Steffen Marx, TU Dresden; Ronald Stein, GMG Ingenieurgesellschaft; Guido Bolle, HS Neubrandenburg:
Monitoring-gestützte Bauzustandsbeurteilung am Beispiel historischer stählerner Eisenbahnbrücken

Einleitung

Zum Streckennetz der DB AG gehören heute etwa 7.000 stählerne Eisenbahnbrücken, von denen die meisten anlässlich des rasanten Streckenbaus in den Jahren zwischen 1900 und 1920 gebaut wurden. Neben den Gewölbebrücken stellen die historischen Stahlbrücken, insbesondere die Fachwerkkonstruktionen und die typischen 3-Feld-Träger mit Gussstützen besonders schöne und erhaltenswerte Bauwerke dar, die aus vielen Stadtbildern kaum wegzudenken sind. Teilweise können solche Bauwerke identitätsstiftend für ganze Regionen sein, wie die Beispiele Eisenbahnhochbrücke Rendsburg oder Müngstener Brücke deutlich machen.

Die normative Nutzungszeit vieler dieser Brücken ist abgelaufen bzw. läuft in den nächsten Jahren ab. Jedoch ist nicht das Alter einer Brücke maßgeblich für deren Erneuerung, sondern ihr Zustand, sowie die Prognose der Zustandsentwicklung und der weiteren Nutzung. Die Tragwerke vieler älterer Stahlbrücken sind oft in einem erstaunlich guten Zustand, offenbar haben die meisten der noch erhaltenen Konstruktionen die Verkehrsbelastungen der Vergangenheit gut überstanden. Bezüglich des Korrosionsschutzes bietet sich ein differenziertes Bild. In vielen Fällen sind die Auswirkungen von korrosiven Schädigungen auf die Tragkonstruktion jedoch weniger gravierend, als das äußere Bild vermuten lässt.
Auf der anderen Seite ist die Dauerhaftigkeit von Stahlkonstruktionen ist besonders durch Materialermüdung begrenzt. Die Belastungsansätze und die konstruktiven Anforderungen haben sich gegenüber der Bauzeit weiter entwickelt. Die Kosten für die Erneuerung des Korrosionsschutzes sind hoch und die Ausführung ist mit Sperrzeiten verbunden.

Allein aus Finanzierungsgründen fiel in der jüngeren Vergangenheit die Entscheidung zwischen Erhaltung und Neubau bei Eisenbahnbrücken häufig zugunsten der Neubaulösung. Für Investitionen standen in der Regel Bundesmittel zur Verfügung, wogegen die Instandhaltung überwiegend aus durch die DB AG selbst zu erwirtschaftenden Mitteln bestritten werden musste. Während diese Regelung kurzsichtige Investitionen in marode Bauwerke verhinderte und insgesamt zu einer Verjüngung des Brückenbestandes führte, waren die Auswirkungen auf den Bestand weiniger positiv. Investitionen in die Erhaltung älterer Bauwerke waren vor dem Hintergrund dieser Finanzierungsregelung kaum noch begründbar. Damit verschlechterte sich der Erhaltungszustand in den vergangenen Jahren deutlich, denn statt regelmäßiger Instandhaltungs- und Sanierungsmaßnahmen wurden bevorzugt (zuwendungsfähige) Kompletterneuerungen durchgeführt, wenn das betreffende Brückenbauwerk komplett verschlissen war. Bezüglich der Sicherheit und auch der Gesamtwirtschaftlichkeit ist diese Strategie als fragwürdig zu bezeichnen.

Mit der im Januar 2009 zwischen Bund und DBAG vereinbarten Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung (LuFV) wurde ein Steuerungsinstrument geschaffen, das die alte Regelung ablöst. Im Focus dieser Vereinbarung steht die Sicherstellung einer hohen Qualität des Schienennetzes auf der Basis eines vereinbarten Budgets. Dadurch ist zu erhoffen, dass sich der Schwerpunkt der Investitionen wieder mehr in Richtung Bestandspflege verschieben wird. In der Abwägung zwischen Neubau und Erhaltung von Brückenbauwerken sind objektive Kriterien gefragt, welche sowohl die nutzungstechnischen Aspekte wie Radsatzlasten und Jahresgesamttonnage als auch bauwerksspezifische Faktoren wie Restlebensdauer und Instandhaltungsaufwand berücksichtigen. Zur Beurteilung des Bauwerks kommen neben der Inspektion und der statischen Nachrechnung in zunehmendem Maße Messungen - bei Stahlbrücken meist als Dehnungsmessungen mit Hilfe von Dehnmessstreifen - zum Einsatz.

Steffen Marx, TU Dresden; Ronald Stein, GMG Ingenieurgesellschaft; Guido Bolle, HS Neubrandenburg:
Monitoring-gestützte Bauzustandsbeurteilung am Beispiel historischer stählerner Eisenbahnbrücken

Messwertgestützte Ermittlung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke

Die statische Nachrechnung bestehender Eisenbahnbrücken ist in Richtlinie 805 der DB-AG geregelt. Diese beinhaltet bereits seit langem das Sicherheitskonzept der Grenzzustände und Teilsicherheitsbeiwerte und ermöglicht damit die differenzierte und getrennte Berücksichtigung von Einflüssen auf die Beanspruchung (z.B. die Qualität der Erfassung von Konstruktions und Schotterlasten) und auf die Beanspruchbarkeit (z.B. Alter und baulicher Zustand).
In der Richtlinie 805 werden 4 Bewertungsstufen für bestehende Brücken definiert

- Stufe 1: Abschätzung der Tragsicherheit
- Stufe 2: Überschlägige Ermittlung der Tragsicherheit
- Stufe 3: Genauere Ermittlung der Tragsicherheit
- Stufe 4: Messwertgestützte Ermittlung der Tragsicherheit

Die ersten beiden Stufen haben Bedeutung vor allem für die schnelle Einstufung bzw. Umstufung von Brücken, wozu spezielle Diagramme zur Verfügung stehen. Die Stufe 3 bedingt eine detaillierte statische Berechnung, in Stufe 4 ist diese unter Berücksichtigung messtechnischer Untersuchungen vorzunehmen.
Grundsätzlich sind bei der Bewertung einer Brücke immer die Befunde der Bauwerksprüfung und die technischen Unterlagen (Standsicherheitsnachweise, Zeichnungen) zu sichten, häufig ist eine Überprüfung vor Ort notwendig. Diese kann Messungen von Querschnitten, von Setzungen oder auch des statischen oder dynamischen Verhaltens (Verformungen, Spannungen, Dehnungen) zur Kontrolle des Berechnungsmodells umfassen. Bei Unsicherheiten über die vorhandenen Werkstoffe können Werkstoffprüfungen erforderlich werden.

