

Zustandsüberwachung von Brücken mit dynamischen Methoden

G. Feltrin, EMPA Dübendorf

1. Einleitung

Die Zustandsüberwachung von Brücken wird heute vorwiegend mit periodischen Inspektionen durchgeführt, die methodisch auf einer rein visuellen Überprüfung der Bauteile basieren. Dies ist in vielen Fällen sehr aufwendig, da die zu überprüfenden Bauteile schwer zugänglich sind. Seit einigen Jahren wird daher international verstärkt Forschung betrieben, um den Zustandsüberwachungsprozess zu automatisieren und damit kostengünstiger zu gestalten.

Ein Verfahren, den Zustand eines Bauwerks zu überwachen, besteht darin, die Schwingungseigenschaften (z.B. Eigenfrequenzen, Eigenformen, Dämpfung usw.) eines Bauwerks während seiner Lebenszeit durch periodische Messungen zu bestimmen. Indem nach jeder neuen Messung diese Schwingungseigenschaften mit jenen des gesunden (neu erstellten) Bauwerks verglichen werden, hofft man, frühzeitig strukturelle Schäden (Steifigkeitsverlust durch Bildung von Rissen, Änderungen der Auflagerbedingungen usw.) zu erfassen, welche das Schwingungsverhalten eines Bauwerks zu beeinflussen vermögen.

Die Forschung konzentriert sich einerseits in der Entwicklung von robusten und kostengünstigen Messapparaturen und andererseits in der Entwicklung von zuverlässigen numerischen Verfahren zur frühzeitigen Schadenserkennung.

2. Versuche an einer Brücke

Die Abteilung Ingenieur-Strukturen der EMPA Dübendorf beteiligt sich seit mehreren Jahren an diversen internationalen Forschungsvorhaben zum Thema Zustandsüberwachung von Brücken. Im Rahmen eines grösseren Projekts, wurden im Jahre 2000 und im Januar 2001 Versuche an einer Brücke der Autobahn A2 in Hergiswil (NW) durchgeführt. Die Brücke "Romeo" des Obkirchen-Viadukts ist eine leicht gekrümmte, dreifeldrige, vorgespannte Betonkonstruktion mit Spannweiten von 29.0 m, 37.0 m und 29.0 m (Abb. 1, Abb. 2 und Abb. 3). Der Querschnitt ist als einzelliger Kasten ausgebildet (Abb. 4). Das feste Auflager befindet sich beim Widerlager Süd (Abb. 2, links). Das bewegliche Auflager, welches konstruktiv durch vier gedrungene Pendelstützen realisiert wurde, befindet sich beim Widerlager Nord (Abb. 2, rechts). Die zwei Stützen sind flach fundiert und sind über ein Betongelenk am Brückenkasten angeschlossen. Die Brücke wurde in den Jahren 1959/1960 gebaut und ist nach Abschluss der Versuche abgebrochen worden (Neubau der Brücken). Sie war in einem guten Zustand: Die Druckfestigkeit von Bohrkernen, welche an der unteren Platte des Hohlkastens entnommen wurden, wiesen Werte zwischen 60 und 78 MPa auf.



Abb. 1: Ansicht der Brücke "Romeo".

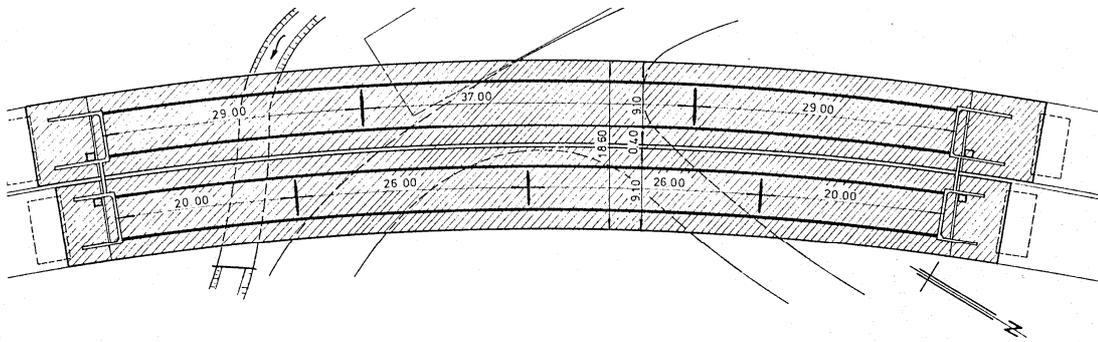


Abb. 2: Grundriss der Brücken "Romeo" (hinten) und "Lora".

