

# Zustandsbestimmung von Brücken mittels Schwingungsmessungen

Glauco Feltrin  
Abteilung Ingenieur-Strukturen  
Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA)  
Dübendorf (CH)

**Zusammenfassung:** Die Zustandsbestimmung oder Schadenserfassung mittels Schwingungsmessungen ist seit vielen Jahren Gegenstand intensiver Forschung. Dieser kurze Artikel gibt einen knappen (damit notwendigerweise unvollständigen) und nicht technischen Überblick über den Stand der Forschung. Im Artikel werden die Gründe für den Einsatz der Methoden der Strukturmechanik, die wichtigsten Konzepte der Schadenserfassung und die messtechnischen und numerischen Verfahren zur Bestimmung der dynamischen Kenngrößen beschrieben. Anschliessend werden einige Verfahren der Schadenserfassung kurz besprochen und anhand der Ergebnisse der von der Empa durchgeführten Feldversuche an der Romeo-Brücke des Obkirchen-Viaduktes in Hergiswil über ihre Grenzen diskutiert. Trotz der über 20-jährigen Forschungsanstrengungen existiert bis heute kein allgemein akzeptiertes und etabliertes Verfahren, um frühzeitig Schäden an Bauwerken zuverlässig zu erfassen. Die hohe Komplexität der Bauwerke, die unkontrollierbaren Umgebungseinflüsse und die Schwierigkeiten, im Feld sehr genaue Messungen ausführen zu können, lassen auch für die Zukunft wenig Hoffnung auf praxistaugliche und zuverlässige Verfahren aufkommen.

## 1 Einführung

Schadenserfassung mit dynamischen Methoden umfasst all die Verfahren, in denen Konzepte und Methoden der Strukturmechanik angewandt werden, um mechanische Veränderungen in einer Struktur zu erkennen und zu charakterisieren. Das Ziel der Schadenserfassung mit dynamischen Methoden ist es, Schäden (z.B. Risse) in den Strukturen, welche die Gebrauchstauglichkeit oder Tragsicherheit beeinträchtigen, frühzeitig und zuverlässig zu erkennen. Da Veränderungen erfasst werden sollen, muss notwendigerweise eine Referenz existieren, welche die unbeschädigte Struktur beschreibt.

Man kann sich nun die Frage stellen, wieso Konzepte und Methoden der Dynamik überhaupt geeignet sein sollen, Veränderungen in den Strukturen zu erfassen? Wieso wendet man nicht statische Methoden an, die konzeptionell einfacher als dynamische Methoden sind? Es gibt dafür verschiedene theoretische und praktische Gründe.

- Mit modalen Parametern, Resonanzfrequenzen und Eigenschwingungsformen, lässt sich eine mechanische Struktur im Prinzip vollständig beschreiben. Dies ist eine direkte Folge der Gleichung  $\omega^2 Mx - Kx = 0$ , welche die Eigenfrequenzen und Eigenvektoren eines linearen mechanischen Systems mit deren Massen- und Steifigkeits-

verteilung koppelt, wobei  $\omega$  die Eigenfrequenz,  $M$  die Massenmatrix,  $K$  die Steifigkeitsmatrix und  $x$  die Eigenschwingungsform ist. Eine Änderung der Struktur, z.B. der Steifigkeitsmatrix  $K$ , schlägt sich unmittelbar auf die Eigenfrequenzen und die Eigenschwingungsformen nieder, die wiederum experimentell bestimmt werden können (experimentelle Modalanalyse).

- Die Entwicklung der sogenannten ambienten Verfahren der experimentellen Modalanalyse erlauben es, modale Parameter ohne Einsatz von Schwingungserregern zu ermitteln. Die Anregung der Struktur erfolgt durch Wind, natürliche Erschütterungen, Verkehr etc.. Diese Verfahren sind wesentlich kostengünstiger und eignen sich im Prinzip auch für die Dauerüberwachung, da sie keinen permanenten, künstlichen Anregungsmechanismus erfordern.
- Modale Parameter sind Absolutgrößen, die über die Messung von Beschleunigungen, auch eine Absolutgröße, jederzeit bestimmt werden können. Der Ausfall von Sensoren ist daher unproblematisch, da sie einfach ersetzt werden können. Dies ist ein wesentlicher Vorteil im Vergleich zu den statischen Methoden, die immer mit Relativgrößen arbeiten.
- Dynamische Größen werden in der Regel weniger stark von nicht kontrollierbaren Umwelteinflüssen (z.B. Temperatur) beeinflusst als statische Größen.

## 2 Konzept der Schadenserfassung

Eine Systematisierung der Schadenserfassung, die allgemein akzeptiert ist, ist von Rytter vorgeschlagen worden (Rytter, 1993). Sie führt eine hierarchische Charakterisierung des Schadens in 5 Stufen ein, die durch folgende Fragen umschrieben werden kann:

- Ist die Struktur beschädigt?
- Wo befindet sich der Schaden?
- Welche Art von Schaden ist es?
- Wie schwerwiegend ist der Schaden?
- Welche Lebenserwartung hat die beschädigte Struktur?

Die erste Stufe befasst sich mit der Erkennung des Schadens, die zweite mit deren Lokalisierung, die dritte mit der Art, die vierte mit dem Ausmass des Schadens und die letzte Stufe schliesslich mit der Beurteilung der bestehenden und zukünftigen Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit der Struktur.

Streng genommen befassen sich nur die ersten vier Stufen mit der eigentlichen Schadenserfassung. Mit jeder Stufe wird der Informationsgehalt über den Schaden erweitert und die Verfahren in Hinsicht auf die Messtechnik und Datenverarbeitung komplexer. In der Regel wird die Art des Schadens nicht mittels eines Verfahrens bestimmt, sondern geht als Annahme ins Verfahren ein.