Obwohl der Einsatz von Messungen in der Stufe 4 der Richtlinie 805 seit Jahren geregelt ist und häufig angewendet wird, bestehen mitunter Unsicherheiten bezüglich der technischen Möglichkeiten und Grenzen, die aus der Anwendung von Messsystemen erwartet werden können. Pauschaler Ablehnung stehen als anderes Extrem übergroße Erwartungen gegenüber. Daher sollen nachfolgend die Möglichkeiten und Grenzen der messtechnischen Verfahren aufgezeigt werden.

Für alle älteren Stahlbrücken ist nach Richtlinie 805 ergänzend zur statischen Tragfähigkeitsbewertung ein Ermüdungsnachweis erforderlich. Der Ermüdungsnachweis ist als normierter Restnutzungsdauernachweis auf der Grundlage des Wöhlerlinienkonzeptes zu führen. Beim Restnutzungsdauernachweis von Stahlbrücken mit Wöhlerlinien wird der akkumulierte Ermüdungsschaden der Vergangenheit bestimmt. Wenn dieser unter dem Grenzwert liegt und der zukünftige Schaden pro Jahr bekannt ist, kann daraus die Restnutzungsdauer R in Jahren bestimmt werden. In statischen Nachrechnungen kann dieser Nachweis oft für einige Bauteile, insbesondere der Fahrbahn, nicht erbracht werden.

Der statische Nachweis erfolgt für jedes Bauteil immer durch den Vergleich zwischen Beanspruchung und Beanspruchbarkeit, wobei die erforderliche Sicherheit in neueren Normen auf die einzelnen Nachweisbestandteile aufgeteilt wird. Die Höhe der Teilsicherheitsbeiwerte richtet sich nach der Streuung der damit behafteten Größen. Für die Ermittlung der Beanspruchungen im Bauteil werden möglichst zutreffende statische Modelle gewählt, deren Qualität häufig einen entscheidenden Anteil am Ergebnis des Nachweises hat. Durch Messungen am Bauwerk können alle genannten Bestandteile der statischen Nachweise beeinflusst beziehungsweise überprüft werden.

Grundsätzlich gilt, dass der Einsatz von messtechnischen Untersuchungen immer nur in Verbindung mit vergleichenden statischen Berechnungen sinnvoll ist. Häufig ist es erforderlich, das vorhandene statische Modell dafür weiter zu entwickeln oder ein verfeinertes realitätsnahes Modell zu erstellen, das z.B. die Fahrbahn oder den Oberbau beinhaltet. Gleichzeitig ist zu beachten, dass die Messung und die begleitende Rechnung immer zielgerichtet auf spezifische Fragestellungen, meist die kritischen Nachweispunkte, ausgerichtet sein müssen. Ein umfassendes Bild über das Tragverhalten des Bauwerks lässt sich aus der Messung allein nicht erhalten.

Die direkte Messung der äußeren Lasten ist nur in wenigen Fällen geeignet, den statischen Nachweis zu verbessern. Für die Interpretation und Kalibrierung der gemessenen inneren Beanspruchungen ist jedoch die Messung z.B. der Radlasten an der Schiene, der Bauteiltemperatur sowie der Windstärke und -richtung notwendig.
Die Messung von Eigenlasten mit Hilfe von Druckmessdosen im Zuge von Lagerwechseln oder die genaue Bestimmung der Schotterhöhe ist vor allem deshalb interessant, weil danach geringe Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden dürfen.
Die Bestimmung der Beanspruchbarkeit im Sinne von Materialwiderständen ist durch Bauwerksmessungen nur sehr eingeschränkt möglich. Dagegen ist es meistens sinnvoll, im Zuge der messwertgestützten Bewertung von älteren Eisenbahnbrücken auch Materialproben durchzuführen, wenn diese nicht schon vorliegen. Besonders für Bauwerke aus der Zeit um 1900 kann die Einordnung in die richtige Zeile nach Tabelle 1, Richtlinie 805.0103, vor allem aber die Einordnung nach Punkt 3 (4), Richtlinie 805.0201 entscheidend für die Nachweise sein.

Das größte Potential für die Beeinflussung der statischen Nachweise bietet die Verifikation des gewählten statischen Modells. Durch sogenannte Systemmessungen können günstige Effekte, wie z.B. Mittragwirkungen der Buckelbleche an den Längs- und Querträgern, Querverteilung, Einspanneffekte etc. festgestellt und quantifiziert werden.
Ein weiterer Ansatzpunkt in diesem Sinne ist der Schwingbeiwert. Für Bauteile der Fahrbahn, insbesondere unter Schotterbett kann eine messwertgestützte Reduktion des Schwingbeiwertes in vielen Fällen zu einer günstigeren Bewertung führen.

Systemmessungen an Eisenbahnbrücken erfolgen unter Betriebslasten oder unter einem Belastungszug, meist bestehend aus mehreren schweren Loks, das heißt auf Gebrauchslastniveau. Auch andere, z.B. im Rahmen eines Monitorings erfassbare Beanspruchungen wie Wind, Temperatur und eventuell Bremsen treten normalerweise im Messzeitraum gegenüber den Normwerten mit deutlich geringeren Amplituden auf. Das gleichzeitige Auftreten der extremalen Beanspruchungen wie in der maßgebenden Bemessungskombination ist ebenfalls eher unwahrscheinlich. Die Extrapolation der Erkenntnisse aus der Messung im Gebrauchslastniveau auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist, wenn überhaupt, nur mit äußerster Sorgfalt oder in eingeschränktem Maße möglich, da physikalische und geometrische Nichtlinearitäten das Ergebnis stark verfälschen können.

Speziell die Nachweise der Restnutzungsdauer können dagegen durch den Einsatz von Messungen sehr effektiv beeinflusst werden, da hier die Kenntnis des Tragverhaltens und der Beanspruchungen unter Gebrauchslasten gefragt sind. So geht zum Beispiel die Spannung in die Schadensberechnung bei genieteten Stahlbrücken in der 5-ten Potenz ein (Neigung der Wöhlerlinie). Das bedeutet, dass eine gegenüber der Berechnung geringfügig kleinere gemessene Spannung (z.B. durch Mittragwirkungen der Fahrbahn, bessere

Querverteilung, geringerer Schwingbeiwert) zu einer sehr starken Erhöhung der rechnerischen Restnutzungsdauer führt.

Die statische Nachrechnung von älteren Stahlbrücken stellt den Ingenieur bei jedem Bauwerk vor neue Herausforderungen. Genau so vielgestaltig wie der Bestand an historischen Bauwerken sind die spezifischen Nachweisprobleme und die Methoden der messwertgestützten Zustandsbewertung. Anhand der folgenden vier Beispiele wird der Einsatz von Monitoring-Systemen im Rahmen der statischen Nachrechnung bestehender Eisenbahnbrücken beschrieben.