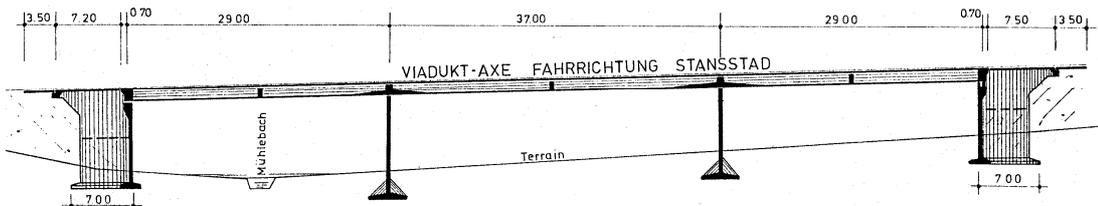


Abb. 3: Längsschnitt der Brücke "Romeo".

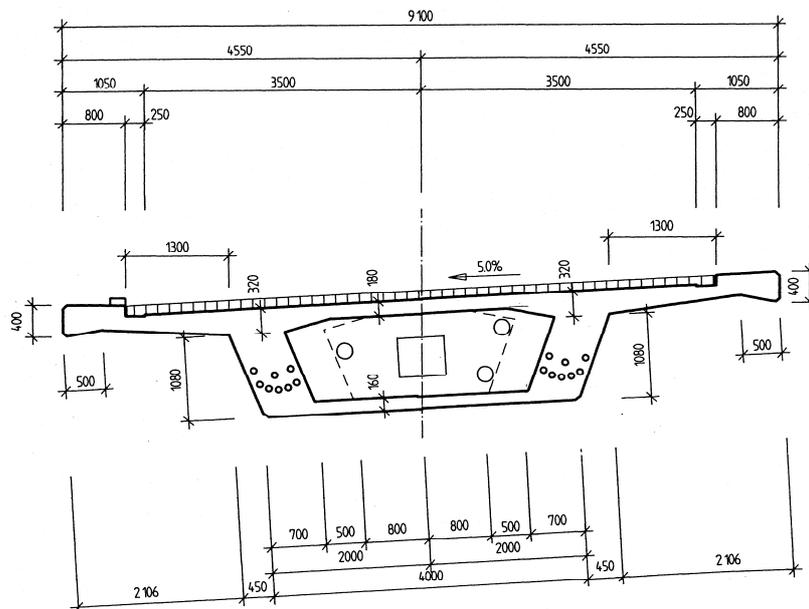


Abb. 4: Querschnitt der Brücke "Romeo".

3. Langzeitüberwachung

Die Versuche an der Brücke "Romeo" wurden in zwei Phasen durchgeführt. Die erste Phase bestand in der Langzeitüberwachung der Brücke. Dies erlaubte, den Einfluss der Temperatur und des Verkehrs auf die Schwingungseigenschaften zu untersuchen. Um falsche Alarmmeldungen des Zustandsüberwachungssystem möglichst zu vermeiden, müssen diese Einflüsse quantifizierbar sein. Zu diesem Zweck wurde ein permanentes und autonom arbeitendes Überwachungssystem auf der Brücke installiert. Dieses System war vom Mai 2000 bis Januar 2001 in Betrieb und erfasste stündlich während einer Dauer von 10 Minuten die Signale von 16 Beschleunigungssensoren und 19 Temperatursensoren.