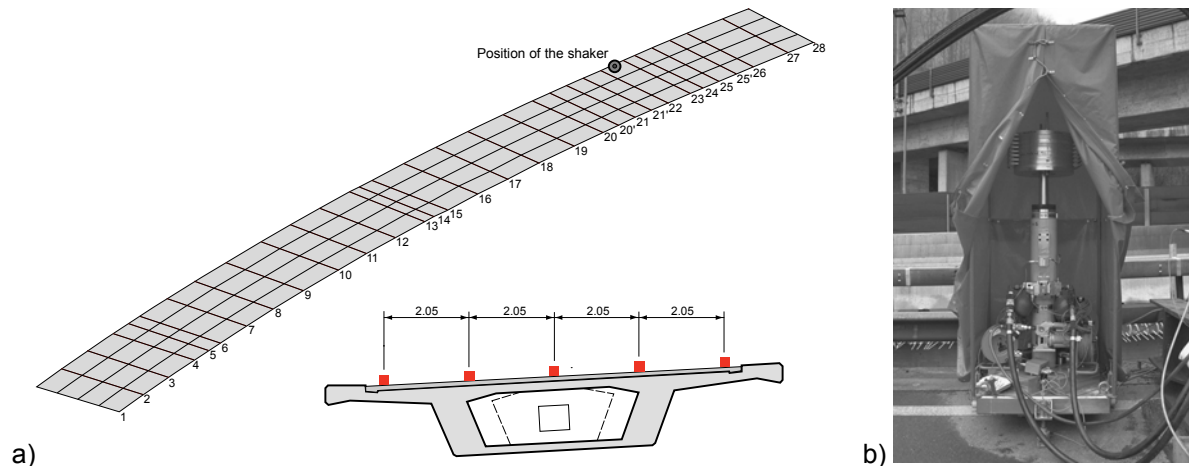


Abb. 1: a) Raster von Messpunkten an der Romeo-Brücke. b) Servohydraulischer Schwingungserreger.

### 3 Bestimmung der dynamischen Kenngrößen

#### 3.1 Messtechnik

Die weitaus grösste Zahl der messtechnischen Verfahren basieren auf der Messung der Beschleunigungen an vielen Messpunkten, die in einem regelmässigen Raster über die Struktur verteilt sind (Abb. 1a)). Je nach Anwendung ist es nicht erforderlich, dass die Beschleunigungen in allen drei Raumrichtungen gemessen werden. Als Messgrösse wird die Beschleunigung vorgezogen, weil sie eine Absolutgrösse ist und mit modernen Sensoren einfach, schnell, ausreichend genau und kostengünstig gemessen werden kann.

Als Anregungsmechanismen werden in der Regel Schwingungserreger (Abb. 1b)), Impulshämmer, Verkehr oder die natürliche Unruhe der Umgebung eingesetzt. Es kommen aber auch Ausschwingversuche zum Einsatz. Schwingungserreger und Impulshämmer (forced vibration testing) erlauben eine gute Kontrolle der Lage, Intensität und Bandbreite der Anregung. Seit in den letzten 15 Jahren grosse Fortschritte bei der Ermittlung der dynamischen Kenngrößen aus Messungen, die mittels sog. ambienten Anregungsmechanismen (ambient vibration testing) gewonnen werden, erzielt werden konnten, werden bei Bauwerken Schwingungserreger immer seltener angewendet, da ihr Einsatz sehr zeitaufwendig und kostspielig ist. Die Genauigkeit der dynamischen Kenngrößen, die aus Messungen mit Schwingungserregern erzielt werden, bleibt jedoch unübertroffen.

#### 3.2 Datenverarbeitung

Ziel der Datenverarbeitung ist es, aus den gemessenen Zeitreihen die dynamischen Kenngrößen zu bestimmen, die zur Charakterisierung der Struktur erforderlich sind. Sehr oft werden die modalen Parameter, d.h. Resonanzfrequenzen, Eigenschwingungsformen (Abb. 2) und modale Dämpfungen, ermittelt. Bei Versuchen mit Schwingungserregern oder Impulshämmern lassen sich neben den modalen Parametern auch Übertragungsfunktionen bestimmen.

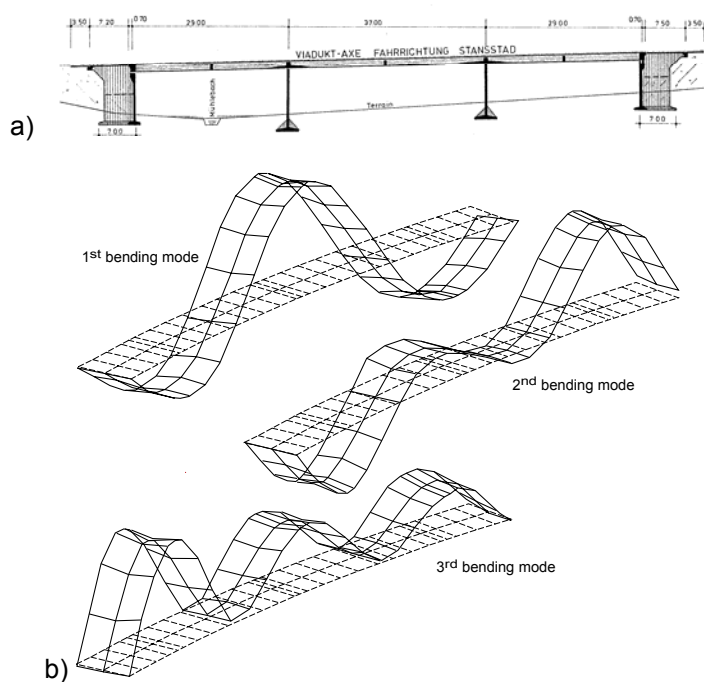


Abb. 2: a) Längsschnitt der Romeo-Brücke.  
 b) Aus Messungen ermittelte Eigenschwingungsformen der Romeo-Brücke.