Beispiel 1: EÜ August-Bebel-Straße in Chemnitz

Die EÜ August-Bebel-Straße in Chemnitz überführt in mehreren parallelen Teilbauwerken 2 Streckengleise sowie mehrere Rangiergleise. Es handelt sich bei den Bauwerken um Stahlüberbauten mit geschlossener Fahrbahn und Schotterbett, die bezüglich ihrer Bauweise und Historie einige Besonderheiten aufweisen.
Die Brücke wurde 1895 errichtet und 1953 umgebaut. Der Überbau ist ein Dreifeldträgersystem mit kurzen Endfeldern. Die Hauptträger sind als genietete Vollwandträger ausgeführt, in den Randfeldern mit konstantem Querschnitt, im Mittelfeld gevoutet und mit Gurtlamellen. Ursprünglich waren über den Stützen Gelenke angeordnet. Zur Erhöhung der Steifigkeit wurde 1953 die Kontinuität über der Stütze durch einen Vollstoß hergestellt. Die sich im neuen System ergebenden abhebenden Kräfte an den Lagern werden durch Verankerungen in die Widerlagerwände eingeleitet.
Eine weitere Besonderheit stellt die Fahrbahn dar. Die Buckelbleche sind nicht wie üblich direkt auf die Hauptträgerobergurte genietet. Stattdessen gibt es einen Rost aus Quer- und Längsträgern, der die Buckelbleche trägt. Auf den Hauptträgern sind nur die Untergurte der Querträger aufgenietet. In Querrichtung sind die Hauptträger in regelmäßigen Abständen durch k-förmige Querverbände gekoppelt.

Abbildung 1: Ansicht EÜ August-Bebel-Straße Chemnitz, Untersicht Fahrbahnkonstruktion im Bereich der Stützen

Im Rahmen einer statischen Nachrechnung nach Richtlinie 805 wurde festgestellt, dass in einigen Hauptträgerschnitten keine ausreichende Restnutzungsdauer nachweisbar ist.

Erfahrungsgemäß ergeben sich durch die Mitwirkung von Buckelblechen, Längsträgern sowie teilweise auch Schotter und Schiene gegenüber der statischen Berechnung geringere Spannungen in den Hauptträgern. Die Nulllinie ist gegenüber den der statischen Berechnung zugrunde liegenden Querschnitten nach oben verschoben. Die Spannungen im Obergurt sind dementsprechend meist deutlich geringer, während für den Untergurt der positive Effekt geringer ist. Um die tatsächliche Tragwirkung besser beurteilen zu können, wurden deshalb Bauwerksmessungen durchgeführt. Die Messung erfolgte mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen (DMS), die am Bauwerk appliziert wurden.

Aufgrund der konstruktiven Besonderheit der aufgesetzten Fahrbahn war der zu erwartende positive Effekt des Mittragens der Fahrbahn wesentlich geringer, als bei direkter Auflagerung der Buckelbleche. Eine rein rechnerische Analyse der Mitwirkung der Fahrbahn ist kaum möglich. Durch Messung an den benachbarten Hauptträgern wird die Querverteilung bestimmt. Die genaue Lage der Gleise zu den Trägern wurde durch Aufmaß bestimmt.

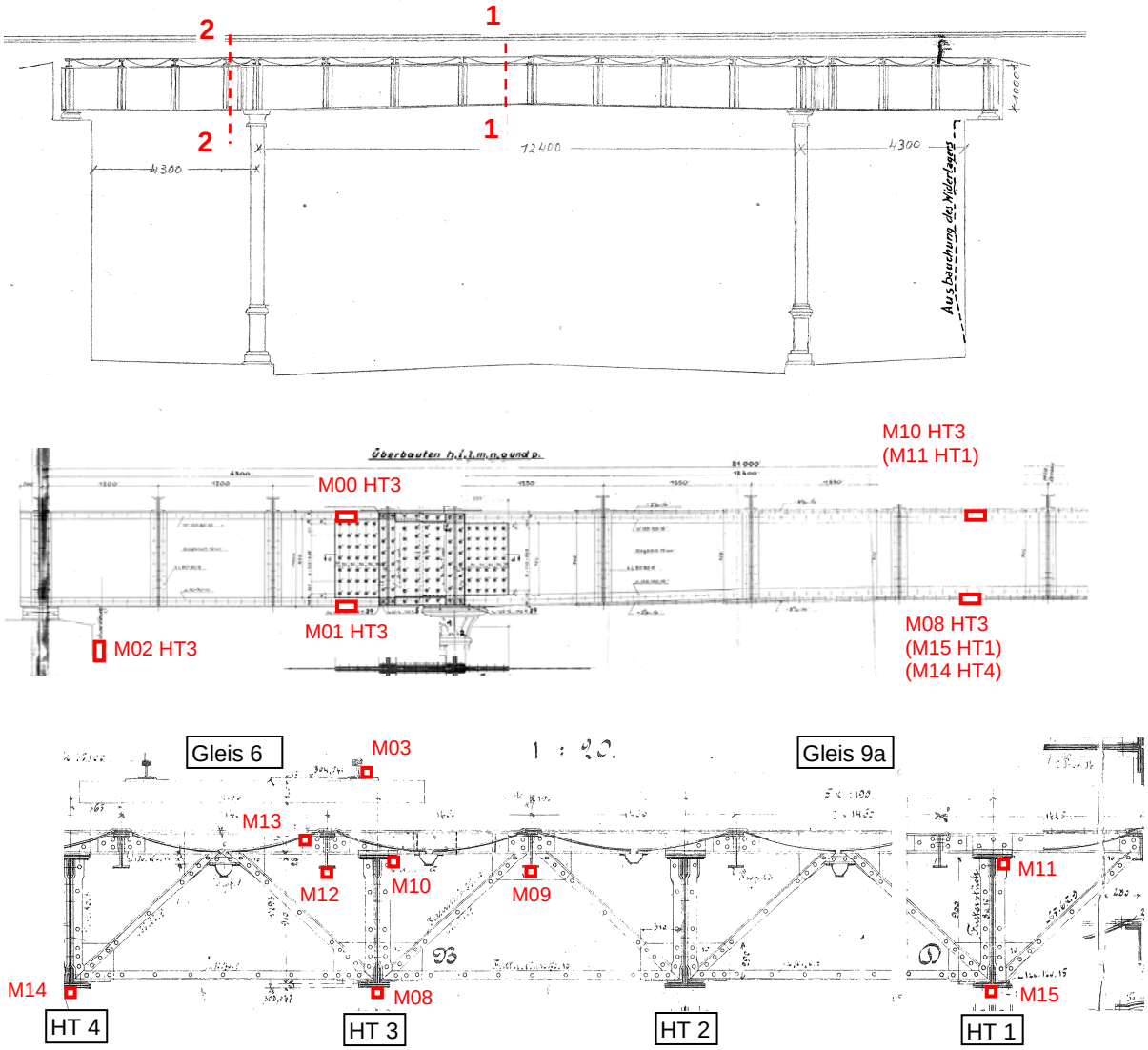

Abbildung 2: Anordnung der Messpunkte(DMS) im Längs- und Querschnitt

Aus der Messung der Dehnungen an Obergurt und Untergurt der Hauptträger ist es möglich, die Lage der neutralen Faser (Nulllinie) zu bestimmen.
In Abbildung 3 ist aus dem geringen Unterschied des Spannungsniveaus zwischen Ober- und Untergurt sofort erkennbar, dass die Nulllinie etwa auf der halben Höhe des Stegblechs liegt. In Abbildung 4 wird die Lage der Nulllinie aus den Messwerten des Hauptträgers dargestellt. Die Exzentrizität zur Querschnittsachse beträgt im Mittel ca. 478 mm – 510 mm = - 32 mm (nach oben). Die Mittragwirkung der Fahrbahn ist außerordentlich gering, erscheint jedoch aufgrund der aufgeständerten Fahrbahn plausibel.