Die Lage der Beschleunigungssensoren ist in Abb. 5 und Abb. 6 dargestellt. Zwölf Sensoren erfassten die Vertikalschwingungen (V1–V12), drei Sensoren die Transversalschwingungen (T1–T3) und ein Sensor die Längsschwingungen (L1) der Brücke. Die Sensoren V6 und V11 dienen zur Identifikation der Torsionsschwingungen. Die Beschleunigungssignale wurden mit einem Tiefpassfilter (die obere Eckfrequenz betrug 30 Hz) gefiltert und mit einer Abtastrate von 100 Hz digitalisiert. Die Steuerung der Anlage erfolgte über eine spezielle Software, die auf einem PC installiert war. Die täglich anfallenden Daten (350 MByte) wurden auch auf diesem

PC gespeichert. Das System erwies sich als sehr zuverlässig, so dass auf eine Fernbedienung verzichtet werden konnte.

Die Temperaturen wurden an zwei Querschnitten gemessen (Tp1 und Tp2, Abb. 5). Die Lage der Sensoren im Querschnitt ist in Abb. 7 zu erkennen. Sechs Sensoren erfassten die Temperatur im Beton, zwei Sensoren die Lufttemperatur und ein Sensor die Temperatur im Belag. In Abb. 8 ist als Beispiel der Verlauf der Temperatur an fünf Messstellen während des Monats September 2000 dargestellt.

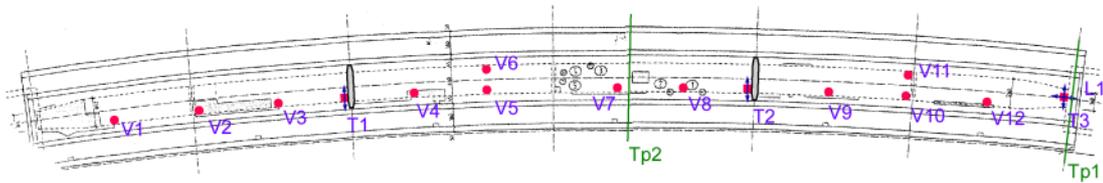


Abb. 5: Grundriss der Brücke "Romeo" mit der Lage der Beschleunigungssensoren (rot) und der Temperatursensoren (grün).

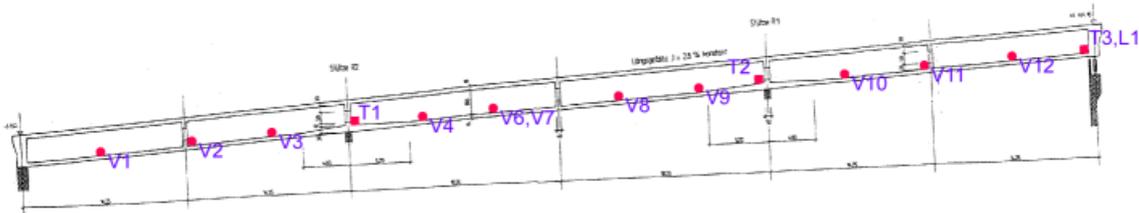


Abb. 6: Längsschnitt der Brücke "Romeo" mit der Lage der Beschleunigungssensoren.

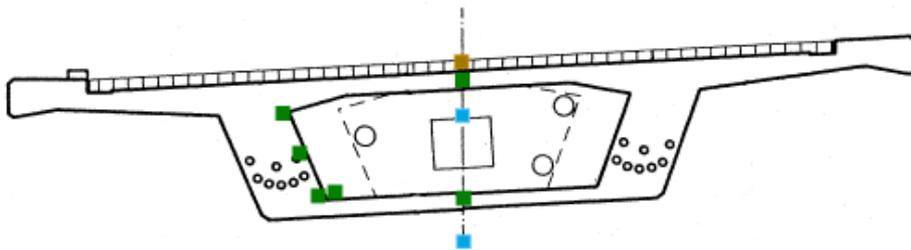


Abb. 7: Querschnitt der Brücke "Romeo" mit der Lage der Temperatursensoren.