Zur Ermittlung der modalen Parameter sind bisher sehr viele numerische Verfahren entwickelt worden (Ewins 2000; Brincker et al. 2001). Bei den einfachsten Verfahren, den sog. peak-picking Verfahren, werden anhand der Spitzen (peaks) in den gemittelten Leistungsspektren oder Übertragungsfunktionen die Resonanzfrequenzen geschätzt. Aus den Kreuzkorrelationsfunktionen der Messstellen oder Übertragungsfunktionen werden am Ort der Resonanzfrequenzen die Amplituden und Phasenverschiebungen der Eigenschwingungsform herausgelesen. Dabei wird die Voraussetzung getroffen, dass die Dynamik der Struktur in der Umgebung der Spitze durch eine einzelne Eigen-

schwingung dominiert wird (Approximation mit einem Einmassenschwinger). Die peak-picking Verfahren sind sehr schnell und intuitiv und eignen sich vor allem bei Strukturen mit sehr kleinen modalen Dämpfungen, da die Resonanzfrequenzen einfach und hinreichend genau bestimmt werden können und durch die Approximation mit einem Einmassenschwinger der Fehler in der Regel klein ist. Peak-picking Verfahren eignen sich jedoch überhaupt nicht wenn die Resonanzfrequenzen von zwei Eigenschwingungen sehr nahe beieinander sind.

In den 70er und 80er Jahren des letzten Jahrhunderts sind mehrere Verfahren zur Bestimmung der modalen Parameter entwickelt worden, die auf der Approximation von Übertragungsfunktionen im Zeitbereich durch eine Superposition von Exponentialfunktionen basieren:

$$x_j(t) = \sum_{m=1}^M A_j^m \cdot e^{i\omega_m^* t} + e(t) \quad \text{mit} \quad \omega_m^* = \omega_m + i\delta_m,$$

wobei  $x_j(t)$  die Übertragungsfunktionen an der Messstelle  $j$ ,  $A_j^m$  die komplexe Amplitude der Eigenschwingung  $m$  an der Messstelle  $j$ ,  $\omega_m$  die Resonanzfrequenz (Kreisfrequenz) und  $\delta_m$  ein Mass für die modale Dämpfung sind.  $e(t)$  beschreibt den Fehler zwischen der gemessenen und rekonstruierten Übertragungsfunktion (Maia und Montalvão e Silva, 1997). Ziel dieser Verfahren ist es,  $A_j^m$ ,  $\omega_m$  und  $\delta_m$  zu bestimmen. Ein Nachteil dieser Verfahren ist es, dass die Anzahl Freiheitsgrade  $M$ , eine Unbekannte, im Voraus angenommen werden muss, so dass Berechnungen mit verschiedenen Anzahl Freiheitsgraden ( $M_1 \leq M \leq M_2$ ) durchgeführt werden müssen. Ausserdem ist die numerische Lösung (nichtlineares Optimierungsproblem mit vielen Freiheitsgraden) relativ aufwendig und kompliziert.

Diese Verfahren sind daher in den letzten Jahren durch numerische Verfahren verdrängt worden, die auf der Theorie der linearen Systeme beruhen. Die Systemmatrizen lassen sich schnell und sicher mit numerischen Verfahren der linearen Algebra bestimmen, was von grossem praktischem Vorteil ist. Diese Verfahren können sowohl mit Übertragungs- wie auch Kreuzkorrelationsfunktionen arbeiten, so dass sie auch mit Daten aus ambienten Schwingungsmessungen funktionieren. Das einfachste und am weitesten verbreitete Verfahren dieser Art ist der „Eigensystem Realization“ Algorithmus (Juang und Pappa, 1985), der Mitte der 80er Jahre entwickelt wurde. In den 90er Jahren sind auch verschiedene, etwas kompliziertere sog. „Subspace Realization“ Algorithmen (Peeters und de Roeck, 2001a) entwickelt worden, die heute in verschiedenen kommerziellen Programmpaketen implementiert sind.

Die Erwartung, mit diesen Verfahren die Anzahl Freiheitsgrade  $M$  über einen plötzlichen Abfall der Singulärwerte von spezifischen Matrizen bestimmen zu können, konnte jedoch nicht erfüllt werden, da an gemessenen Datensätzen ein plötzlicher Abfall der Singulärwerte in der Regel nicht beobachtet werden konnte. Daher werden die Systemmatrizen für viele verschiedene Freiheitsgrade  $M$  berechnet und, weil mit zunehmender Anzahl Freiheitsgrade immer mehr rein mathematische Eigenschwingungen auftreten, werden die physikalischen Eigenschwingungen mittels eines Stabilisierungsdiagramms identifiziert. Die Identifikation basiert auf der Beobachtung, dass in der Regel die Resonanzfrequenzen von physikalischen Eigenschwingungen immer etwa bei der gleichen Frequenz auftreten, während die Resonanzfrequenzen der mathematischen Eigenschwingungen stark herumspringen. Für sehr wenig gedämpfte Strukturen ( $\zeta \leq 1\%$ ) funktioniert das Verfahren sehr gut. Sobald die Dämpfung zunimmt, wird es immer schwieriger, die physikalischen von den mathematischen Eigenschwingungen zu trennen, so dass einige Handarbeit und Erfahrung nötig ist, um die modalen Parameter zu bestimmen. Dieser Umstand erschwert die automatisierte Bestimmung der modalen Parameter.

