dynamischen Erreger APS 400 mit 30 kg schwingender Masse.

In Abbildung 7 ist die maximal erreichbare Kraft als Funktion der Frequenz dargestellt. Im Bereich von 1.5 bis 10 Hz kann die maximale Kraft von 450 N erreicht werden. Unterhalb von 1.5 Hz fällt die Anregungskraft wegen des beschränkten Weges der erregenden Masse relativ rasch ab.

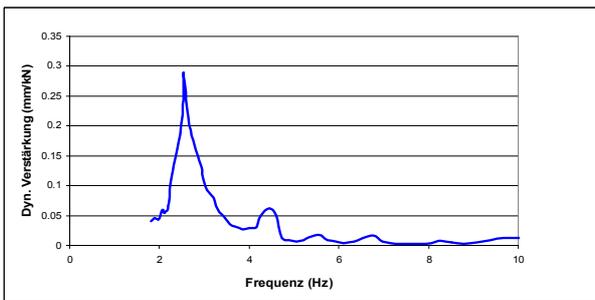
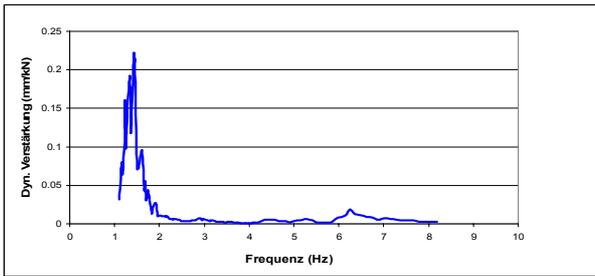
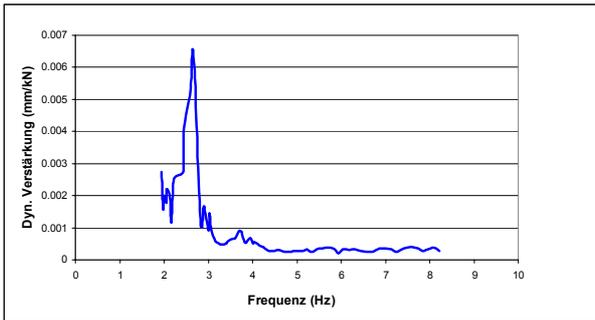


Abb. 8: Resonanzkurve für Längs-, Quer- und Vertikal-schwingung

Abbildung 8 zeigt die mit dem APS-400 bei der Gunzigrabenbrücke gemessenen Resonanzkurven. Die Ergebnisse stimmen sehr gut mit den Resultaten aus der „Ambient vibration“-Messung überein. Die harmonische Anregung bietet den zusätzlichen Vorteil, dass die dynamische Steifigkeit und die Dämpfung aus der Resonanzkurve berechnet werden kann.

2.3 Impuls-Anregung

Für die Impuls-Anregung wurde eine Impuls-Anlage verwendet, wie sie in Abbildung 9 dargestellt ist. Eine an einem Pendel befestigte Masse von 100 kg fällt dabei aus einer Höhe von 1 m und verursacht - je nach Orientierung - einen horizontalen oder vertikalen Impuls (siehe Abb. 10). Zur Dämpfung des Aufpralls wird ein mit Sand gefülltes Polster verwendet. Die Grösse und Form des Polsters bestimmt weitgehend die Stossdauer und damit auch die Stärke der eingeleiteten Kraft. Der Impuls selbst ist jedoch stets gleich gross, nämlich 400 kgm/s. Beim vertikalen Impuls ergibt sich eine max. Kraft von 48 kN mit einer Stoss-



Abb. 9: Impuls-Anlage



Abb. 10: Prinzip der Impuls-Anlage



Abb. 11: 16-t-Lastwagen beim Befahren eines Brettes

dauer von ca. 10 ms; beim horizontalen Impuls ergibt sich – wegen der lockereren Lagerung des Sandpolsters - eine max. Kraft von 24 kN mit einer Stossdauer von ca. 20 ms.

2.4 Verkehrsanregung

Für die Anregung durch Verkehr stand ein 16-t-Lastwagen zur Verfügung. Es wurden Messungen bei normaler Durchfahrt (60 km/h) und beim Befahren eines Brettes von 5 cm Stärke mit 20 km/h durchgeführt (siehe Abb. 11).