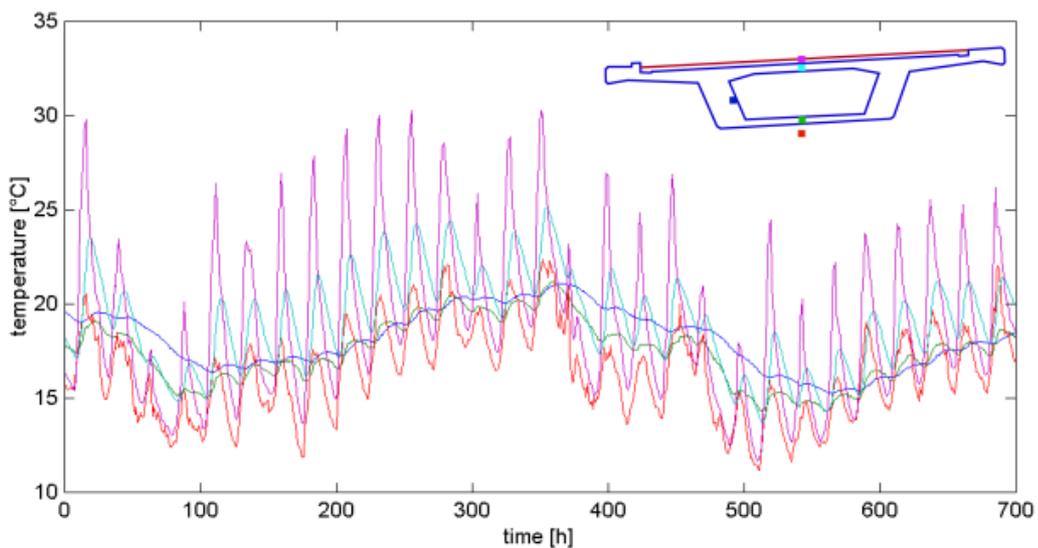


Abb. 8: Verlauf der Temperatur an fünf Messstellen im September 2000.

4. Schädigungsszenarien

Die zweite Phase der Versuche fand im Januar 2001 statt. Ziel dieser Versuche war, das Schwingungsverhalten der Brücke bei zunehmender Schädigung zu untersuchen. Zu diesem Zweck wurden zwei Schädigungsszenarien durchgeführt: Absenkung des nördlichen Auflagers (Abb. 9) und Überbelastung des nördlichen Endfeldes (Abb. 10).

Im Rahmen des ersten Szenarios wurde der Brückenträger um insgesamt ca. 60 cm abgesenkt. Um dies zu erreichen, wurden am Widerlager Nord die Pendelstützen entfernt und der Brückenträger auf hydraulische Pressen gelagert (Abb. 11). Die Absenkung erfolgte in 3 Etappen (302 mm, 463 mm und 596 mm). Die Auflagerkräfte verringerten sich aufgrund der Absenkung von 2760 kN auf 760 kN. Es entstanden Risse im Bereich der benachbarten Stütze. Die grössten gemessenen Rissweiten bei der grössten Absenkung betrugen 0.5 mm. Vor der ersten Absenkung (Erfassung der Schwingungseigenschaften der unbeschädigten Brücke) und nach jeder Etappe wurde eine experimentelle Modalanalyse durchgeführt.

Nachdem die Brücke wieder auf ihre ursprüngliche Lage gehoben worden war, ist im Rahmen des zweiten Szenarios der Brückenträger in der Mitte des Randfeldes mit Hilfe zweier hydraulischer Pressen belastet worden (Abb. 12). Die Belastung wurde erzeugt, indem zwei Bündel von Vorspannkabel, die je in einem mit Lockergesteinsankern versehenen Flachfundament verankert waren, gespannt wurden. Die Umlagerung der Kräfte von den Pressen auf die beiden Brückenstege erfolgte über einen Stahlträger, der auf zwei Betonfüsse gelagert war (Abb. 13). Da die statische Berechnung einen spröden Schubbruch vorhersagte, wurden an beiden Stegen je zwei Vorspannkabel abgetrennt, um die Biegefestigkeit des Brückenträgers zu verringern. Dadurch konnte die Risslast in der Feldmitte reduziert werden.

Die Belastung wurde in vier Laststufen aufgebracht (2370 kN, 3440 kN, 4090 kN und 4800 kN). Die ersten Risse in Feldmitte entstanden bei einer Belastung von 1120 kN. Bei der maximalen Belastung von 4800 kN wiesen mehrere Risse eine Breite von 3 mm auf (Abb. 14). Nach jeder Etappe wurde die Brücke vollständig entlastet und anschliessend eine experimentelle Modalanalyse durchgeführt.