## 4 Methoden zur Schadenserfassung

Die Fachliteratur der letzten 30 Jahre enthält sehr viele Untersuchungen über Verfahren, die es erlauben sollten, anhand von Veränderungen der dynamischen Kenngrössen Schäden an einer Struktur zu erkennen und zu quantifizieren. Eine gute Übersicht vermitteln die Berichte von Doebling et al. 1996, Sohn et al. 2003 und der kürzlich erschienene Artikel von Montalvão et al. 2006. Sehr viele Untersuchungen sind an theoretischen, stark idealisierten Modellen von Strukturen oder anhand von Laborversuchen an sehr einfachen Bauteilen (z.B. einfacher Balken) durchgeführt worden. Die Fülle der Verfahren drückt aus, dass bisher keine befriedigende Lösung gefunden werden konnte und sich noch kein Verfahren hat durchsetzen können. In dieser kurzen Übersicht wird nur kurz und qualitativ auf die wichtigsten Konzepte eingegangen.

### 4.1 Resonanzfrequenzen

Die ältesten Verfahren basieren auf den Veränderungen der Resonanzfrequenzen (Salawu, 1993). Da Resonanzfrequenzen relativ einfach und mit wenigen, richtig platzierten Sensoren gemessen werden können, sind diese Verfahren sehr attraktiv für praktische Anwendungen.

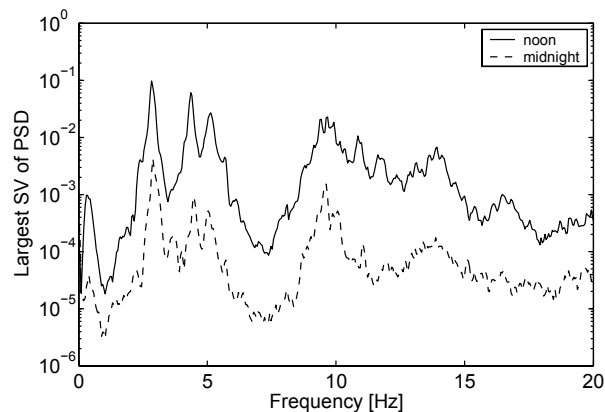


Abb. 3: Verlauf des grössten Singulärwerts der Kreuzkorrelationsmatrix mit der Frequenz (Daten aus ambienten Schwingungsmessungen an der Romeo-Brücke).

Unglücklicherweise sind Resonanzfrequenzen ein gewichteter Mittelwert (Rayleigh-Quotient) der mechanischen Eigenschaften (Steifigkeits- und Massenverteilung) einer Struktur:

$$f_j = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\iiint \Phi_j^T(x)k(x)\Phi_j(x)dV}{\iiint \Phi_j^T(x)m(x)\Phi_j(x)dV}},$$

wobei  $k(x)$  die Steifigkeitsverteilung und  $m(x)$  die Massenverteilung in einer Struktur darstellen und  $\Phi_j(x)$  die zur Resonanzfrequenz  $f_j$  zugehörige Eigenschwingungsform ist. Eine lokale und beschränkte Reduktion der Steifigkeit hat

daher wenig Wirkung auf die Resonanzfrequenzen (geringe Sensitivität), da im grössten Teil der Struktur die Steifigkeit unverändert bleibt und dieser Teil weitaus am meisten zum Wert der Resonanzfrequenzen beiträgt. Die geringe Sensitivität erfordert daher eine Bestimmung der Eigenfrequenzen mit sehr hoher Genauigkeit. Ausserdem erfordern Verfahren, die nur mit Resonanzfrequenzen arbeiten, die Bestimmung einer grossen Zahl von Resonanzfrequenzen, um zuverlässige Resultate zu erbringen.

Bei Bauwerken ist die Bestimmung einer grossen Zahl von Resonanzfrequenzen mit der geforderten Genauigkeit nur in den seltensten Fällen möglich. In der Regel lassen sich nur eine Handvoll Resonanzfrequenzen bestimmen. Abb. 3, die den Verlauf des grössten Singulärwerts der Kreuzkorrelationsmatrix mit der Frequenz dargestellt, zeigt, dass nur die ersten drei Eigenschwingungen durch eine scharfe Spitze charakterisiert sind. Die Eigenschwingungen mit Resonanzfrequenzen über 8 Hz weisen hingegen sehr diffuse Maxima auf. Die Resonanzfrequenzen dieser Eigenschwingungen lassen sich daher nicht mehr mit der erforderlichen Genauigkeit bestimmen.

Ausserdem haben Langzeitmessungen an mehreren Brücken gezeigt, dass die Resonanzfrequenzen nicht konstant sind sondern mit der Zeit variieren (Rohrman et al. 2000, Peeters und De Roeck 2001b, Feltrin 2002). Die zeitlichen Verläufe der Resonanzfrequenzen der ersten drei Biegeeigenschwingungen der Obkirchen-Brücke während 200 Tagen sind in Abb. 4a) dargestellt. In den Zeitverläufen sind deutliche Langzeit-Trends wie auch Schwankungen ersichtlich, die über mehrere Tage sich erstrecken und zeitgleich in allen drei Resonanzfrequenzen vorkommen. Die lokalen Spitzen bei Perioden von 1 Tag und einem  $\frac{1}{2}$  Tag in den Spektren der Zeitverläufe beweisen auch die Existenz von Tagesschwankungen (Abb. 3b)). Während die Langzeit-Trends und die mehrtägigen Schwankungen der Resonanzfrequenzen gut mit den Temperaturen im Bauwerk korrelieren, weisen die Tagesschwankungen der Resonanzfrequenzen nur wenig Gemeinsamkeiten mit den Tagesschwankungen der Temperatur auf (Feltrin, 2002). An der Obkirchen-Brücke waren die nicht mit der Temperatur korrelierbaren Variationen der Eigenfrequenzen von der Grössenordnung der Änderungen der Eigenfrequenzen, die durch eine grosse Anzahl Risse im Beton des Brückekastens hervor-