3 DEFLEKTIONSMESSUNGEN

Für die Messung der Durchbiegung unter statischer Last (d.h. parkierter 16-t-Lastwagen) wurde ein



Abb. 12: Deflektionsmessung bei der Brunnenbrücke B

magnetostruktiver Wegsensor verwendet. Der Wegsensor wurde an einer (bis zu 40 m) langen Kette befestigt und gleitend mit einem Stativ unter der Brücke verbunden (Abb. 12). Auf diese Weise konnte die vertikale Relativbewegung zwischen Brückenmitte und dem Boden unter der Brücke gemessen werden.

3.1 Wegsensor

Das Arbeitsprinzip des magnetostruktiven Wegsensors lässt sich – etwas vereinfacht – wie folgt beschreiben: Durch ein Messelement (Stab) wird ein Stromimpuls geschickt, der ein Magnetfeld verursacht. Gleichzeitig befindet sich an einer bestimmten Stelle des Messelementes ein Positionsmagnet mit eigenem Feld. Der Stromimpuls wird beim Positionsmagnet sozusagen reflektiert. Die Positionsbestimmung erfolgt durch Laufzeitmessung.

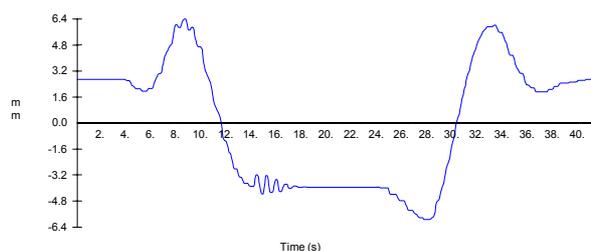


Abb. 13: Darstellung der Deflektion unter 16 t LKW

3.2 Messungen

Abbildung 13 zeigt die Durchbiegung des Brückenträgers während ein 16 t LKW langsam auf die Brücke fährt, in der Mitte des Messfeldes stoppt und dann langsam weiter fährt.

4 AUSWERTUNG DER MESSDATEN

Die wichtigsten Ergebnisse der Messdaten-Auswertung sind in Tabelle 2 zusammengestellt. In den nachfolgenden Abschnitten werden diese Daten interpretiert und in einen grösseren Zusammenhang gestellt.

4.1 Eigenfrequenzen

Abbildung 14 zeigt die Korrelation zwischen Eigenfrequenz und Spannweite für die 10 gemessenen Brücken. Die blaue Kurve stellt die häufig verwendete Gleichung zur Abschätzung von Eigenfrequenzen bei Brücken ($f = 100/L$) dar (mit $L = \max.$ Spannweite). In ähnlicher Weise kann die Eigenfrequenz als Funktion der Schlankheit dargestellt werden. Als Ansatz zur Bestimmung der Eigenfrequenz könnte die Gleichung $f = 2000/s^2$ verwendet werden (mit $s = \text{Schlankheit}$).

Brücken Nr.:	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10
Eigenfrequenz vertikal (Hz)	3.8	2	2.5	6	7.7	7.8	4.4	3.1	1.5	13
Eigenfrequenz quer (Hz)	2.4	1.7	1.2	5.3	7.7	2.8	3.5	2	1.2	
Eigenfrequenz längs (Hz)				2.6		6	1.8			
Durchbiegung statisch (mm) (16 t LKW)	0.58	2	1.9	0.52	0.46		1.02	2.75	8.8	
Durchbiegung dyn. (16 t LKW; Brett)	0.79	0.68	0.84	0.43	0.64		0.41	1.14	0.97	
Durchbiegung statisch (mm) (Verkehr)	0.55	0.25	3.1	0.85	0.42		1.2	2.85	13.7	
Durchbiegung dynamisch (mm) (Verkehr)	0.3	0.25	0.15	0.03	0.04		0.25	0.43	0.57	
Stosszuschlag Brett	2.36	1.34	1.44	1.83	2.39		1.40	1.41	1.11	
Stosszuschlag Verkehr	1.55	2.00	1.05	1.04	1.10		1.21	1.15	1.04	