Abb. 9: Szenario 1: Absenkung des nördlichen Auflagers.



Abb. 10: Szenario 2: Überbelastung des nördlichen Endfeldes.



Abb. 11: Links: Lagerung des Brückenträgers auf drei hydraulischen Pressen. Rechts: Absenkung des Brückenträgers am Widerlager Nord um ca. 60 cm.



Abb. 12: Links: Hydraulische Presse zur Spannung der Vorspannkabel. Rechts: Verankerung der Vorspannkabel am Fundament.



Abb. 13: Stahlträger zur Umlagerung der Kräfte von den zwei Pressen auf die Brückenstege.

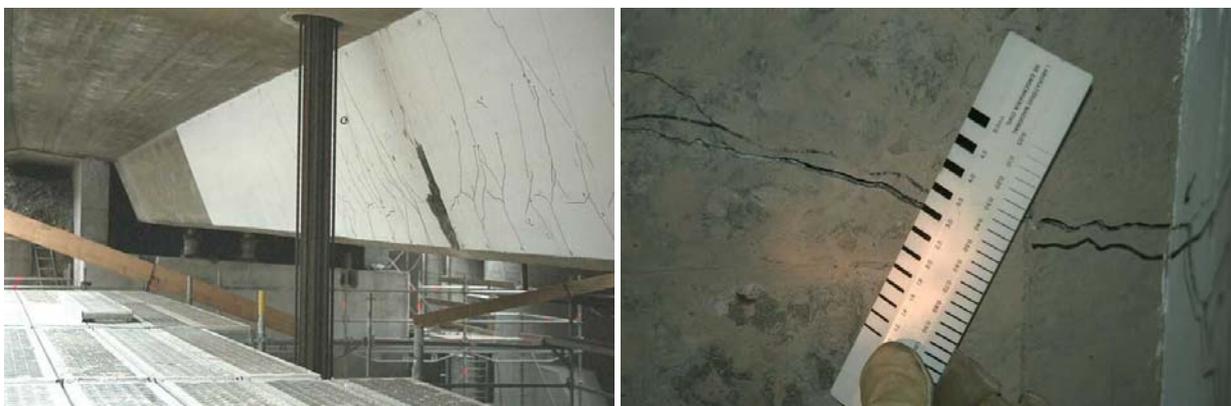


Abb. 14: Links: Risse im Steg des Brückenkastens in Feldmitte. Rechts: Riss mit Rissweite von 3 mm.

5. Experimentelle Modalanalyse

Während der Schädigungsszenarien wurden insgesamt 10 experimentelle Modalanalysen durchgeführt. Die Messgittern wiesen bis zu 162 Gitterpunkten auf (Abb. 15). An jedem Gitterpunkt wurden die Beschleunigungen in drei orthogonalen Richtungen erfasst. Da nicht alle Gitterpunkte gleichzeitig gemessen werden konnten, setzten sich die experimentellen Modalanalysen aus einer Vielzahl von Einzelmessungen zusammen. Bei jeder Messung wurden gleichzeitig 27 Beschleunigungssignale und ein Kraftsignal erfasst. Die Zahl der Beschleunigungssignale setzte sich zusammen aus den 5x3 Signalen der Beschleunigungssensoren, die auf der Fahrbahnplatte verschoben wurden, den 3x3 Signalen von den fest auf der Fahrbahnplatte montierten Referenz-Sensoren und den 3 Signalen vom beweglichen Sensor auf der Stütze. Bei einer Messung wurden die Signale während einer Dauer von ca. 4 Minuten erfasst und mit einer Abtastrate von 100 Hz digitalisiert. Die Datenerfassungsanlage (EMPA-Eigenbau) ist in Abb. 16 abgebildet. Die Durchführung einer vollständigen experimentellen Modalanalyse dauerte 5-6 Stunden.