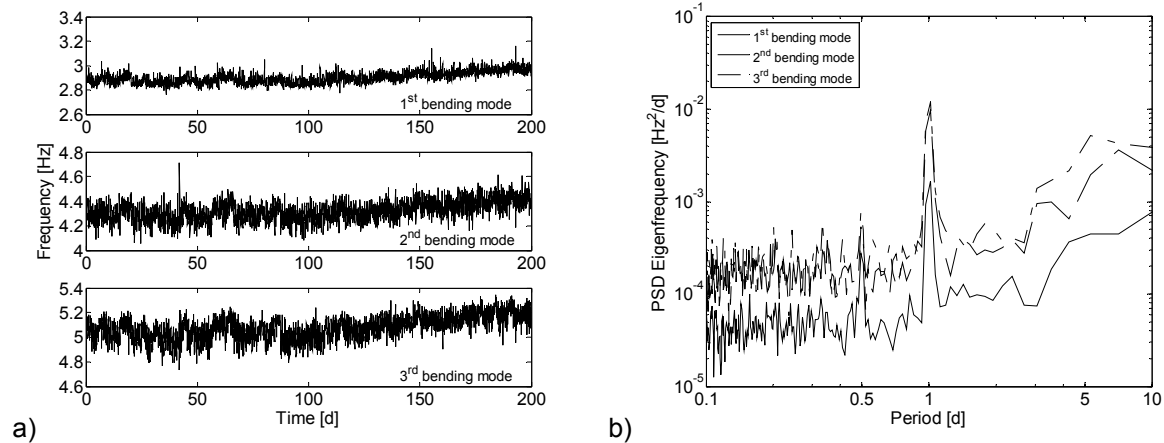


Abb. 4: a) Zeitlicher Verlauf der Resonanzfrequenzen der ersten drei Biegeeigen-schwingungen der Romeo-Brücke.  
 b) Frequenzspektrum des Verlaufes der Resonanzfrequenzen der ersten drei Biegeeigen-schwingungen der Romeo-Brücke.

gerufen wurden (Huth et. al. 2005). Die limitierte Anzahl Resonanzfrequenzen und der beträchtliche Einfluss der Temperatur auf die Eigenfrequenzen erschweren daher in erheblichem Masse die frühzeitige Erkennung eines Schadens. In Stahlbetonkonstruktionen sind an den Änderungen der Resonanzfrequenzen bestenfalls klaffende Risse erkennbar (Peeters und De Roeck 2001b).

## 4.2 Eigenschwingungsformen

Es sind auch mehrere Kriterien zur Schadenserkenkung und Schadenslokalisierung vorgeschlagen worden, die allein auf Änderungen der Eigenschwingungsformen basieren (Doebeling et al. (1996), Sohn et al. (2003), Montalvão et al. (2006)). Wie die Resonanzfrequenzen sind auch die Eigenschwingungsformen globale Kenngrößen und sind daher auch beschränkt sensitiv auf lokale Schäden. Ihre Bestimmung erfordert jedoch einen weit grösseren messtechnischen und numerischen Aufwand. Verfahren, die auf einem Korrelationsindex zwischen zwei Eigenschwingungsformen (z.B. MAC, COMAC, PMAC usw.) beruhen, haben sich bei Bauwerken als nicht sensitiv genug herausgestellt, um die Existenz eines Schadens zuverlässig zu erkennen. Der MAC-Wert (Modal Acceptance Criterion) z.B., eine Kenngrösse die ursprünglich erfunden wurde, um die Qualität der Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Eigenschwingungsformen zu beurteilen, hängt nur quadratisch von kleinen Änderungen der Eigenschwingungsformen ab (Huth et. al. 2005).

Abb. 5 zeigt die aus Messungen ermittelten Eigenschwingungsformen der ersten 3 Biegeschwingungen (Absolutwerte) der Romeo-Brücke. Test 5 bezeichnet den unbeschädigten Zustand der Brücke (Referenzzustand). Test 6 bis 9 bezeichnen Zustände der Brücke mit immer grösser werdenden Schäden (Risse im Beton zwischen Position 65 und 92 m). Kleine Veränderungen der Eigenschwingungsformen sind deutlich zu erkennen; wobei die Veränderungen auf der ganzen Länge der Brücke auftreten. Dieser Befund ist ein typischer Ausdruck des globalen Charakters der Eigenschwingungsformen, die eine Lokalisierung des Schadens direkt aus den Eigenschwingungsformen erschweren. Die Änderungen des MAC-Wertes der