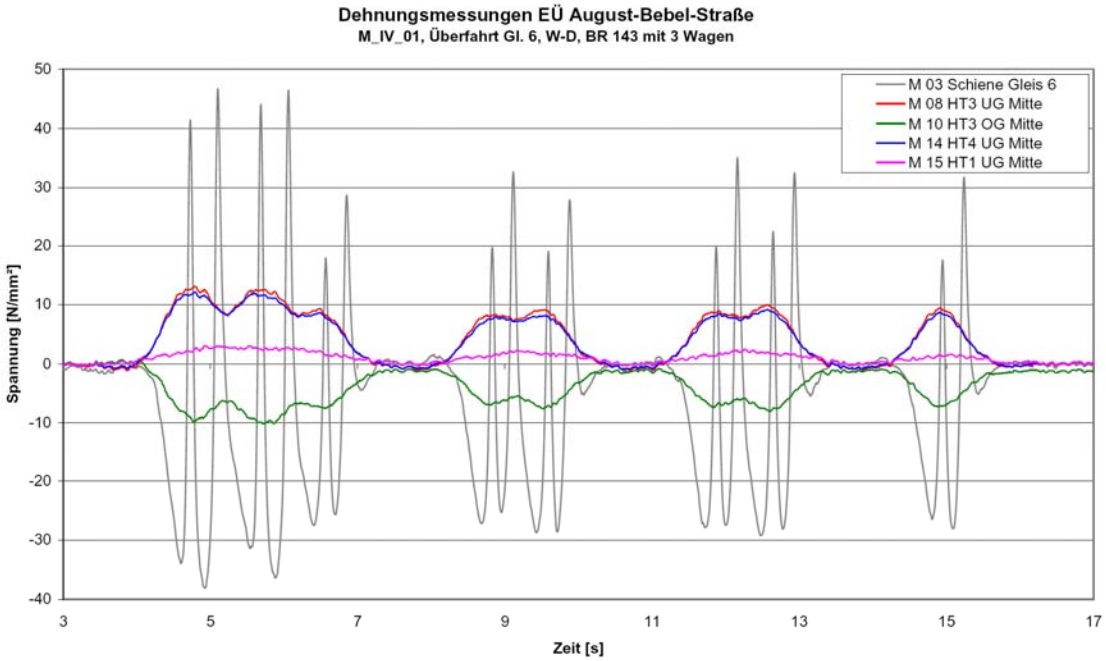

Abbildung 3: Gemessene Spannungen in mehreren Hauptträgern(Feldmitte), Überfahrt eines Nahverkehrszuges Lok-BR 143 mit 3 Wagen, zur Verdeutlichung das Signal des DMS an der Schiene

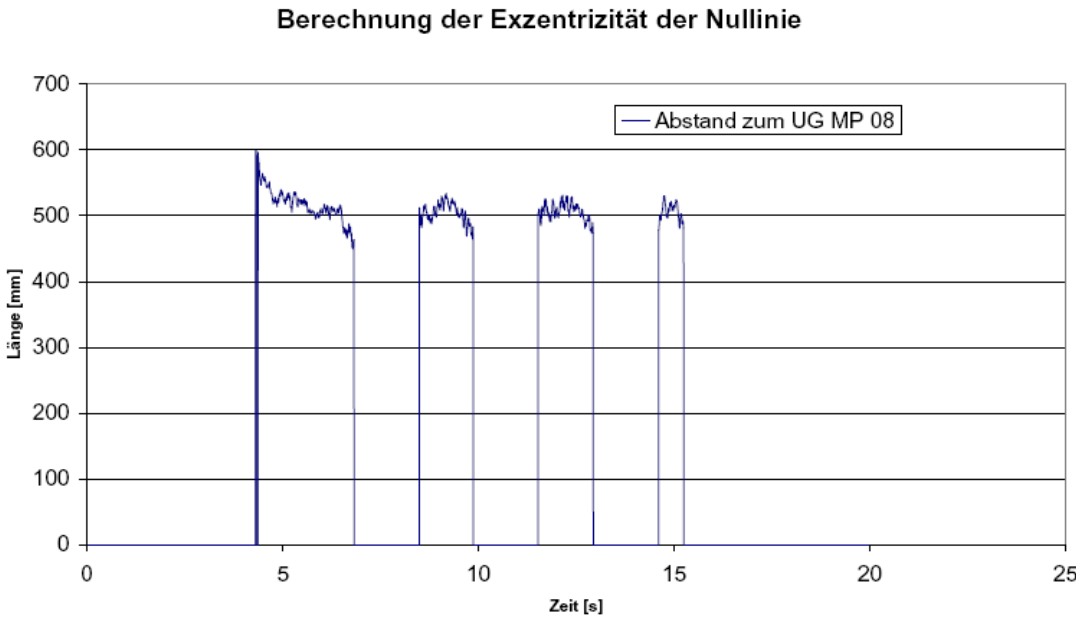

Abbildung 4: Berechnung der Lage der Spannungsnulllinie aus der Messung, Überfahrt eines Nahverkehrszuges Lok-BR 143 mit 3 Wagen, für geringe Amplituden sind die Werte nicht dargestellt

Die gemessene Spannung im abgelegenen Hauptträger 1 ist zwar gering, jedoch etwas höher als nach der Berechnung zur erwarten war, vergleiche Abbildung 5.

