

Dynamische Untersuchungen an einer Holzbrücke

Glauco Feltrin, Arne Gülzow, René Steiger
Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA), Dübendorf (CH)

Daniel Gsell
Walt+Galmarini AG, Zürich (CH)

Zusammenfassung: Dieser Artikel berichtet über dynamische Untersuchungen an einer Holzbrücke mit einer Spannweite von 20 m. Das Ziel war den Einfluss des Asphaltbelages auf die Resonanzfrequenzen und auf die modalen Dämpfungen der Brücke zu charakterisieren und das dynamische Verhalten der Brücke bei der Überfahrt schwerer Fahrzeuge zu studieren. Insbesondere sollten die Intensität der Schwingungen und der dynamische Vergrößerungsfaktor bestimmt werden. Die Versuche zeigten, dass der Asphaltbelag generell die Resonanzfrequenzen verkleinert und die Dämpfung vergrößert. Der ermittelte dynamische Vergrößerungsfaktor ist mit 1.07 äusserst klein, obwohl an der Brücke beträchtliche Schwingungsamplituden gemessen wurden.

1 Einführung

Da Holz ein leichtes und wenig steifes Baumaterial ist, wird der Entwurf einer Holzbrücke vielfach durch Gebrauchstauglichkeitskriterien wie zulässige Durchbiegungen oder Schwingungsamplituden und nicht durch Tragsicherheitskriterien bestimmt. Bei einfeldrigen Brücken mit kurzen bis mittleren Spannweiten, wie sie für Holzbrücken üblich sind, sind schwere Lastfahrzeuge der für die Bemessung bestimmende Lastfall. Schwere Fahrzeuge regen aufgrund ihrer grossen Masse Holzbrücken zu Schwingungen an, diese könnten von Fussgängern als störend empfunden werden. Die Schwingungen führen auch durch Trägheitskräfte zu einer Zusatzbeanspruchung des Bauwerks, welche in der Bemessung durch eine Erhöhung der statischen Achslasten mit dem sogenannten dynamischen Vergrößerungsfaktor (DVF) berücksichtigt werden.

Die Grösse des dynamischen Vergrößerungsfaktors hängt von vielen Parametern ab, wobei die wichtigsten die Rauigkeit des Belags, die Masse, Federung und Geschwindigkeit des Fahrzeuges, sowie die Resonanzfrequenz und Dämpfung der Brücke sind. In der alten SIA-Norm 160 (1989) betrug der dynamische Vergrößerungsfaktor für das Lastmodell 1 (Achslasten LKW) unabhängig vom eingesetzten Baumaterial $DVF = 1.8$. Die statischen Achslasten werden dadurch um 80% vergrößert. In der neuen SIA-Norm 261 (2003), die auf dem Eurocode 1 (2003) basiert, ist die Vergrößerung der Achslasten durch Schwingungen bereits in den statischen Lastmodellen integriert, so dass der dynamische Vergrößerungsfaktor nicht mehr explizit auftritt. Da die Achslasten (Lastmodell 1) zwischen der SIA-Norm 261 und der alten SIA-Norm 160 unverändert blieben, werden auch in der neuen Normengeneration die Achslasten implizit um 80% vergrößert.

Der Vergleich mit internationalen Normen zeigt, dass die Schweiz beim dynamischen Vergrößerungsfaktor den Spitzenplatz einnimmt. Die anderen Normen aus den Industrieländern kommen mit einem Vergrößerungsfaktor aus, der meistens kleiner als 1.4 ist. Die AASHTO-Norm (1998), die sogar das Baumaterial berücksichtigt, sieht für Holzbrücken einen dynamischen Vergrößerungsfaktor von 1.17 vor. Die Situation in der Schweiz wird durch die SIA-Norm 261 entschärft, da sie bei Tragwerken für Strassen von untergeordneter Bedeutung mit einer Fahrbahnbreite bis 6 m eine Reduktion der Achslasten um bis zu 35% erlaubt (in Absprache mit der Bauherrschaft bzw. der Aufsichtsbehörde).

Eine Vergrößerung der statischen Lasten mit einem dynamischen Vergrößerungsfaktor von 1.8 führt zu einem Wettbewerbsnachteil für Holz im Vergleich zu anderen Baumaterialien. Insbesondere wenn berücksichtigt wird, dass bisherige Untersuchungen zeigten, dass der dynamische Vergrößerungsfaktor von Holzbrücken deutlich kleiner als der hohe schweizerische Normwert ist. Eine Untersuchung an 5 Brücken aus Brettschichtholz und 4 Brücken aus Massivholzplatten zeigte, dass der dynamische Vergrößerungsfaktor kleiner als 1.25 war (Bigelow et al. 2005). Der dynamische Vergrößerungsfaktor wurde auch nicht grösser, nachdem die Brücken 7 Jahre dem Verkehr ausgesetzt worden waren.

Um die Wettbewerbsfähigkeit von Holzbrücken zu erhöhen, ist daher ein besseres Verständnis der Schwingungsempfindlichkeit dieser Brücken erforderlich. An der neu erstellten Holzbrücke über die Wigger konnten Versuche durchgeführt werden, mit denen der Einfluss des Asphaltbelages auf die Resonanzfrequenzen und modalen Dämpfungen der Brücke und das dynamische Verhalten der Brücke bei der Überfahrt schwerer Fahrzeuge untersucht wurde.

2 Brücke

Ende August 2005 wurde die alte Brücke über die Wigger, eine Stahlbetonkonstruktion, welche die Dörfer Schötz und Egolzwil verband, von den Fluten der Wigger hinweggerissen. Aufgrund eines kantonalen Gesetzes, welches den Einsatz von heimischem Holz für öffentliche Bauvorhaben fördert, wurde bei der Planung der neuen Brücke, als Variante, auch eine Holzbrücke geprüft. Der Auftraggeber, die Gemeinde Egolzwil, die eine grosse Waldfläche besitzt, entschied sich trotz der leicht höheren Kosten im Vergleich zu einer Stahlbetonbrücke für den Bau einer Holzbrücke.

Die neue einspurige Holzbrücke, die eine Spannweite von 20 m und eine Breite von 4 m aufweist, konnte wegen ihres geringen Eigengewichtes von 33 Tonnen vollständig auf der Wiese neben dem Ufer der Wigger zusammengesetzt werden (Ing.-Büro Pirmin Jung 2006). Mit einem mobilen Kran wurde sie schliesslich an ihren definitiven Standort versetzt.