Als Anregung diente ein servo-hydraulischer Schwingungserreger mit 500 kg Masse, welcher exzentrisch etwa im Drittelpunkt des nördlichen Feldes positioniert war (Abb. 16). Die maximale Amplitude der vertikalen Kraft betrug ca. 20 kN. Der Zeitverlauf der Kraft war eine stationäre Zufallsschwingung mit einem Leistungsspektrum, der zwischen 2 und 8 Hz eine nahezu konstante Amplitude aufwies.

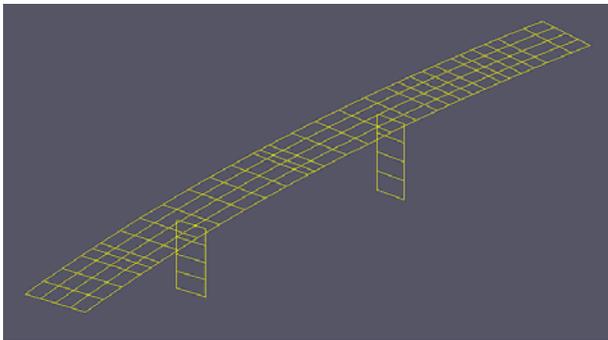


Abb. 15: Links: Messgitter der experimentellen Modalanalyse.
Rechts: Verschneite Fahrbahn der Brücke mit den freigelegten Messstellen.



Abb. 16: Links: Datenerfassungsanlage mit 32 Kanälen im Messwagen.
Rechts: Servo-hydraulischer Schwingungserreger.

6. Auswertung der Versuche

Das Ziel der Versuche war, experimentelle Daten von einem realen Bauwerk unter natürlichen Umweltbedingungen zu sammeln. Mit diesen Daten soll die Zuverlässigkeit der zahlreichen in der Literatur veröffentlichten Verfahren zur Schadenserkennung geprüft werden. Viele dieser Verfahren sind mit Laborexperimenten validiert worden, so dass ihre Zuverlässigkeit im Feld noch weit gehend unbekannt ist. Darüber hinaus ist die Sensitivität dieser Verfahren bei wechselnden Umwelt- und Anregungsbedingungen noch ungenügend untersucht worden.

Eine Klasse von Verfahren erkennen Zustandsänderungen eines Bauwerks, indem sie Änderungen der Eigenschwingungen feststellen. Durch Vergleich der Eigenfrequenzen, Eigenformen und modalen Dämpfungen des neuen und "gesunden" Bauwerks mit jenen des alternen Bauwerks, können sie sowohl das Auftreten wie auch die genaue Lage der Schäden erkennen. Diese Verfahren bauen somit auf den Ergebnissen einer experimentellen Modalanalyse auf, wie sie z.B. in Abb. 17 dargestellt werden, um Aussagen über den Zustand eines Bauwerks zu machen. Dies erfordert in der Regel ein aufwendiges Zustandsüberwachungssystem mit vielen Sensoren und einer leistungsfähigen Rechneinheit, die automatisch die aufwendigen Analysen durchführen.