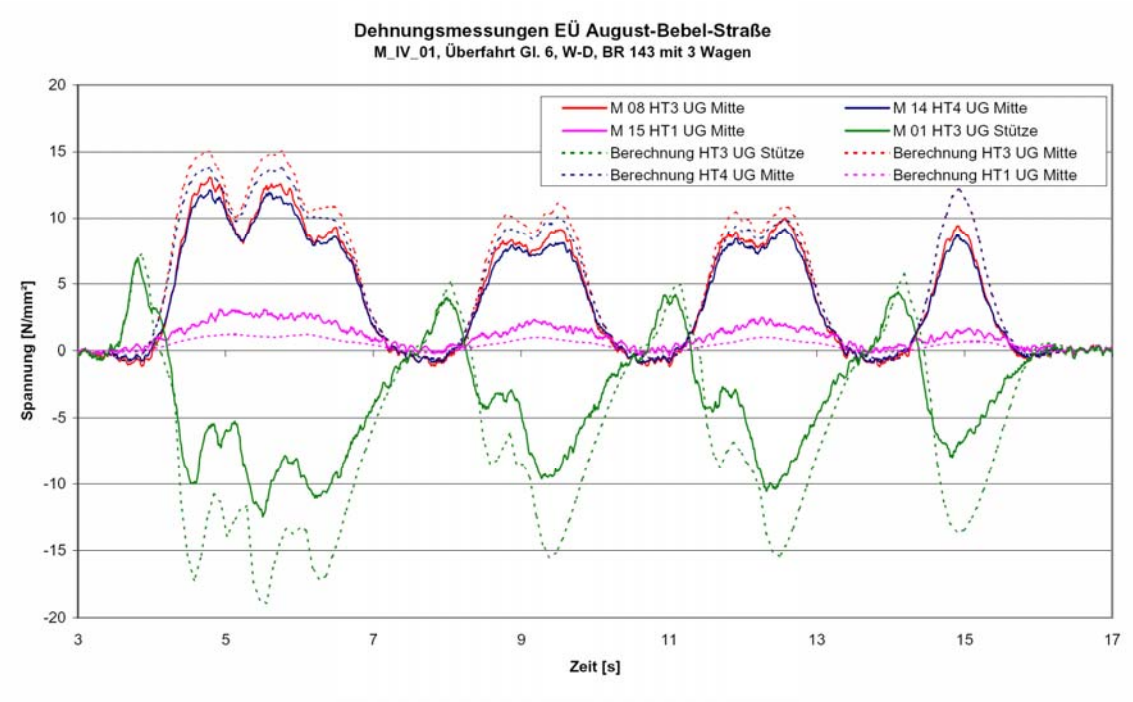

Abbildung 5: Vergleich von gemessenen und berechneten Spannungen für einige Messpunkte, Überfahrt eines Nahverkehrszuges Lok-BR 143 mit 3 Wagen

Die Auswertung der Messungen führte zu folgenden Ergebnissen:

- Die qualitative Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit der Messung ist zufriedenstellend. Die quantitativen Unterschiede und damit der positive Effekt für die Nachrechnung sind relativ gering. Das der Berechnung zugrunde liegende statische System ist ausreichend realitätsnah.
- Die mit Abstand höchsten Beanspruchungen treten im Randhauptträger HT1 auf. Die Spannungen unter den Streckengleisen im HT3 und HT4 sind vergleichsweise gering.
- Die Mitwirkung der Fahrbahn an der Haupttragwirkung ist aufgrund der konstruktiven Entkopplung gering.
- Im Feldquerschnitt betragen die gemessenen Spannungen max. ca. 93 %, (HT1), über der Stütze bei direkter Befahrung des HT3 max. ca. 74 % der berechneten Werte. Die Unterschiede sind auf die Querverteilung zurückzuführen, die günstiger ist, als in der Berechnung bisher angenommen.
- Die Beanspruchung der Längsträger ist aufgrund der Mitwirkung der Buckelbleche wesentlich geringer als in der Berechnung.

Beispiel 2: EÜ Pittlerstraße in Leipzig

Das Haupttragwerk der Eisenbahnüberführung über die Pittlerstraße in Leipzig besteht aus Zweigelenkbögen in Fachwerkbauweise mit mehreren nebeneinander liegenden Hauptträgern. Die Stützweite der Hauptträger beträgt 14,86 m. Der Überbau kreuzt die Straße unter einem Winkel von 68,5° sehr schiefwinklig. Die Konstruktionshöhe der Fachwerkbögen beträgt am Widerlager 2,30 m und im Scheitel 0,51 m. Der Achsabstand der Hauptträger beträgt 3,30 m. Die oben liegende Fahrbahn des EÜ besteht aus Querträgern im Abstand von 1,30 m. Die Gleise sind mit durchgehendem Schotterbett versehen. Die Brücke wurde im Jahr 1902 errichtet.

Abbildung 6: Ansicht EÜ Pittlerstraße in Leipzig

Im Jahre 2005 wurden Teile der EÜ Pittlerstraße saniert und verstärkt. Als Verstärkung wurde an jeweils beiden Enden der Fachwerkbögen je eine zusätzliche Diagonale eingefügt. Sie verbindet das Obergurtauflager mit dem Fuß der ersten Vertikalstrebe 35 cm über dem ideellen Fachwerkknoten (bezogen auf den Schnittpunkt der Stabachsen) und wurde unter Brückeneigenlast (Stahlkonstruktion und Fahrbahn) mit 260 kN vorgespannt.
In diesem Bereich war der rechnerische Nachweis der statischen Tragsicherheit nicht zu erbringen. Weiterhin konnten neben dem Detail des Bogenfußpunktes auch für die Anschlüsse von Diagonalen und für Obergurtstäbe der Nachweis der ausreichenden Restnutzungsdauer nicht erbracht werden.
Zur genaueren Analyse des Systemtragverhaltens sowie der realen Beanspruchung der rechnerisch überlasteten Bauteile werden zurzeit Dehnungsmessungen im Sinne einer Dauermessung über einen Zeitraum von ca. 1 Jahr durchgeführt. Der lange Messzeitraum

stellt sicher, dass ein statistisch abgesichertes Beanspruchungsmodell ermittelt werden kann, das jahreszeitlich bedingte Unterschiede im Systemtragverhalten einschließt.

Die Erfassung der Stahldehnungen erfolgt vorrangig mit Hilfe von Dehnmessstreifen. Die Messung erfolgt am Bogen (in Auflagernähe), an den Diagonalen (auch an der Verstärkungsdiagonalen) und am Obergurt (Fahrbahnlängsträger). Im rechnerisch höchst beanspruchten Querschnitt am Bogenfuß werden die Messpunkte an der Ober- und Unterseite angeordnet, so dass die Stabbiegung und die Längsdehnung erfasst werden können. Mit Kenntnis der Stabquerschnittswerte bzw. unter Ausnutzung der vorhandenen FEM-Detailmodelle werden so die Stabschnittgrößen des Untergurtstabes, der Verstärkungsdiagonalen sowie der benachbarten Diagonalen ermittelt. Neben den statischen Beanspruchungen können aus den Messdaten mit den Mitteln der Frequenzanalyse auch die realen dynamischen Beanspruchungen erfasst und den rechnerisch angesetzten Werten gegenübergestellt werden.

Die Messung und Zuordnung der Lasten aus Verkehr erfolgt durch Applikation von Messpunkten an der Schiene. Durch automatisierte Auswertung der Dehnungsverläufe dieser Messpunkte bzgl. der Achsabstände können die in der Datenbank abgelegten Lastbilder der europäischen Loktypen mit sehr hoher Treffergenauigkeit zugeordnet werden. Damit sind die Achslasten der Triebfahrzeuge bekannt und die Achslasten der Wagen können daraus abgeleitet werden. Weiterhin kann so die Fahrgeschwindigkeit ermittelt werden. Eine Verifikation der auf messtechnischem Wege ermittelten Beanspruchungen kann stichprobenartig durch Verkehrsbeobachtung mit Kamera und durch Abgleich mit den Fahrplandaten erfolgen.