Die Brücke besteht aus zwei seitlichen Brettschichtholz-Längsträgern, die eine Spannweite von 20 m aufweisen (Abb. 1). Die Brückenplatte wurde aus 7-schichtigen Massivholzplatten mit einer Dicke von 32 cm hergestellt, die zwischen die Längsträger gehängt waren. Die Massivholzplatten übernehmen die Lasten von der Fahrbahn und geben sie an die Brettschichtholz-Längsträger weiter. Die Massivholzplatten sind durch eine Kunststoffabdichtung und einen 85 mm dicken Asphaltbelag, die Längsträger durch eine erneuerbare Holzverkleidung konstruktiv vor der Witterung geschützt.

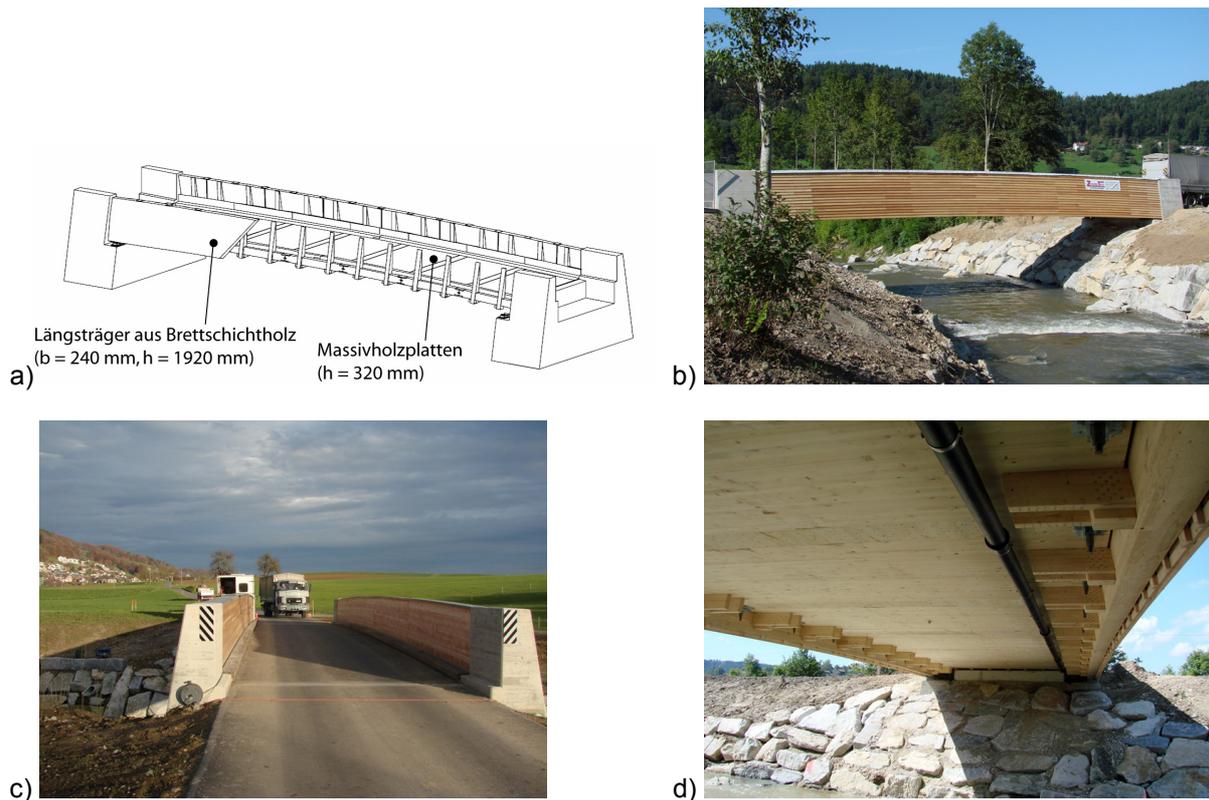


Abb. 1: a) Konstruktion der Holzbrücke. b) Seitenansicht an die Längsträger der Holzbrücke. c) Ansicht der Brückenplatte mit Asphaltbelag. d) Ansicht von unten an die Massivholzplatten und die Aufhängekonstruktion.

Die neue Holzbrücke wurde für 40t-Lastwagen ausgelegt. Bei der Bemessung wurden die Achslasten gemäss der Bestimmung der SIA-Norm 261 um 35% reduziert. Die grösste berechnete Durchbiegung in Feldmitte betrug 28 mm ($1/713$ der Spannweite). Die dynamischen Berechnungen ergaben eine Grundfrequenz der Brücke von 4.8 Hz.

3 Resonanzfrequenzen und Dämpfung

3.1 Versuchsanordnung

Die Resonanzfrequenzen und die Dämpfung wurden an der reinen Holzkonstruktion, vor dem Einbau des Asphaltbelages, und nach dem Einbau des Asphaltbelages durchgeführt. Um die Resonanzfrequenzen und die Dämpfung zu bestimmen, wurde die Methode der experimentellen Modalanalyse angewendet. Die Versuche wurden sowohl mit ambienter Anregung wie auch mit einem kleinen Schwingungserreger durchgeführt. Die Lage des Schwingungserregers und der 23 Messstellen ist in Abb. 2 dargestellt. Um auch Torsionsschwingungen anzuregen, wurde der Schwingungserreger im Viertelpunkt der Spannweite positioniert. Die Anregung entsprach einem Rauschen mit einer Bandbreite zwischen 3 und 50 Hz und einer maximalen Amplitude von ca. 45 N.

Die Schwingungen senkrecht zur Brückenplatte wurden mit hochempfindlichen Beschleunigungsaufnehmern erfasst, die eine Empfindlichkeit von 10V/g aufwiesen. Da nicht genügend Beschleunigungssensoren vorhanden waren, wurden die Messstellen mit zwei Sensoranordnungen abgedeckt. Bei den Messungen mit ambienter Anregung standen für den Abgleich