Tabelle 2: Ergebnisse der Messdaten-Auswertung

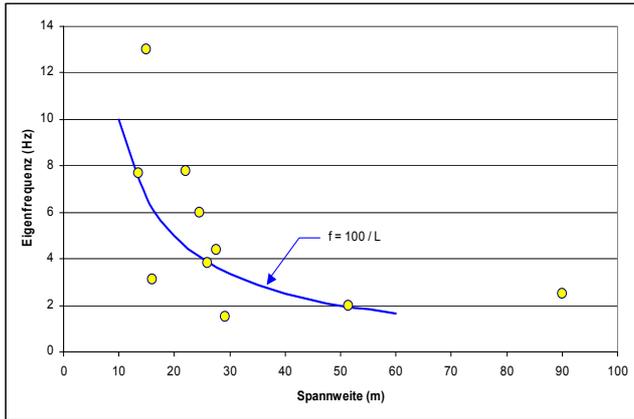


Abb. 14: Eigenfrequenz als Funktion der Spannweite

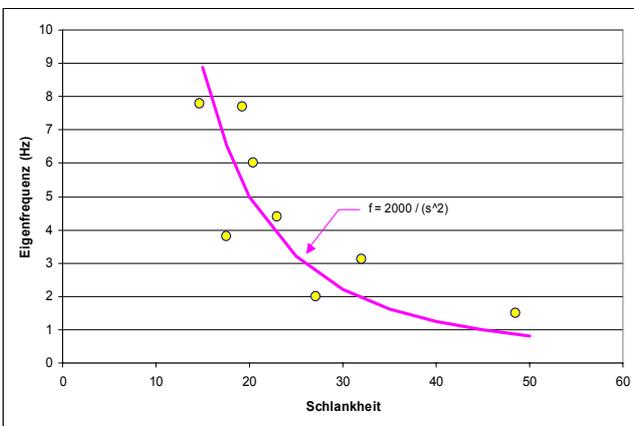


Abb. 15: Eigenfrequenz als Funktion der Schlankheit

4.2 Stosszuschlag

Die Durchbiegung - und damit auch die Beanspruchung - eines Brückenträgers während der Durchfahrt eines Fahrzeuges setzt sich zusammen aus der statischen und der dynamischen Durchbiegung bzw. Beanspruchung. In Abbildung 16 sind diese beiden Anteile (d-statisch und d-dynamisch) schematisch dargestellt und summiert zur gesamten Durchbiegung (d-total). Der Stosszuschlag ist definiert als das Verhältnis aus der gesamten Durchbiegung zur statischen Durchbiegung. Wird in der Bemessung z.B. ein Stosszuschlag von 1.8 verwendet, so bedeutet dies nichts anderes, als dass implizit angenommen wird, die dynamische Durchbiegung (bzw. Beanspruchung) sei nicht grösser als das 0.8-fache der statischen Durchbiegung (bzw. Beanspruchung).

In Abbildung 17 und 18 sind die aus den Messungen an den Simplonbrücken ermittelten Stosszuschläge in Funktion der Eigenfrequenz zusammenge-