Zur Messung der Einsenkung des neuen Elastomerlagers unter Verkehrslasten wurde am oberen Lager der Fahrbahn ein Wegaufnehmer installiert.

Parallel zu den Dehnungsmessungen wird die Bauwerkstemperatur gemessen. Dazu war es erforderlich, Temperatursensoren an mehreren Stellen am Bauwerk zu applizieren.

Die Messung der Zugüberfahrten erfolgt zur Begrenzung der Datenmenge triggergesteuert, die Temperaturdaten werden kontinuierlich erfasst.

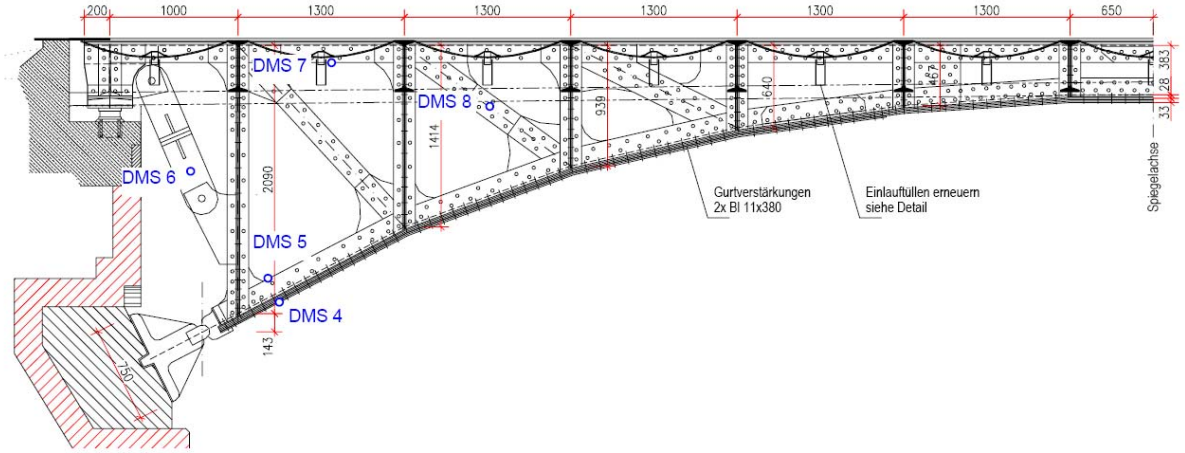

Abbildung 7: Anordnung der Dehnmessstreifen am äußeren Hauptträger (verstärkt) des STB4

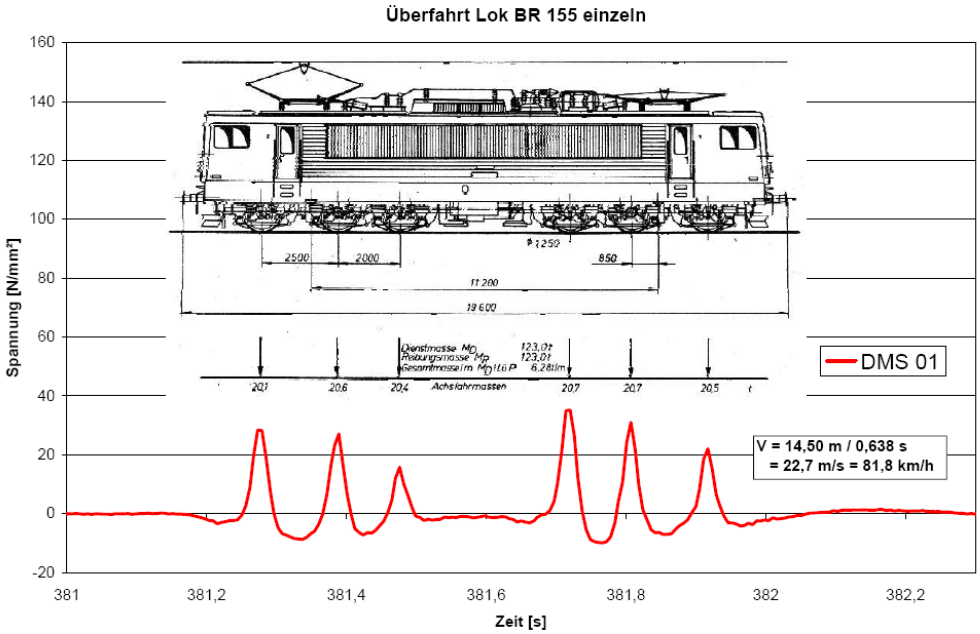

Abbildung 8: Prinzip Erkennung der Lok-Baureihe aus dem Spannungsverlauf des DMS an der Schiene

Der Vergleich der gemessenen und der mit dem ursprünglichen Modell (das Modell, das für die statische Nachrechnung entwickelt wurde) berechneten Spannungen im Bereich des Bogenauflagers zeigte zunächst relativ große qualitative und quantitative Unterschiede, vgl. Abbildung 9. Diese Unterschiede sind noch deutlicher zu erkennen, wenn die gemessenen Spannungen mit Hilfe der bekannten Querschnittswerte in Schnittgrößen umgewandelt werden. Die berechneten Biegemomente waren etwa um den Faktor 5 höher, als die aus der Messung abgeleiteten.

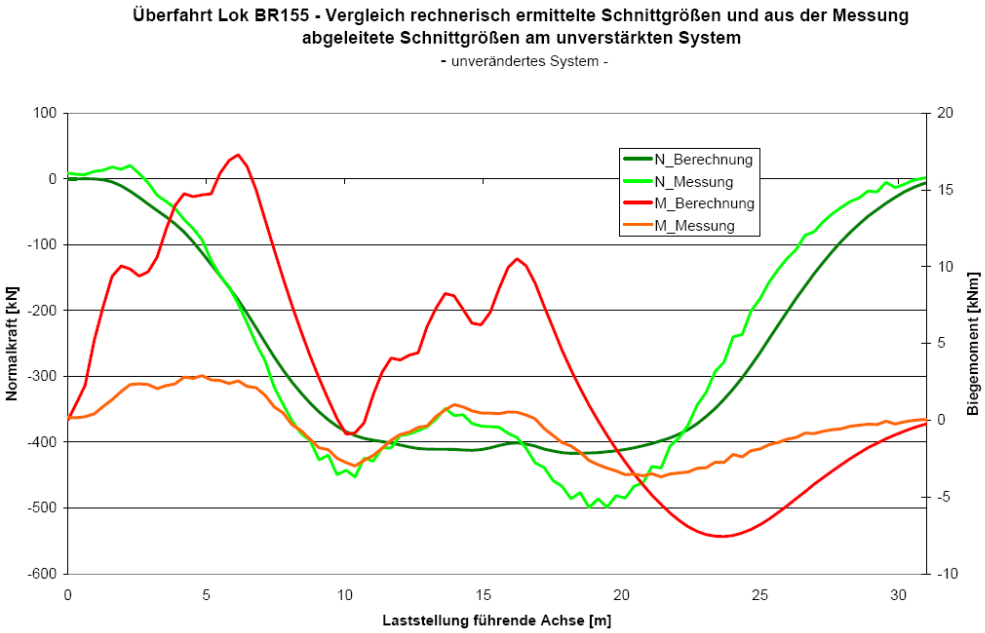

Abbildung 9: Überfahrt BR155, Vergleich der Schnittgrößen Normalkraft und Biegemoment im Bereich Bogenauflager aus Berechnung und Messung (ursprüngliches Berechnungsmodell)