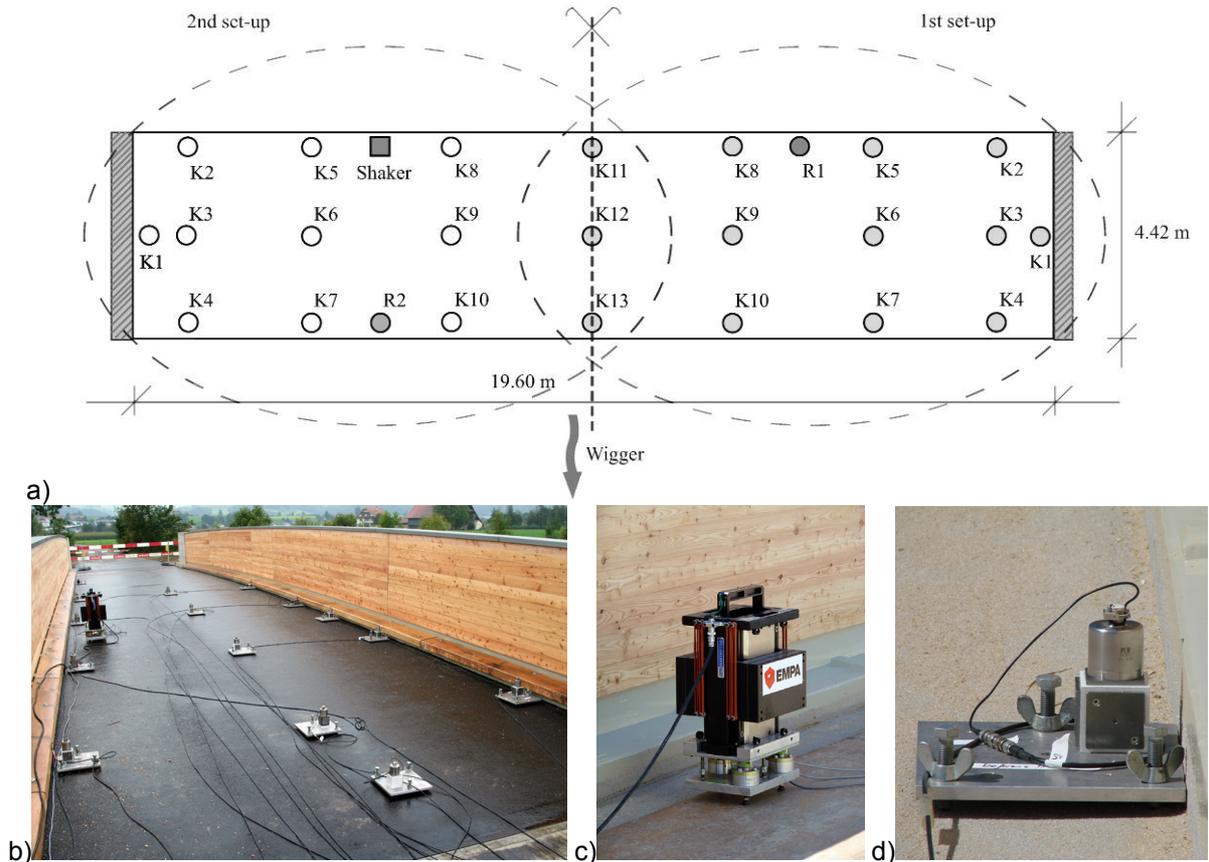


Abb. 2: a) Lage und Bezeichnung der Schwingungserreger und der Messstellen. b) Ansicht der Versuchsanordnung. c) Ansicht des eingesetzten Schwingungserregers. d) Ansicht eines Beschleunigungsaufnehmers.

zwischen den beiden Anordnungen die Referenzsensoren R1 und R2 im Viertelpunkt der Spannweite und die Sensoren K11, K12 und K13 in Feldmitte zur Verfügung. Die Schwingungen wurden jeweils für 3 Minuten mit einer Abtastrate von 256 Hz erfasst.

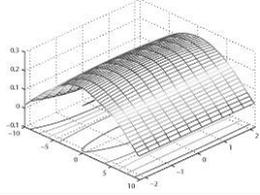
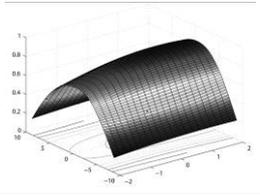
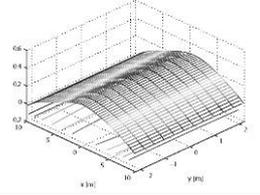
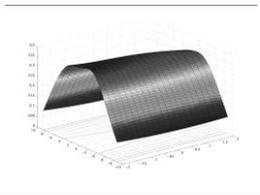
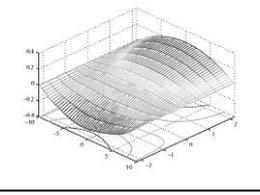
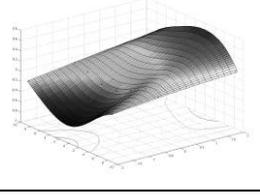
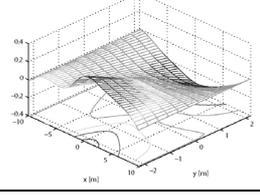
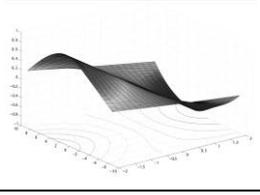
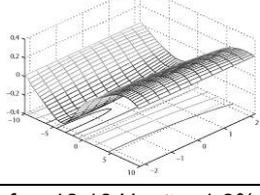
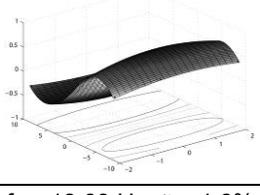
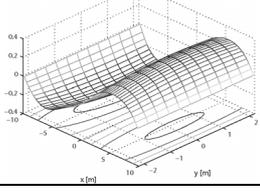
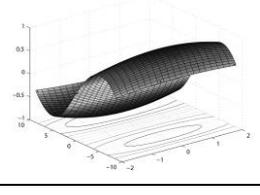
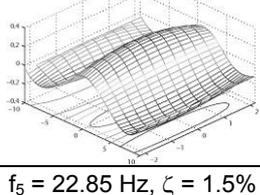
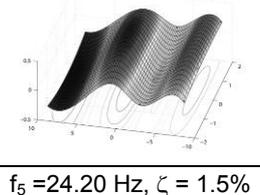
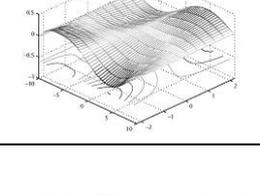
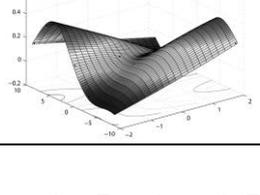
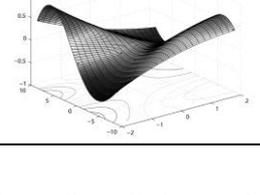
3.2 Ergebnisse

Aus den Messdaten der Beschleunigungen und der Erregerkräfte wurden in einem ersten Schritt die Transferfunktionen im Frequenzbereich berechnet. Diese wurden dann mittels der schnellen Fourier-Transformation zu Impuls-Antwort-Funktionen in den Zeitbereich transformiert. Die modalen Parameter, Resonanzfrequenzen, Dämpfungsmasse und Schwingungsformen, wurden daraus mit einer „linear prediction“-Methode, die von Tufts & Kumaresan (1982) entwickelt wurde, ermittelt.