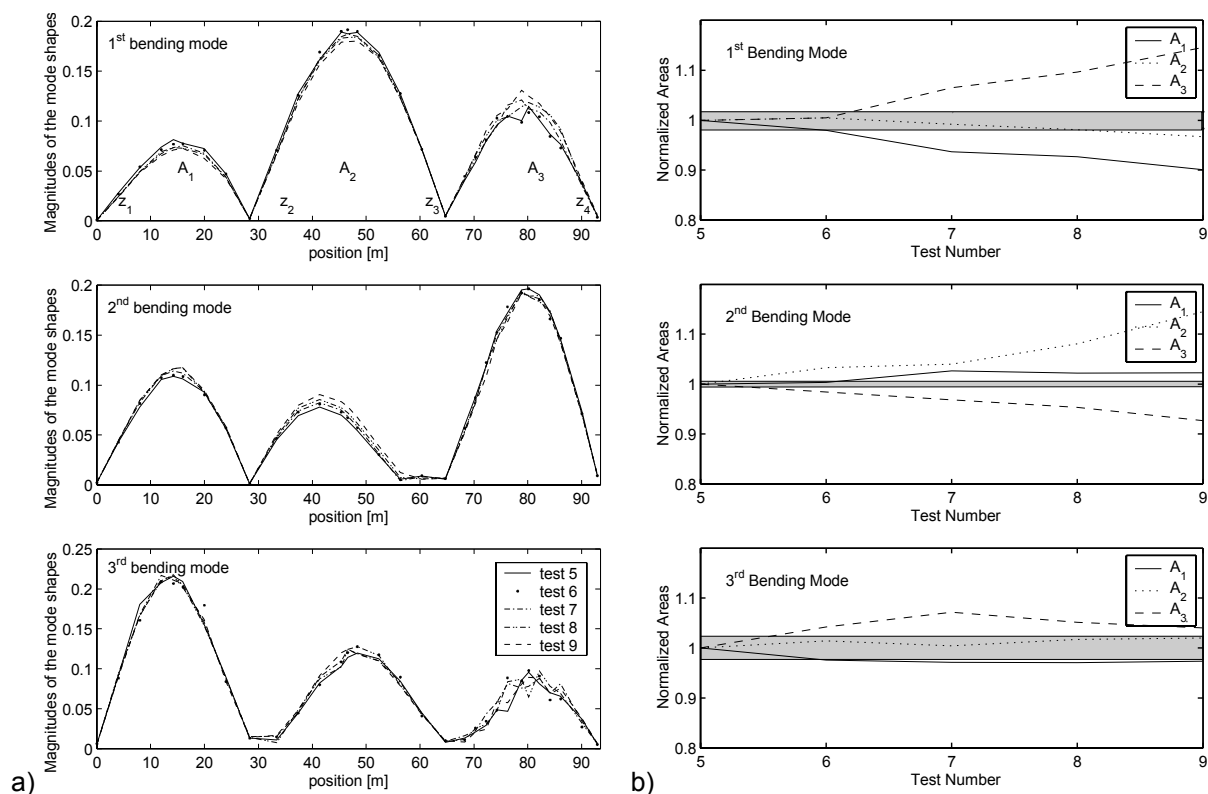


Abb. 5: a) Absolutbetrag der gemessenen Eigenschwingungsformen der ersten drei Biegeeigen-schwingungen der Romeo-Brücke.  
 b) Veränderungen der normalisierten Flächen mit zunehmender Schädigung.

drei Eigenschwingungsformen zwischen Test 5 und Test 9 waren kleiner als 1% (Huth et. al. 2005).

Sensitiver auf Änderungen der Eigenschwingungsformen ist ein einfaches Kriterium zur Erkennung der Existenz eines Schadens, das auf den Änderungen der Flächen  $A_1$ ,  $A_2$  und  $A_3$  basiert (Huth et. al. 2005). In Abb. 5 ist der Verlauf der normalisierten Flächen dargestellt. Der graue Balken charakterisiert die Unsicherheit aufgrund der Messgenauigkeit. Ab Test 7 sind an den beiden ersten Eigenschwingungsformen signifikante Änderungen einiger normalisierter Flächen ( $A_1, A_3$  bzw.  $A_2, A_3$ ) zu erkennen. Dennoch ist Vorsicht am Platz, denn das Kriterium ist bisher nur an der Romeo-Brücke angewendet worden. Ausserdem weiss man sehr wenig über den Einfluss der Umweltparameter (Temperatur etc.) auf die Eigenschwingungsformen.

Die Änderung der Krümmungen der Eigenschwingungsformen ist auch von mehreren Forschern zur Erkennung und Lokalisierung eines Schadens untersucht worden, da lokale Steifigkeitsänderungen auch stärker lokalisierte Krümmungsänderungen hervorrufen als die Eigenschwingungsformen selbst (Doebling et al. 1996). Die Krümmungen werden aus den experimentell ermittelten Eigenschwingungsformen durch numerische Differentiation (z.B. zentrale Differenzen) berechnet. Ausreichend genaue Bestimmungen der Krümmungen erfordern jedoch ein dichtes Messnetz und sehr genaue Messungen, da die numerische Differentiation die Messfehler verstärkt. Die Dichte des Messnetzes an der Romeo-Brücke (Abb. 1) ist z. B. eher zu grob für eine ausreichend genaue Bestimmung der Krümmungen der ersten Paar Eigenschwingungsformen. Ausserdem wären die Krümmungen im rechten Feld