Die Ursache für diese großen Unterschiede sind mit hoher Wahrscheinlichkeit darauf zurückzuführen, dass sich das Bogenauflager nicht ideal gelenkig verhält, sondern eher wie eine Einspannung. Nach Einführung einer Drehfeder konnte eine verbesserte Deckung der Kurven erzielt werden, die Unterschiede waren jedoch noch nicht akzeptabel. Erst nach Einführung einer horizontalen Stützung der Fahrbahn (durchlaufende Schiene), war die Deckung der Kurven befriedigend, vgl. Abbildung 10 und Abbildung 11.

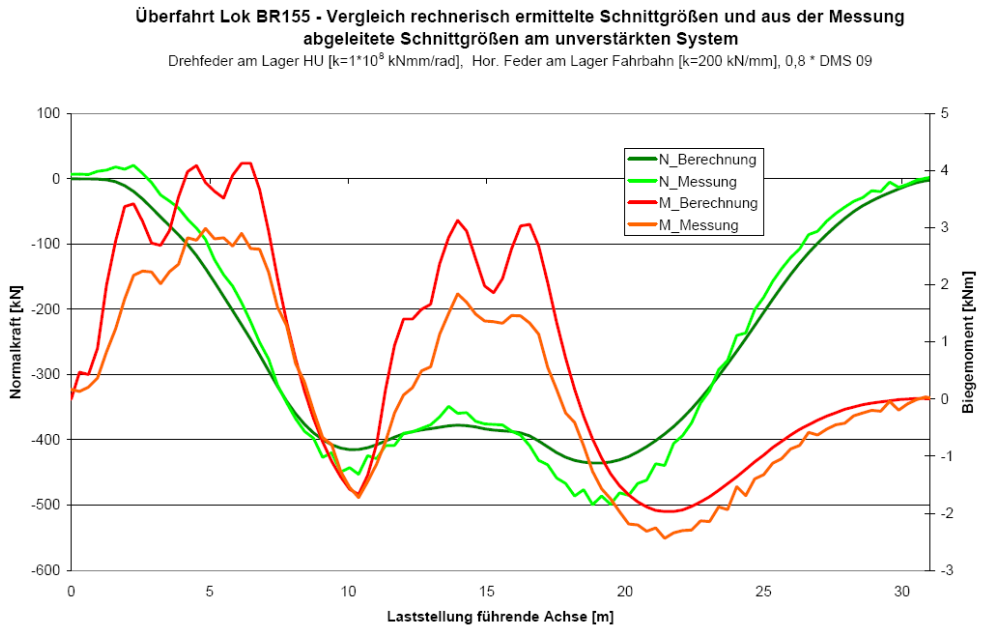

Abbildung 10: Überfahrt BR155, Vergleich der Schnittgrößen Normalkraft und Biegemoment im Bereich Bogenauflager aus Berechnung und Messung (realitätsnahes Berechnungsmodell)

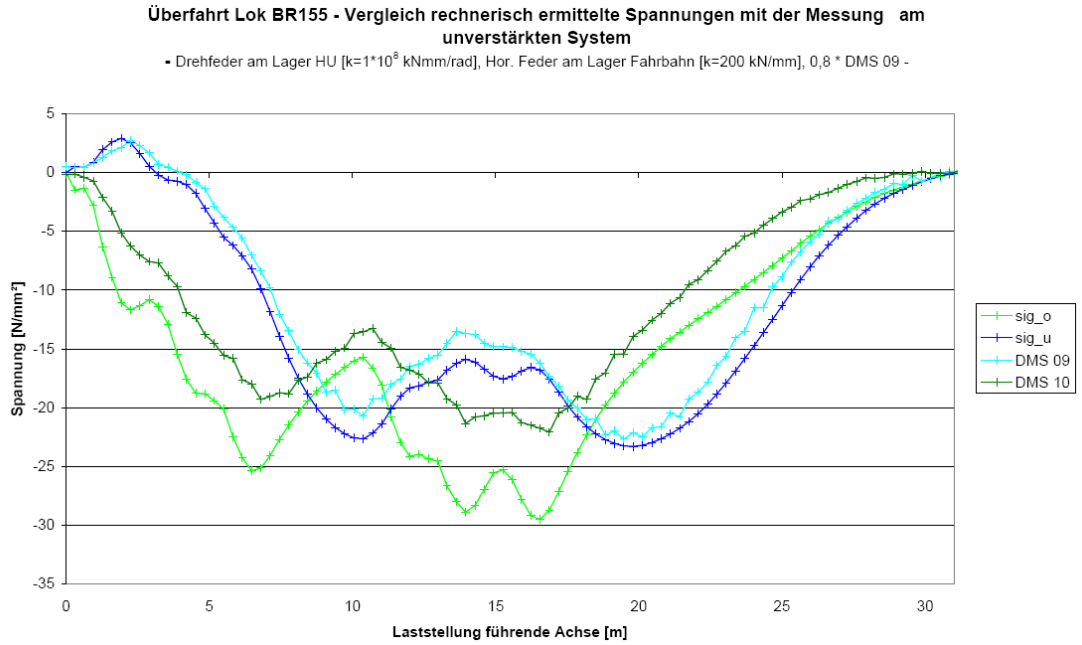

Abbildung 11: Überfahrt Einzellok BR155, Vergleich gemessene und berechnete Spannungen (verbessertes Berechnungsmodell)

Aufgrund der hohen Eigenfrequenz der Brücke (ca. 15 Hz) und der relativ niedrigen Fahrgeschwindigkeit können Resonanzerscheinungen ausgeschlossen werden.
Dies zeigen die Messungen ebenfalls ganz eindeutig. Ein harmonisches Nachschwingen der Brücke ist nicht im Geringsten zu beobachten. Eine Frequenzanalyse der Messdaten zeigt, dass die gefundenen Peaks im Frequenzspektrum ausschließlich den Lasten zuzuordnen sind ($f = v / L_A$ wobei L_A der Abstand der Achsgruppen ist). Das Frequenzspektrum ist dementsprechend bei jeder Überfahrt unterschiedlich. Im Bereich der berechneten Eigenfrequenz findet sich kein annähernd konstanter Peak.
Eine Filterung mit einem Tiefpassfilter (Butterworth 5 Hz) zeigt, dass der „dynamische Anteil“ bei allen beobachteten Überfahrten sehr gering ist. Im dargestellten Beispiel liegt der messtechnisch ermittelte Schwingbeiwert bei ca. $\Phi = 1{,}025$ und damit weit unter dem nach Richtlinie 805 anzusetzenden Wert.