Die Messdaten, die mit ambienter Anregung gewonnen wurden, sind hingegen mit dem N4SID-Algorithmus, der in der „System Identification Toolbox“ von MATLAB[®] implementiert ist (Ljung 1999), bearbeitet. Die Berechnungen wurden mit mehreren Modell-Dimensionen durchgeführt, um die persistenten Schwingungsmoden eindeutig zu identifizieren.

Die ermittelten modalen Parameter sind in Tabelle 1 zusammengestellt. In der linken Hälfte der Tabelle sind die Parameter der Brücke ohne Belag. Die rechte Tabellenhälfte enthält die modalen Parameter der Brücke mit Belag. Die mit den beiden Methoden ermittelten Grundfrequenzen und modalen Dämpfungsmasse weichen teils signifikant voneinander ab. Die 3.

Tabelle 1. Resonanzfrequenzen, modale Dämpfungsmasse und Schwingungsformen der ersten 5 Eigenschwingungen der Brücke über die Wigger.

ohne Belag		mit Belag	
ambient RMS = 0.29 mg	forced RMS = 16.0 mg	ambient RMS = 0.07 mg	forced RMS = 1.05 mg
$f_1 = 6.13 \text{ Hz}, \zeta = 0.9\%$	$f_1 = 6.23 \text{ Hz}, \zeta = 1.8\%$	$f_1 = 5.24 \text{ Hz}, \zeta = 2.1\%$	$f_1 = 5.19 \text{ Hz}, \zeta = 2.6\%$
			
$f_2 = 8.09 \text{ Hz}, \zeta = 2.3\%$	$f_2 = 8.00 \text{ Hz}, \zeta = 1.7\%$	$f_2 = 7.83 \text{ Hz}, \zeta = 1.7\%$	$f_2 = 7.76 \text{ Hz}, \zeta = 2.9\%$
			
$f_3 = 13.80 \text{ Hz}, \zeta = 1.3\%$	$f_3 = 13.84 \text{ Hz}, \zeta = 1.6\%$	$f_3 = 12.34 \text{ Hz}, \zeta = 4.1\%$	$f_3 = 12.43 \text{ Hz}, \zeta = 2.1\%$
			
$f_4 = 18.16 \text{ Hz}, \zeta = 1.3\%$	$f_4 = 18.68 \text{ Hz}, \zeta = 1.6\%$		
		nicht gefunden	nicht gefunden
$f_5 = 22.85 \text{ Hz}, \zeta = 1.5\%$	$f_5 = 24.20 \text{ Hz}, \zeta = 1.5\%$		$f_5 = 19.71 \text{ Hz}, \zeta = 2.2\%$
		nicht gefunden	

und 4. Eigenschwingung der Brücke mit Belag konnte aus den Daten, die mit der ambienten Methode erzeugt worden, nicht mehr identifiziert werden. Aufgrund der ländlichen Umgebung waren die Beschleunigungen der ambient angeregten Brücke extrem klein. Der RMS-Wert betrug bei der Brücke ohne Belag 0.29 mg und bei der Brücke mit Belag ganze 0.07 mg. Die Ergebnisse aus der ambienten Anregung sind daher mit Vorsicht zu behandeln. Die Versuche mit dem kleinen Schwingungserreger erzeugten Schwingungsamplituden, die 60- bzw. 100-mal grösser waren. Die damit gewonnenen Ergebnisse dürften daher zuverlässiger sein.

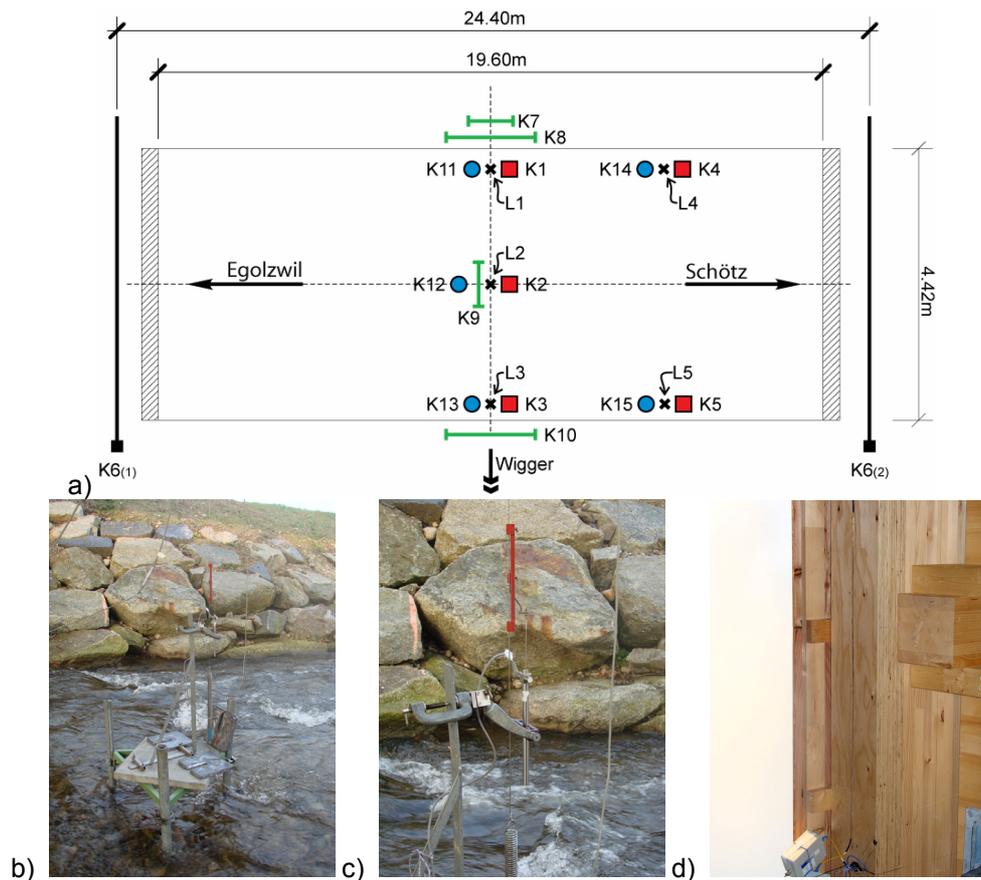


Abb. 3: a) Lage der Messstellen und der Sensoren b) Konstruktion zur Montage eines Wegaufnehmers im Bachbett der Wigger. c) Induktiver Wegaufnehmer. d) Auf dem Längsträger aufgeklebter faseroptischer Dehnungssensor.