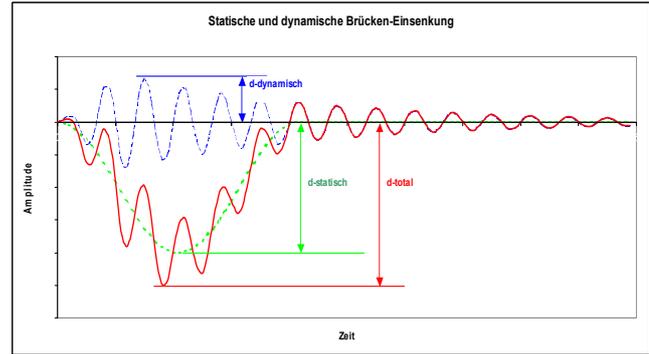


Abb. 16: Darstellung der statischen und dynamischen Brückeneinsenkung

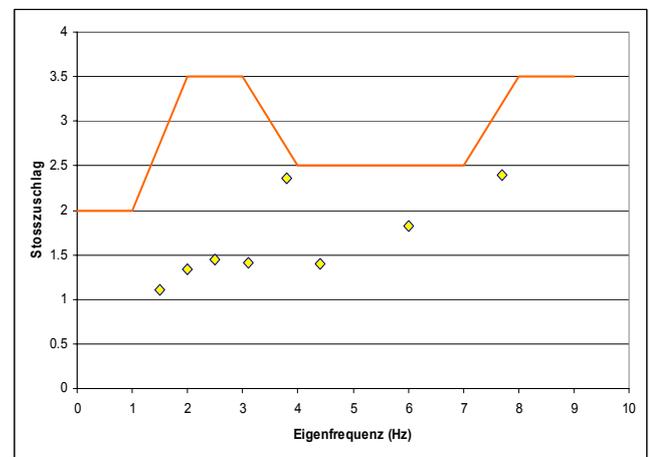


Abb. 17: Stosszuschlag (16 t LKW mit Brett) als Funktion der Eigenfrequenz. (Rote Linie: Grenzwert Cantieni / EMPA)

stellt. Bei den Durchfahrten mit Brett liegen sie zwischen 1 und 2.5, bei den Durchfahrten ohne Brett zwischen 1 und 2. Als Vergleich ist die von Cantieni (Beitrag zur Dynamik von Strassenbrücken unter der Überfahrt schwerer Fahrzeuge; Reto Cantieni; EMPA Dübendorf, 1992) angegebene Grösse für den Stosszuschlag dargestellt. Mit einer Ausnahme liegen alle an den Simplonbrücken gemessenen Stosszuschläge unter den Werten von Cantieni.

Abbildung 19 zeigt den Einfluss des Lastwagengewichts (in Form der statischen Brückendurchbiegung) auf den Stosszuschlag. Die gelben Punkte zeigen den Stosszuschlag verschiedener – zufällig erfasster – Lastwagen. Der Stosszuschlag nimmt mit zunehmendem Lastwagengewicht leicht ab. Das Verhältnis zwischen dynamischer Beanspruchung und statischer Beanspruchung ist somit nicht konstant, sondern für schwerere Lastwagen tendenziell kleiner als für leichtere.

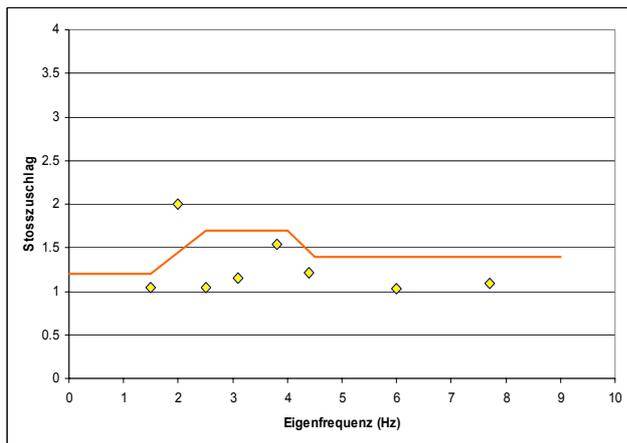


Abb. 18: Stosszuschlag (16 t LKW ohne Brett) als Funktion der Eigenfrequenz. (Rote Linie: Grenzwert Cantieni)

Der blaue Punkt stellt den Stosszuschlag für den 16-t-LKW dar bei der Überfahrt des Bretts. Dieser Punkt liegt etwas höher als die gelben Punkte der Lastwagen mit ähnlichem Gewicht. Mit einem 16-t-LKW, der über ein Brett fährt, wird bei der Bestimmung des Stosszuschlags offensichtlich ein sinnvoller oberer Grenzwert erzeugt.

5 BEURTEILUNG DER MESSVERFAHREN

Die Messungen an den Simplonbrücken haben - neben den vom Auftraggeber verlangten Resultaten - wertvolle Einblicke in die Möglichkeiten und Grenzen beim Messen von dynamischen Kennwerten gegeben. Grundsätzlich kann gesagt werden, dass die verwendeten Mess-Sensoren (Geschwindigkeitssensor mit Messbereich 0.0001 bis 100 mm/s und Wegsensor mit Messbereich 0.004 bis 50 mm) für die Messaufgabe bestens geeignet waren. Der Mess-Recorder (MR2002 von SYSCOM) war - nicht zuletzt wegen seiner einfachen Handhabung - für den Einsatz im Feld ebenfalls bestens geeignet. Die eingesetzten Anregungsarten haben sich - wie in den folgenden Abschnitten näher erläutert - unterschiedlich bewährt.