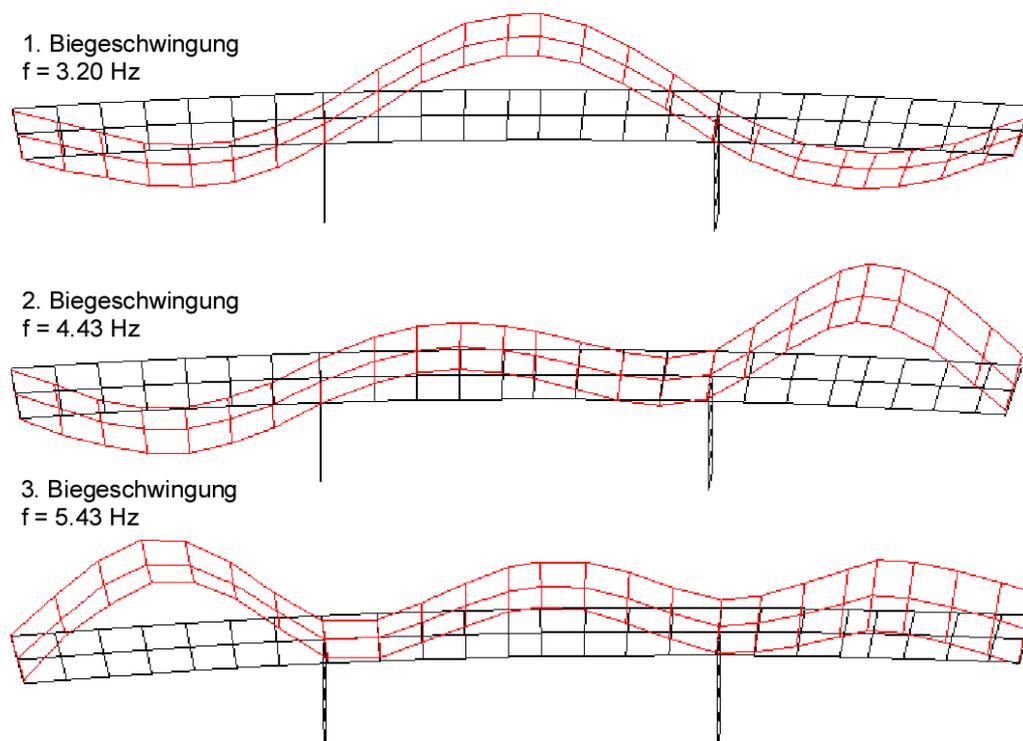


Abb. 17: Die ersten drei Biegeschwingungen des Brückenträgers "Romeo" (Analyse mit reduzierter Anzahl Gitterpunkten).

Eine zweite Klasse von Verfahren beschränkt sich auf die Erkennung des Auftretens von Schäden an einem Bauwerk. Diese Verfahren erlauben, die Anzahl Sensoren auf das Notwendigste zu reduzieren. Sie können jedoch in der Regel keine Aussagen über die Lage der schadhaften Stelle machen.

Ein sehr einfaches Verfahren dieser Art besteht darin, einige Eigenfrequenzen des Bauwerks während seiner Lebenszeit zu verfolgen. Aufgrund von Einflüssen wie Temperatur und Erregungsquellen (z.B. Verkehr) streuen diese Eigenfrequenzen innerhalb eines charakteristischen Frequenzbandes. Durch die Anwendung statistischer Verfahren wird dann versucht, auf dem Hintergrund dieser "natürlichen" Streuungen der Eigenfrequenzen, Trends zu entdecken, welche auf Schäden zurückzuführen sind.

Andere, etwas aufwendigere Verfahren, versuchen aus dem Zeitverlauf der gemessenen Beschleunigungen mittels Systemidentifikation ein lineares System zu bestimmen. Wenn dieser durch eine geeignete Zufallsschwingung angeregt wird, erzeugt es nahezu die gemessenen Werte. Bei einem gut identifizierten System entspricht die Differenz zwischen den gemessenen und den erzeugten Werten einer Zufallsschwingung mit nahezu konstantem Leistungsspektrum im wichtigen Frequenzbereich. Treten nun Änderungen am Bauwerk auf, so weicht das Leistungsspektrum der Differenz des Zeitverlaufs zwischen Messung und Modell deutlich von einem konstanten Leistungsspektrum ab. In Abb. 18 ist ein solcher Vergleich beispielhaft dar-

gestellt. Die blaue Kurve in den vier Diagrammen bezieht sich auf die unbeschädigte Brücke. Die orangenen Kurven hingegen beziehen sich auf die beschädigte Brücke (vier Laststufen gemäss Szenario 2). Mit zunehmender Schädigung (von oben nach unten) treten die Unterschiede zur blauen Kurve immer deutlicher hervor.

Die definitiven Ergebnisse der Auswertung werden noch etwas auf sich warten lassen, da die detaillierte Auswertung sehr aufwendig ist und daher viel Zeit in Anspruch nehmen wird. Die bisherigen Ergebnisse deuten bereits darauf hin, dass mit diesen kostspieligen Versuchen die EMPA einen wichtigen Beitrag zur Erforschung und Entwicklung von Zustandsüberwachungssystemen, welche auf der Erfassung der dynamischen Eigenschaften eines Bauwerks basieren, geleistet hat.