Der Asphaltbelag, der eine Masse von ca. 15 Tonnen aufweist, bewirkt eine deutliche Reduktion aller identifizierten Resonanzfrequenzen. Bei der Grundfrequenz beträgt diese Reduktion 0.96 Hz. Die Grundfrequenz der Brücke mit Belag beträgt damit nur noch 85% der Grundfrequenz der Brücke ohne Belag. Die Wirkung des Belags ist beim 1. Torsionsmode mit 0.24 Hz deutlich geringer als bei der Grundschiwingung, die eine Biegeschwiwingung ist. Der Belag wirkt somit überwiegend als zusätzliche Masse, da die Isolationsschicht zwischen der Holzkonstruktion und dem Asphaltbelag die Schubübertragung vereitelt.

Der Belag führt hingegen bei jeder identifizierten Eigenschwiwingung zu einer deutlichen Erhöhung der modalen Dämpfung. Die Erhöhung ist von Eigenschwiwingung zu Eigenschwiwingung sehr unterschiedlich (0.5 bis 1.2%). Bemerkenswerterweise erfährt der 1. Torsionsmode die grösste Zunahme der modalen Dämpfung, während er die kleinste Reduktion der Resonanzfrequenz aufweist.

4 Fahrversuche

4.1 Versuchsanordnung

Der Versuchsaufbau für die Fahrversuche ist in Abb. 3a) schematisch dargestellt. Die Verformung der Brücke wurde an 5 verschiedenen Stellen gemessen (3 Messstellen in Feldmitte und 2 im Viertelpunkt der Spannweite), die mit L1 bis L5 gekennzeichnet sind. In der Feld-

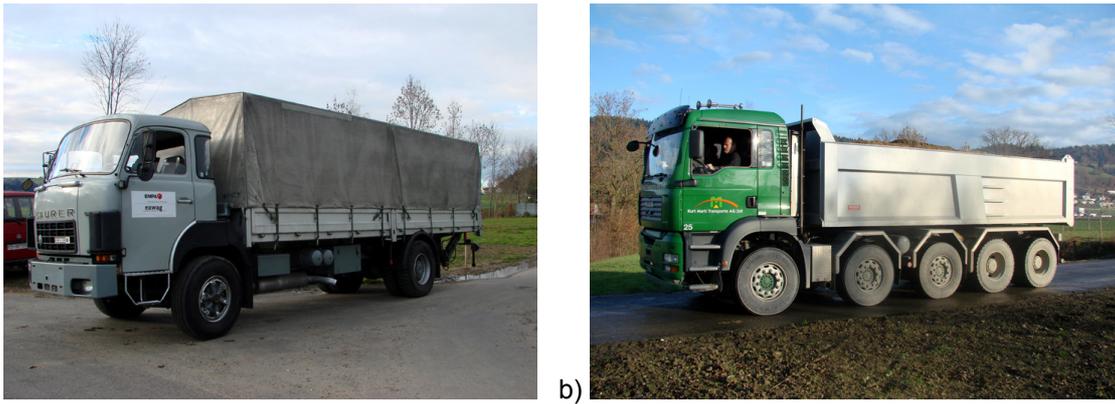


Abb. 4: a) Zweiachsiger 16t-Lastwagen. b) Fünfachsiger 40t-Lastwagen.

mitte wurde die vertikale Durchbiegung (K1, K2 und K3), die Längsdehnung der Brett-schichtholz-Längsträgern (K7, K8 und K10), die Dehnung der Massivholzplatte in Querrichtung (K9) und die vertikalen Beschleunigungen (K11, K12 und K13) erfasst. Bei einem Viertel der Spannweite wurden die vertikalen Verschiebungen der Brett-schichtholz-Längsträger (K4 und K5) und die Beschleunigungen (K14 und K15) gemessen. Die Durchbiegungen wurden mit induktiven Weggebern aufgenommen. Faseroptische Sensoren mit langer Basislänge (50 cm und 100 cm) wurden für die Erfassung der mittleren Dehnungen eingesetzt, und die Beschleunigungen wurden mit kapazitiven Beschleunigungssensoren (Empfindlichkeit 1V/g) erfasst.

Die Fahrversuche wurden mit zwei verschiedenen Lastwagen durchgeführt: ein zweiachsiger 16 t-Lastwagen und ein fünfachsiger 40t-Lastwagen (Abb. 4). Die Fahrzeuge fahren mit konstanten Geschwindigkeiten über die Brücke. Die Fahrten wurden ausgehend von einer Geschwindigkeit von 5 km/h in Schritten von jeweils 5 km/h bis zu einer Geschwindigkeit von 65 km/h erhöht. Die effektive Geschwindigkeit des Fahrzeugs wurde mit zwei Kontaktschwellen (K6₍₁₎ und K6₍₂₎) an beiden Enden der Brücke gemessen.

4.2 Ergebnisse

4.2.1 Schwingungen

In Abb. 5a) sind beispielhaft die gemessenen Beschleunigungen an der Messstelle L1 (Längsträger) für zwei Fahrten, 15 km/h und 55 km/h, mit dem 40t-Fahrzeug dargestellt. Die Beschleunigungen nehmen mit zunehmender Geschwindigkeit des Fahrzeuges zu und erreichen bei Geschwindigkeiten ab ca. 50 km/h maximale Amplituden, die grösser als 0.5 ms^{-2} sind. Bei hohen Geschwindigkeiten des Fahrzeugs sind die maximalen Schwinggeschwindigkeiten deutlich grösser als 20 mm/s und können bis zu 60 mm/s erreichen (Abb. 5c). Die Durchbiegungen des Längsträgers in Brückenmitte sind in Abb. 5d) dargestellt. Die maximalen Durchbiegungen betragen 17.9 mm bzw. 18.4 mm. Diese Werte sind deutlich kleiner als jene, die mit dem Lastmodell der SIA-Norm 261 berechnet wurden (28 mm).