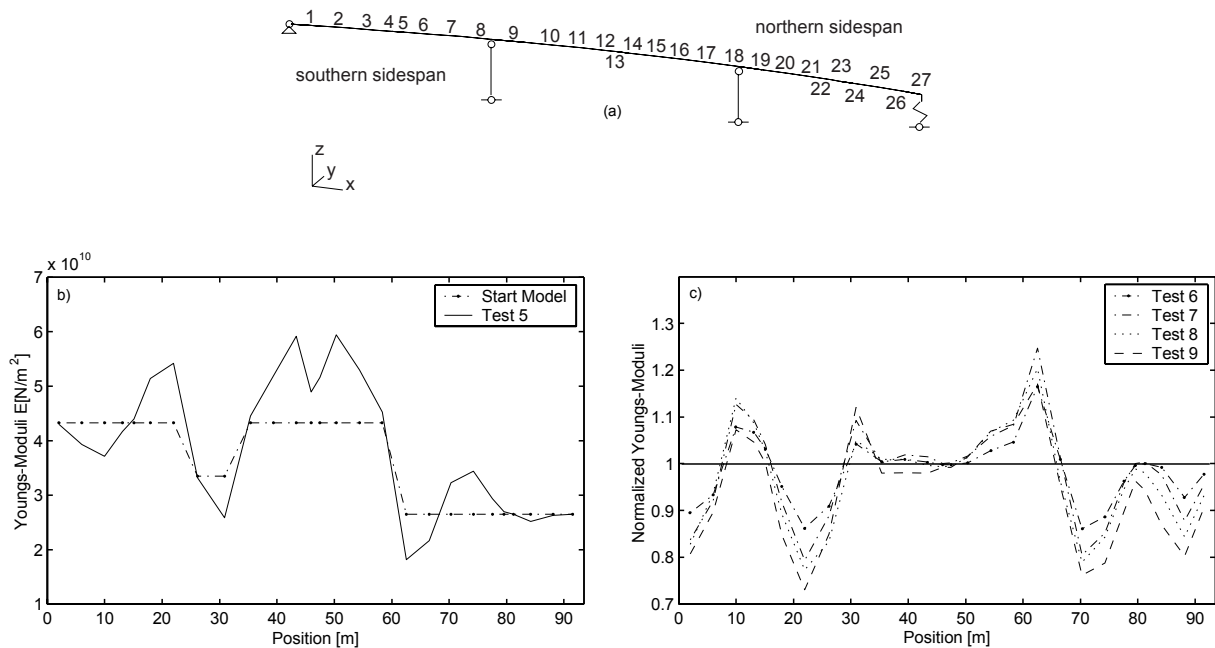


Abb. 6: a) Finite-Elemente-Modell der Romeo-Brücke.  
 b) Verteilung der Elastizitätsmoduli längs der Brückenachse der unbeschädigten Brücke.  
 c) Verteilung der normalisierten Elastizitätsmoduli längs der Brückenachse mit zunehmender Schädigung.

kaum brauchbar, da die Eigenschwingungsformen mit zu starken Störungen behaftet sind. Obwohl die Analyse der Krümmungen der Eigenschwingungsformen allgemein als der vielversprechendere Ansatz angesehen wird als die Analyse der Eigenschwingungsformen, konnte aufgrund der hohen messtechnischen und numerischen Anforderungen bisher an komplexeren Strukturen kein echter Durchbruch geschaffen werden (Alvandi und Cremona 2006).

### 4.3 Resonanzfrequenzen und Eigenschwingungsformen

Die komplexesten Verfahren zur Erfassung von Schäden benützen die gemessenen Resonanzfrequenzen und die Eigenschwingungsformen in Kombination mit einem mathematischen Modells des Bauwerks (Friswell und Mottershead 1995, Link 2001). Die Steifigkeitsverteilung des Bauwerks wird systematisch so lange variiert bis der Fehler zwischen den gemessenen Resonanzfrequenzen und Eigenschwingungsformen und den berechneten Resonanzfrequenzen und Eigenschwingungsformen des Modells minimiert wird. Oft werden mehr oder minder komplexe Finite-Elemente-Modelle verwendet. Die Elastizitätsmoduli einer Gruppe von Elementen sind dann die zu variierenden unbekannt Grössen. Mathematisch gesehen handelt es sich um nichtlineare Optimierungsprobleme mit einer grossen Zahl von Unbekannten. Sie zeichnen sich dadurch aus, dass bereits kleine Fehler in den Eingangsgrössen (Resonanzfrequenzen und Eigenschwingungsformen) grosse Fehler in den Ausgangsgrössen verursachen (Steifigkeitsverteilung). Obwohl oft der Fehler zwischen den gemessenen und den berechneten Resonanzfrequenzen und Eigenschwingungsformen sehr klein ist und den Eindruck einer hohen Genauigkeit vermittelt, kann die berechnete Steifigkeitsverteilung gewaltig von der tatsächlich vorhandenen abweichen. Diese Eigenschaft, die ausschliesslich mit der Problemstellung zusammenhängt und daher nicht vom numerischen

Lösungsverfahren abhängt, wie oft fälschlicherweise angenommen wird, ist typisch für diese Kategorie von Problemen, die in der mathematischen Fachliteratur als sogenannte inverse Problemen bekannt sind.

Abb. 6a) zeigt ein einfaches, 3 dimensionales Finite-Elemente-Modell der Romeo-Brücke (Balkenelemente), das für Bestimmung der Steifigkeitsverteilung längs der Brückenachse benutzt wurde. Die aus den gemessenen Resonanzfrequenzen und Eigenschwingungsformen der ersten drei Biegeeigenschwingungen errechnete Verteilung der Elastizitätsmoduli im unbeschädigten Zustand ist in Abb. 6b) dargestellt. Die gemessenen Resonanzfrequenzen stimmten in den ersten drei Stellen mit den berechneten überein, und die MAC-Werte der gemessenen und berechneten Eigenschwingungsformen betragen 0.995, 0.993 und 0.984. Trotz der sehr guten Übereinstimmung können berechtigte Zweifel angebracht werden, ob die tatsächliche Steifigkeitsverteilung wirklich so heterogen wie die berechnete ist.

Die Änderung der Elastizitätsmoduli bezogen auf die Elastizitätsmoduli des Referenzzustandes (Test 5) mit zunehmendem Schaden ist in Abb. 6c) dargestellt. Obwohl der tatsächliche Schaden innerhalb des rechten Brückenfeldes begrenzt war, ergibt der Algorithmus ein sehr diffuses Schadensbild, das sich über das gesamte Bauwerk erstreckt. Eine eindeutige Lokalisierung des Schadens ist aus diesem Ergebnis nicht möglich. Andere Verfahren ergeben ähnlich schwer zu interpretierende Resultate (Huth et. al. 2005).

Vor kurzem konnten durch Anwendung von Regularisierungsverfahren wesentlich bessere Ergebnisse erzielt werden (Weber et al. 2007). Das Ziel der Regularisierung ist es, durch Hinzufügen von geeigneten, parametrisierten Zusatztermen (z.B. Tikhonov-Regularisierung) oder anderen mathematischen Techniken das Optimierungsproblem soweit zu zähmen, dass der Einfluss der kleinen Fehler in den gemessenen Grössen reduziert werden kann. Die Bestimmung der Regularisierungsparametern erfordert jedoch die wiederholte Berechnung des Optimierungsproblems und damit eine weit längere Rechenzeit, um die gesuchte Lösung zu finden.