5.1 Hintergrundanregung

Die Bestimmung der Eigenfrequenzen von Brückenbauwerken (in Stahlbeton) mit Hilfe der Hintergrundanregung (ambient vibration) ist einfach in der Durchführung und zuverlässig in den Ergebnissen. Es ist darauf zu achten, dass nur Messungen ohne Fahrzeuge auf der Brücke berücksichtigt werden, da die Eigenschwingung von schweren Fahrzeugen die Resultate verfälschen können. Das oben gesagte gilt für Vertikalschwingungen und Schwingungen in Brückenquerrichtung. Eigenfrequenzen in Brückenlängsrichtung

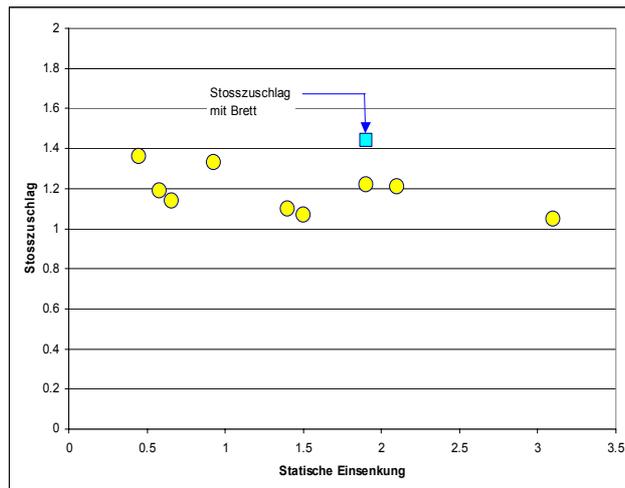


Abb. 19: Stosszuschlag bei Brücke „Gunziggraben“ für verschiedene LKW's

tion sind oft recht schwierig oder gar nicht bestimmbar.

Es sei darauf hingewiesen, dass die Bestimmung der Eigenfrequenzen von anderen Bauwerken mit Hilfe der Hintergrund-Anregung nicht unbedingt problemlos ist. Oft erreicht man mit harmonischer Anregung bessere Ergebnisse.

5.2 Harmonische Anregung

Die Bestimmung der Eigenfrequenzen mit harmonischer Anregung ist nicht viel aufwendiger, bedingt jedoch das Vorhandensein eines - vorzugsweise tragbaren - dynamischen Erregers. Die Messungen an den Simplonbrücken haben gezeigt, dass ein elektro-dynamischer Erreger mit 30 kg Masse ohne weiteres genügt, um auch sehr grosse Brückenbauwerke im Frequenzbereich zwischen 1 und 20 Hz genügend anzuregen. Unterhalb 1 Hz ist ein Erreger mit 30 kg Masse nicht geeignet.

Bei der Durchführung der Messungen mit harmonischer Anregung ist folgendes zu beachten:

- Der Sweep durch den interessierenden Frequenzbereich (bei Brücken i.a. 1 bis 20 Hz) sollte relativ langsam durchgeführt werden, damit sich die Resonanzen gut ausbilden können. Bei den Simplonbrücken hat sich ein Wert von 2 Minuten pro Frequenz-Dekade gut bewährt.
- Während den Messungen dürfen keine Störungen durch fremde Anregungen auftreten, d.h. der Verkehr muss während der Messung kurzzeitig gestoppt werden.

Der wesentliche Vorteil der harmonischen Anregung gegenüber der Hintergrundanregung liegt in der kontrollierten Anregungsart. Da die Grösse der Anre-

gungskraft bekannt ist, lassen sich nicht nur die dominanten Frequenzen sondern auch die dynamische Steifigkeit und die Dämpfung bestimmen.

5.3 Impuls-Anregung

Mit einer Impuls-Anlage - wie in Kapitel 2.3 beschrieben - lassen sich auf einfache Weise Vertikal- und Horizontalschwingungen bei sehr grossen Bauwerken erzeugen, mit denen Hauptfrequenzen und Dämpfungswerte berechnet werden können. Für die Erzeugung von Brücken-Längsschwingungen hat sich die Anlage nicht bewährt, was allerdings auch mit der Art der Brückenlagerung zusammenhängen dürfte.