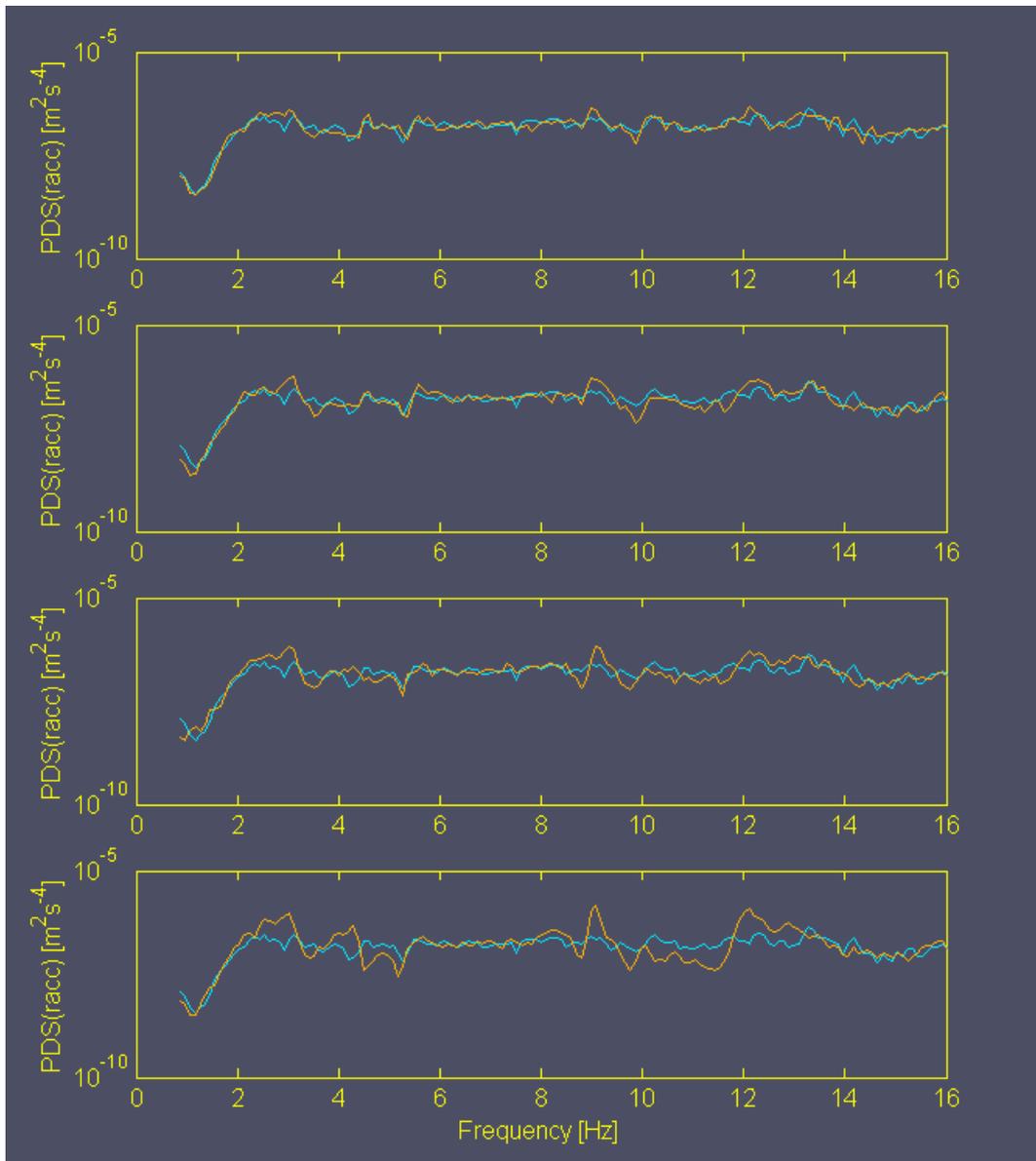


Abb. 18: Vergleich der Leistungsspektren der Differenz zwischen Messung und Modell bei zunehmender Schädigung (Szenario 2).