Aufgrund der grossen Durchbiegungen wird ein beträchtlicher Anteil der Schwinggeschwindigkeitsamplituden durch den quasi-statischen Anteil hervorgerufen (der Anteil, der durch die Bewegung der statischen Last über die Brücke verursacht wird). Dieser Anteil ist an der langperiodischen Schwingung in Abb. 5c) auch sehr deutlich zu erkennen. Eine grobe Ab-

schätzung ergibt bei 15 km/h eine max. Schwinggeschwindigkeitsamplitude von 9 mm/s und bei 55 km/h eine max. Schwinggeschwindigkeitsamplitude von 34 mm/s. Beide Werte stimmen gut mit den gemessenen Schwinggeschwindigkeitsamplituden überein.

Die Spektraldichten der Beschleunigung zeigen (Abb. 5b), dass die Fahrzeuge hauptsächlich die Grundschwingung anregen. Da das Fahrzeug zentrisch über die einspurige Brücke fährt, ist dieser Sachverhalt auch leicht nachzuvollziehen. Das Spektrum der Fahrt mit 55 km/h

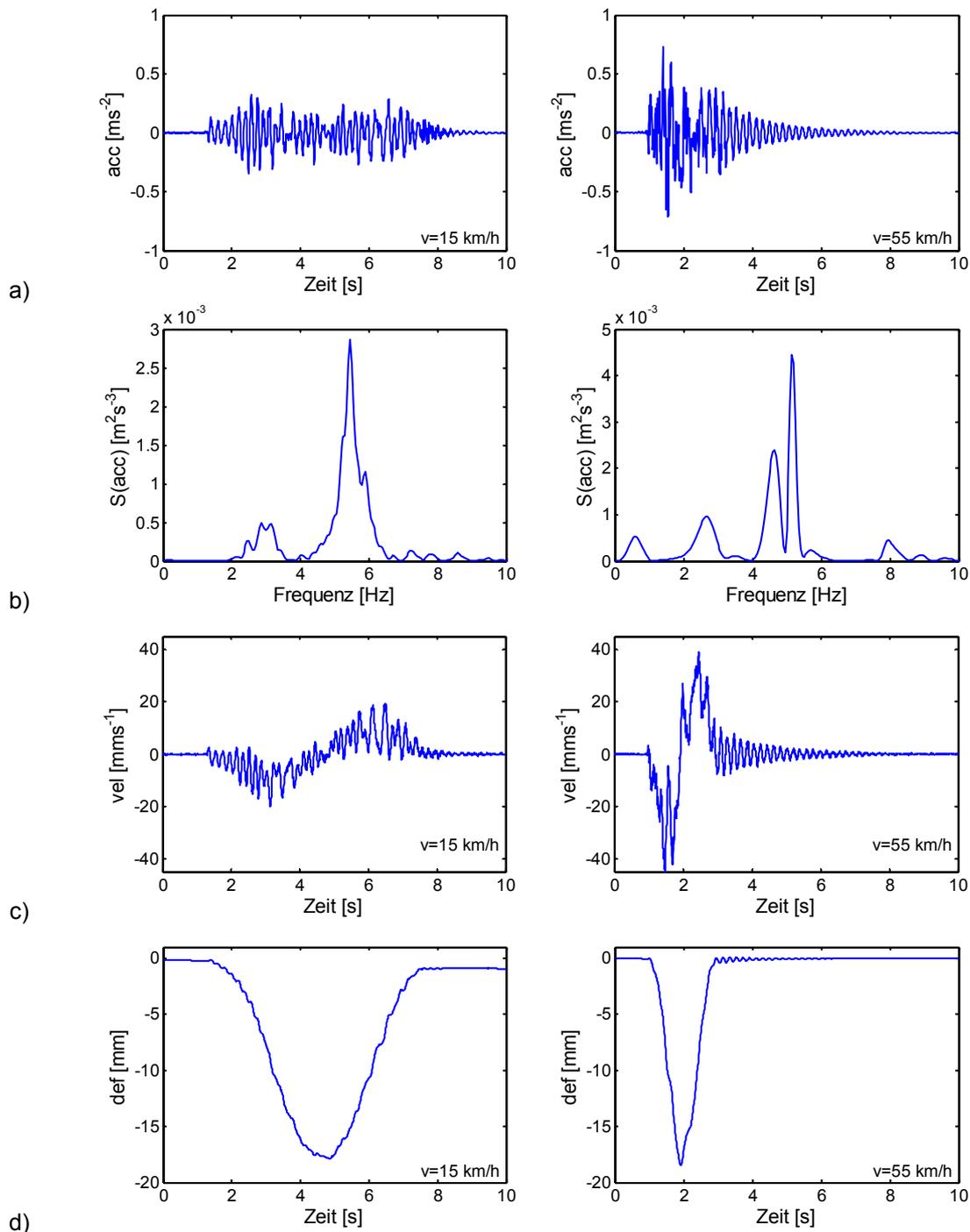


Abb. 5: a) In der Feldmitte gemessene Beschleunigungen bei Fahrten mit 15 km/h und 55 km/h. b) Spektraldichten der in Abb. 5a) dargestellten Beschleunigungen. c) In der Feldmitte gemessene Schwinggeschwindigkeiten bei Fahrten mit 15 km/h und 55 km/h. d) In der Feldmitte gemessene Durchbiegungen bei Fahrten mit 15 km/h und 55 km/h.

zeigt mehrere Spitzen auf. Die grösste, die bei 5.15 Hz ist, wird vorwiegend vom Ausschwingen der Brücke nach der Überfahrt des Fahrzeuges generiert und entspricht sehr genau der Resonanzfrequenz der Grundschwingung (5.19 Hz), die mit der Methode der experimentellen Modalanalyse ermittelt wurde.

Die kleinere Spitze links von der Grundfrequenz weist eine Frequenz von 4.65 Hz auf. Dieser Anteil des Frequenzspektrums wird auch durch die erste Grundschwingung verursacht. Die Frequenzen sind jedoch etwas kleiner als die Resonanzfrequenz, da der auf der Brücke fahrende Lastwagen als zusätzliche Masse wirkt. Da die dynamisch wirkende Masse von der Position des Lastwagens auf der Brücke abhängt, sind diese Frequenzanteile grösser als die modifizierte Grundfrequenz der Brücke, wenn man die ganze Masse des Fahrzeuges berücksichtigen würde. Die Frequenzanteile zwischen 2 und 3 Hz, die auch bei der Fahrt mit 15 km/h auftreten, dürften Schwingungen des Fahrzeuges sein, die durch die Fahrzeug-Brücke-Interaktion auf die Brücke übertragen wurden.