## 5 Schlussfolgerungen

Die im vorhergehenden Kapitel kurz beschriebenen Verfahren stellen nur einen kleinen Teil der heute bekannten Verfahren dar. Die Schwierigkeiten, die bei ihrer Handhabung auftreten, sind jedoch typisch für alle Verfahren. Trotz der über 20-jährigen Forschungsanstrengungen existieren bis heute keine allgemein akzeptierten und etablierten Verfahren, um Schäden an Bauwerken frühzeitig und zuverlässig zu erfassen. Die Gründe dafür sind vielfältig. Einige wichtige Gründe sind:

- An Bauwerken lassen sich in der Regel nur wenige Resonanzfrequenzen und Eigenschwingungen mit der erforderlichen Genauigkeit erfassen. Dieser Umstand verunmöglicht die Anwendung einfacher und praxistauglicher Verfahren zur automatisierten Erkennung von Schäden auf der Basis der Änderungen der Resonanzfrequenzen. Die limitierten Datensätze erschweren aber auch die erfolgreiche Anwendung von komplexeren Verfahren, welche die Lokalisierung und Quantifizierung des Schadensausmasses erlauben.

- Die Umgebungseinflüsse auf die dynamischen Kenngrößen konnten bisher nicht mit genügender Genauigkeit beschrieben werden. Eine genaue Beschreibung ist jedoch unumgänglich, um die Änderungen der dynamischen Kenngrößen, die durch Umgebungseinflüssen hervorgerufen werden, von den Änderungen, die durch Schäden verursacht werden, unterscheiden zu können.
- Die hohe Komplexität der Bauwerke liess sich bisher nur unzureichend durch genügend genaue Modelle beschreiben. Mathematische Modelle mit systematischen Fehlern erschweren aber eine zuverlässige Aussage über die mechanischen Eigenschaften einer Struktur. Eine noch weitgehend unerforschte Ursache für systematische Modellfehler ist die Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund.
- Die hohen Kosten der Feldversuche an Bauwerken verunmöglichen eine zuverlässige Validierung der unzähligen Verfahren. Die Ergebnisse von Laborversuchen an einfachen Bauteilen können in der Regel nicht auf Bauwerke übertragen werden.

Vor allem der letzte Grund behindert den weiteren Fortschritt in diesem Forschungsbereich. Da es jedoch immer schwieriger wird, ausreichend Fördermittel zu beschaffen, ist voraussichtlich in den nächsten Jahren mit keinem Durchbruch zu rechnen. Es können daher noch sehr viele Jahre vergehen, bis den Ingenieuren praxistaugliche Verfahren zur Verfügung stehen werden.

## Literatur

- Alvandi, A., and Cremona, C. (2006). "Assessment of vibration-based damage identification techniques". *Journal of Sound and Vibration*, 292(1-2), p. 179-202.
- Brincker, R., Zhang, L. und Andersen, P. (2001). "Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition". *Smart Materials and Structures*, 10, p. 441–445.
- Doebling, S. W., Farrar, C. R., Primea, M. B., and Shewitz, D. W. (1996). "Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature review". Technical Rep. LA-13070-MS, Los Alamos, National Laboratory, Los Alamos, N.M.
- Ewins, D. J. (2000). "Modal testing: Theory and practice". 2nd Ed., Research Studies Press, New York.
- Feltrin, G. (2002). "Temperature and damage effects on modal parameters of a reinforced concrete bridge." Proc., 4th Int. Conf. on Structural Dynamics, Eurodyn 2002, Munich, Germany, Balkema, Lisse, Netherlands, p. 373–378.
- Friswell, M. I., und Mottershead, J. (1995). "Finite element model updating in structural dynamics". Kluwer Academic, Dordrecht.
- Huth, O., Feltrin, G., Maeck, J., Kilic, N., and Motavalli, M. (2005). "Damage identification using modal data: Experiences on a prestressed concrete bridge". *Journal of Structural Engineering ASCE*, 131(12), p. 1898-1910.
- Juang, J.N. and Pappa, R.S. (1985). "An eigensystem realization-algorithm for modal parameter-identification and model-reduction". *Journal of Guidance Control and Dynamics*, 8(5), p. 620-627.
- Link, M. (2001). "Updating of analytical models-Review of numerical procedures and application aspects", Research Studies, Baldock, Hertfordshire, U.K., p. 193–223.
- Maia, N. M. M. and Montalvão e Silva, J. M. eds. (1997). "Theoretical and experimental modal analysis", Research Studies Press, Taunton, Somerset, England.
- Montalvão, D., Maia, N.M.M. und Ribeiro, A.M.R. (2006) "A review of vibration-based structural health monitoring with special emphasis on composite materials". *The Shock and Vibration Digest*, 38(4), p. 295-324.

- Peeters, B., and De Roeck, G. (2001a). "Stochastic system identification for operational modal analysis: A review". *J. Dyn. Syst., Meas., Control*, 123(4), p. 659–667.
- Peeters, B., und De Roeck, G. (2001b). "One-year monitoring of the Z24-bridge: Environmental effects versus damage events". *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 30(1), p. 149–171.
- Rohrman R. G., Baessler M., Said S., Schmid W. und Ruecker W. F. (2000). "Structural causes of temperature affected data of civil structures obtained by long time monitoring". *Proceedings of 18th Int. Modal Analysis Conference, San Antonio, 7-10 February 2000*, p. 1-7.
- Rytter, A. (1993). "Vibration based inspection of civil engineering structures." PhD thesis, Department of Building Technology, University of Aalborg.
- Salawu, O. S. (1997). "Detection of structural damage through changes in frequency: A review". *Engineering Structures*, 19(9), 718–723.
- Sohn, H., Farrar, C. R., Hemez, F. M., Shunk, D. D., Stinemates, D. W. and Nadler, B. R. (2003). "A Review of structural health monitoring literature: 1996–2001", Los Alamos National Laboratory, USA.
- Weber, B., Paultre, P. und Proulx, J. (2007). "Structural damage detection using nonlinear parameter identification with Tikhonov regularization". *Structural Control Health Monitoring*, 14, p. 406–427.