Ein wichtiger Parameter bei der Impulsanregung ist die Stossdauer. Bei kurzer Stossdauer werden neben der Grundschiwingung auch die höheren Frequenzen angeregt, was bei der Eigenfrequenzbestimmung nicht stört, aber die Bestimmung der Dämpfung erschwert. Die Stossdauer sollte etwa $1/8$ bis $1/4$ der Schwingdauer der interessierenden Schwingung betragen, um – im Hinblick auf die Dämpfungsbestimmung - eine optimale Anregung zu erzielen.

Die Impulsanregung bringt bei Brückenbauwerken keine wesentlichen Vorteile gegenüber der harmonischen Anregung. Sie wurde bei den Simplonbrücken deshalb auch nur vereinzelt eingesetzt.

5.4 Verkehrsanregung

Die Verkehrsanregung stellt auf den ersten Blick die naheliegendste Anregungsart bei Brückenbauwerken dar. Es besteht allerdings die Gefahr, dass die Ergebnisse (d.h. die Eigenfrequenz der Brücke) durch die Eigenschwingung der Fahrzeuge verfälscht wird.

5.5 Einsenkungsmessungen

Die Einsenkungsmessung mit einem magnetostriktiven Wegaufnehmer, der an einer langen Kette befestigt die Relativbewegung gegenüber dem Boden unter der Brücke misst, hat sich bestens bewährt. Befürchtungen, dass Kettenschwingungen oder Temperatureinflüsse die Messungen stören würden, haben sich nicht bewahrheitet. Die erreichte Genauigkeit lag im Bereich von 0.01 mm, was für die gestellte Aufgabe vollauf genügte. Ein grosser Vorteil in der gewählten Messanordnung war die synchrone Messung der Schwinggeschwindigkeit und der Brückendurchbiegung, welche eine einfache Bestimmung des Stosszuschlages für eine grosse Anzahl von Lastwagen erlaubte. Selbstverständlich ist diese Art von Deflektionsmessung nur dort realisierbar, wo der Boden unter der Brücke zugänglich ist.

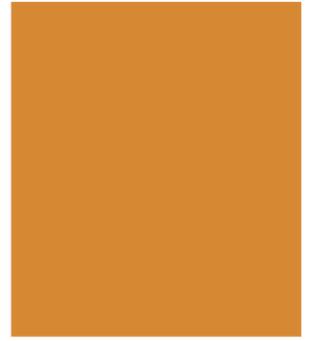
6 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Messungen der Eigenfrequenzen und des Stosszuschlages an 10 Brücken des Simplonpasses haben im Hinblick auf die Messmethodik folgendes gezeigt:

- Für die Bestimmung der Grundfrequenzen in vertikaler und in Querrichtung genügt eine „Ambient vibration“-Messung vollauf.
- Die Messung mit harmonischer Anregung hat den wesentlichen Vorteil, dass nicht nur die dominanten Frequenzen, sondern auch die dynamische Steifigkeit und die Dämpfung ermittelt werden können. Nahe beieinander liegende Eigenfrequenzen lassen sich mit harmonischer Anregung besser identifizieren als mit der „Ambient vibration“-Messung.
- Eigenfrequenzen in Brücken-Längsrichtung sind sehr schwierig zu bestimmen.
- Deflektionsmessung mit einem Wegsensor, der an einer Kette befestigt die Relativbewegung zwischen Brücke und Talboden misst, hat sich bestens bewährt.

Die gemessenen vertikalen Grundfrequenzen entsprechen einigermaßen der häufig verwendeten Gleichung $f = 100/L$ zur Abschätzung von Eigenfrequenzen bei Brücken. Eine bessere Korrelation ergibt die Gleichung $f = 2000/s^2$, in der die Eigenfrequenz als Funktion der Schlankheit s dargestellt wird.

Die gemessenen Stosszuschläge liegen bei den Durchfahrten mit Brett zwischen 1 und 2.5, bei den Durchfahrten ohne Brett zwischen 1 und 2. Interessant ist die Beobachtung, dass schwere Lastwagen kleinere dynamische Verstärkungen hervorrufen als leichtere Lastwagen. Dies bedeutet, dass die mit einem 20-t-Fahrzeug ermittelten Stosszuschläge nicht ohne weiteres auf 40-t-Fahrzeuge übertragbar sind.



ISBN 3-908483-74-3