Der kleine Buckel um 0.6 Hz im Spektrum der Fahrt mit 55 km/h wird durch die quasi-statische Komponente der Beschleunigung hervorgerufen. Eine Abschätzung der zu erwartenden Frequenz ergibt tatsächlich eine Frequenz um 0.6 Hz. Bei der Fahrt mit 15 km/h (Frequenz ca. 0.16 Hz) ist kein analoger Buckel mehr vorhanden, da die Beschleunigungsintensität bei nahezu gleichbleibender Durchbiegung quadratisch mit der Frequenz abnimmt.

4.2.2 Dynamischer Vergrößerungsfaktor

Die Literatur kennt mehrere verschiedene Definitionen des dynamischen Vergrößerungsfaktors (Paultre et al., 1992). Die Definitionen basieren meistens auf folgende Formel

$$DVF = 1 + \frac{(R_{dyn} - R_{sta})}{R_{sta}},$$

wobei DVF den dynamischen Vergrößerungsfaktor, R_{dyn} die dynamische Messgrösse und R_{sta} die statische Referenzgrösse bezeichnet. Der dynamische Vergrößerungsfaktor wird mit Durchbiegungs- oder Dehnungsmessungen bestimmt. Die statische Referenzgrösse R_{sta} wird entweder durch statische Versuche mit ruhenden Fahrzeugen, durch quasi-statische Versuche mit langsam fahrenden Fahrzeugen (max. 5 km/h) oder durch Isolierung des quasi-statischen Anteils der Messgrösse mit einem Tiefpassfilter bestimmt. Der grösste Wert der Messgrösse wird als statische Referenzgrösse R_{sta} definiert. Die dynamische Messgrösse R_{dyn} entspricht in der Regel dem Maximum der Messgrösse während einer Überfahrt.

Die verschiedenen Definitionen führen naturgemäss zu voneinander abweichenden dynamischen Vergrößerungsfaktoren. Wird die statische Referenzgrösse R_{sta} mit statischen oder quasi-statischen Versuchen bestimmt, so kann der dynamische Vergrößerungsfaktor durchaus kleiner als 1 werden. Da Durchbiegungen oder Dehnungen gemessen werden, können Kriechvorgänge des Baumaterials oder Schlupfvorgänge in den Verbindungen die Messgrösse bei gleichbleibender Last vergrössern. Bei einer schnellen Überfahrt haben diese Vorgänge keine Zeit sich einzustellen, so dass der quasi-statische Anteil der Messgrösse generell kleiner ist. Wird die statische Referenzgrösse R_{sta} hingegen mittels eines Tiefpassfilters bestimmt, so ist der dynamische Vergrößerungsfaktor immer grösser als 1.

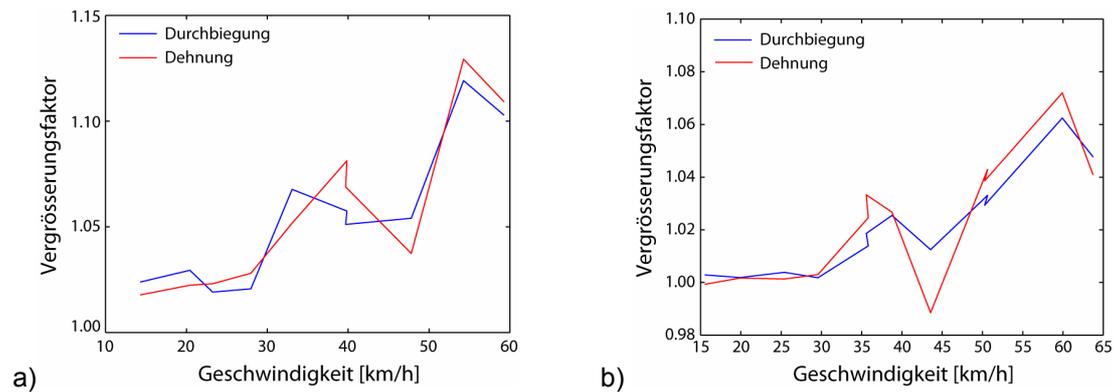


Abb. 6: a) Dynamischer Vergrößerungsfaktor für Fahrten mit dem 16t-Fahrzeug.
 b) Dynamischer Vergrößerungsfaktor für Fahrten mit dem 40t-Fahrzeug.

In dieser Untersuchung ist die statische Referenzgrösse R_{sta} durch Filterung bestimmt worden. Der dynamische Vergrößerungsfaktor ist sowohl mit der Durchbiegung als auch mit der Dehnung in Feldmitte bestimmt worden. Die Ergebnisse sind in Abb. 6 dargestellt. Mit beiden Fahrzeugen nimmt der dynamische Vergrößerungsfaktor mit zunehmender Geschwindigkeit des Fahrzeugs generell zu. Dieser Sachverhalt ist konsistent mit der Beobachtung, dass die Schwingungsamplituden mit zunehmender Geschwindigkeit zunehmen. Das leichtere Fahrzeug (DVF ≈ 1.13) erzeugt höhere dynamische Vergrößerungsfaktoren als das schwerere Fahrzeug (DVF ≈ 1.07). Diese Beobachtung ist bei vielen anderen Versuchen bereits festgestellt worden.

Abb. 6 zeigt auch, dass der dynamische Vergrößerungsfaktor, der mit den Durchbiegungen ermittelt wird, sehr gut mit jenem übereinstimmt, der aus den Dehnungen berechnet wird. Die Unterschiede betragen ein paar wenige Prozente und sind daher vergleichbar mit der Streuung, die bei der experimentellen Bestimmung der dynamischen Vergrößerungsfaktoren üblicherweise auftritt. Die gute Übereinstimmung kommt auch dadurch zustande, dass die Brücke einfeldrig ist, die Achslasten über einen beträchtlichen Teil der Spannweite verteilt sind und fast ausschliesslich nur die erste Eigenschwingung durch die Fahrzeuge angeregt wird.

4.2.3 Dämpfung

Wie aus Abb. 5a) hervorgeht schwingt die Brücke nach der Überfahrt des Fahrzeuges noch ausgiebig aus. Dieses Ausschwingen erlaubt eine alternative Bestimmung der modalen Dämpfung bei grösseren Schwingungsamplituden als dies mit der Methode der experimentellen Modalanalyse möglich war. Da vorwiegend nur die erste Eigenschwingung angeregt wurde, kann nur die modale Dämpfung dieser Eigenschwingung zuverlässig ausgewertet und verglichen werden. Die Bestimmung der Dämpfung erfolgt mit einem Verfahren der Systemidentifikation, das in der Berechnung die gleichzeitige Berücksichtigung mehrerer Messreihen erlaubt. Neben den modalen Dämpfungsmassen werden auch die Frequenzen und Amplituden der beteiligten Eigenschwingungen ermittelt. Abb. 7 zeigt das Ausschwingen der Brücke nach der Überfahrt des 40t-Lastwagens mit 55 km/h an den Messstellen L1 und L3 (blaue Kurven). Die Rekonstruktion des Ausschwingvorganges mit dem identifizierten Modell ist durch die roten Kurven dargestellt. Die Übereinstimmung zwischen Messung und Modell ist sehr gut, so dass die Schätzung der modalen Dämpfung der Grundschwingung sehr gut

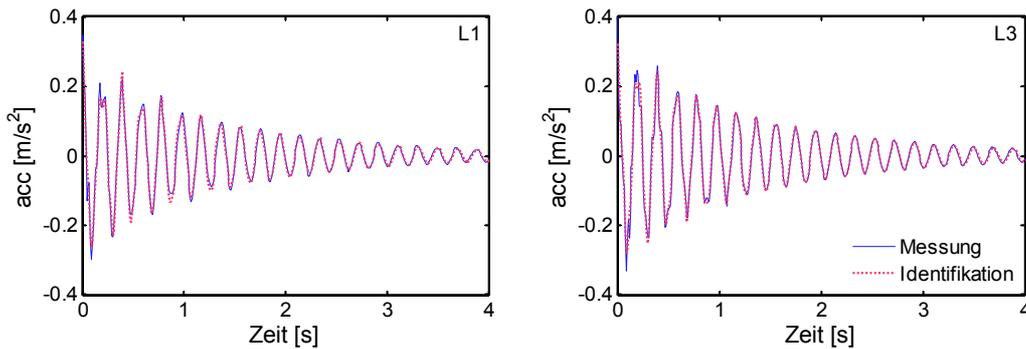


Abb. 7: Ausschwingkurven der Brücke an den Messstellen L1 und L3 (Längsträger).

ist. In diesem Fall betrug die modale Dämpfung 2.1%. Dieser Wert entspricht auch dem Mittelwert aller Fahrten und ist deutlich kleiner als das modale Dämpfungsmass, das mit der Methode der experimentellen modalen Analyse ermittelt wurde (2.6%). Die Frequenz des Ausschwingvorganges beträgt 5.15 Hz und stimmt sehr gut mit der Resonanzfrequenz der Grundschiwingung überein (5.19 Hz), die mit der Methode der experimentellen Analyse bestimmt wurde.

5 Schlussfolgerungen

Die Messungen an der Brücke über die Wigger haben folgende Ergebnisse geliefert:

- Der Asphaltbelag hat einen grossen Einfluss auf die Resonanzfrequenzen der Brücke. Er wirkt überwiegend als zusätzliche Masse und reduziert daher die Resonanzfrequenzen.
- Der Asphaltbelag vergrössert die Dämpfung der Brücke. Das aus dem Ausschwingvorgang der Brücke ermittelte modale Dämpfungsmass der Grundschiwingung beträgt 2.1% und ist deutlich grösser als die Dämpfungsmasse, welche die SIA-Norm 265 (2003) für Holzbrücken vorsieht.
- Die maximalen Beschleunigungs- und Schwinggeschwindigkeitsamplituden, die bei der Überfahrt schwerer Fahrzeuge mit über 40 km/h auftreten sind beträchtlich und übersteigen bei weitem die Komfortanforderungen für Fussgänger. Ein beträchtlicher Teil der Schwingungsamplituden wird wegen den grossen Durchbiegungen durch die quasi-statische Komponente verursacht. Bei Holzbrücken mit Fahrspur und Gehweg könnten die exzessiven Schwingungen von den Fussgängern als störend empfunden werden.
- Der dynamische Vergrösserungsfaktor beträgt für die massgebenden 40t-Lastwagen 1.07. Dieser Wert ist wesentlich kleiner als der dynamische Vergrösserungsfaktor, der in den Lastmodellen der SIA-Norm 261 vorgesehen ist.
- Die experimentelle Modalanalyse erlaubt eine korrekte Bestimmung der Resonanzfrequenzen und der Schwingungsformen. Die Qualität der Ergebnisse hängt aber von der Intensität der Erschütterungen ab. In einer erschütterungsarmen Umgebung produziert das ambiente Verfahren bei Bauwerken mit einem Dämpfungsmass von mehreren Prozenten nur unvollständige Ergebnisse.
- Weniger zuverlässig sind die Ergebnisse der experimentellen Modalanalyse für die Bestimmung der modalen Dämpfung. Die Analyse von Ausschwingvorgängen erlaubt eine wesentlich zuverlässigere Bestimmung der modalen Dämpfung.

Literatur

- AASHTO (1998) Load and Resistance Factor Design (LRFD) Bridge Specifications, AASHTO.
- Bigelow J, Phares B, Wipf T, Ritter M & Wood D (2005) Dynamic field performance of glued laminated timber bridges. *Journal of the transportation research board* 1928:155-164.
- CEN Ecfs (2003) EN 1991-2: Eurocode 1: Actions on structures -Part2: Traffic loads on bridges. CEN.
- Ing.-Büro Pirmin Jung (2006) Wiggerbrücke in Egolzwil LU: neu gebaut in Holzbauweise. *Schweizer Holz-Zeitung*, 24, 16-18.
- Ljung L (1999): *System Identification - Theory for the user*, 2nd ed, PTR Prentice hall, Upper Saddle River, J.J.
- Paultre P, Chaallal O & Proulx J (1992) Bridge Dynamics and Dynamic Amplification Factors - a Review of Analytical and Experimental Findings. *Canadian Journal Of Civil Engineering*, 19, 260-278.
- Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (1989) Norm SIA 160: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia, Zürich.
- Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (2003) Norm SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia, Zürich.
- Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (2003) Norm SIA 265: Holzbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein sia, Zürich.
- Tufts DW, Kumaresan R (1982). Estimation of frequencies of multiple sinusoids: Making linear prediction perform like maximum likelihood. *Proceedings of the IEEE*.