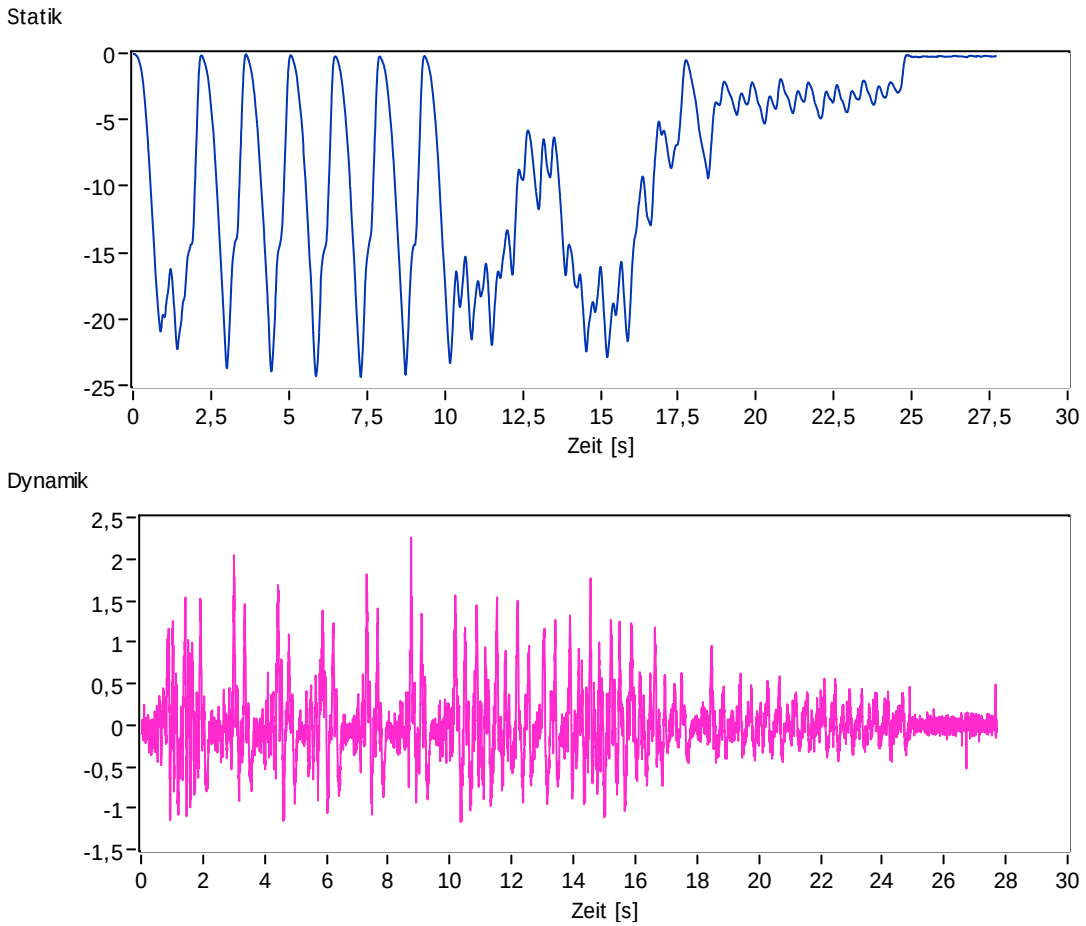

Abbildung 12: Überfahrt Güterzug mit BR155 und v = 66 km/h, Spannungen am DMS05, Trennung der Frequenzanteile durch Tiefpassfilter Butterworth 5 Hz

Beispiel 3: Chemnitztalviadukt (EÜ Beckerstraße) in Chemnitz

Das Chemnitztalviadukt wurde 1901 als mehrgleisige Eisenbahnbrücke im Stadtgebiet von Chemnitz auf der Strecke Dresden – Werdau errichtet. Das Tragwerk besteht aus genieteten Walzprofilen aus Flussstahl. Die insgesamt 12 Öffnungen überspannen das Flussbett der Chemnitz, die Annaberger Straße und die Beckerstraße (Abb. 13). Zwei der Öffnungen sind als Bogenbrücken aus Stahlfachwerk, die übrigen Öffnungen als Blechträger-Balkenbrücken mit unterschiedlicher Durchlaufwirkung (Einfeld-, Zweifeld- und Dreifeldträger) konstruiert.
Die Fahrbahn ist geschlossen und trägt ein über alle vier Hauptträger durchlaufendes Schotterbett (Abb. 14). Von den ehemals vier Gleisen sind nur noch die beiden Gleise des nördlichen Überbaus vorhanden.

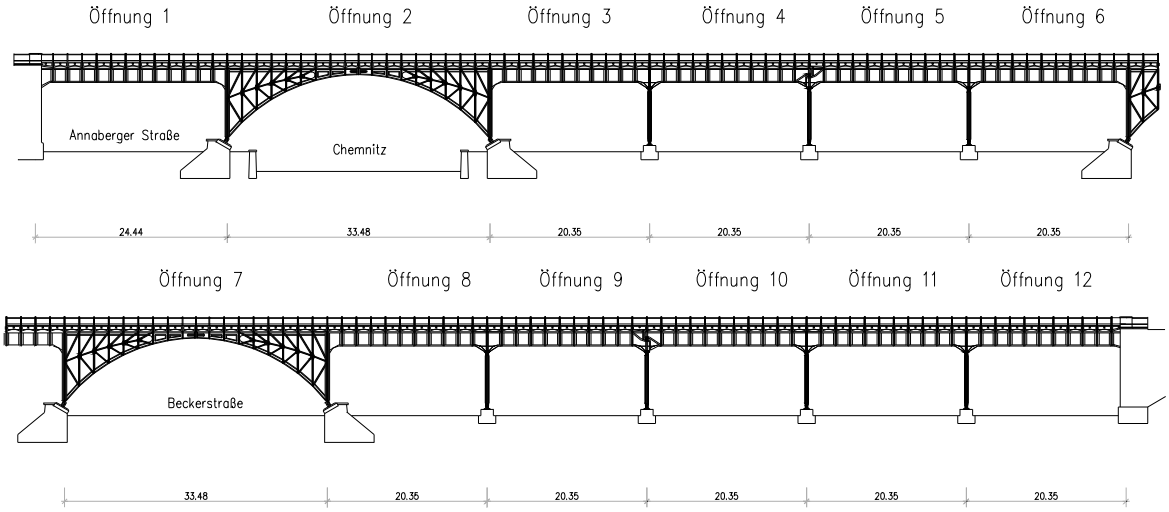

Abbildung 13: Chemnitztalviadukt – Ansicht (Öffnung 1 – 6 und 7 –12)

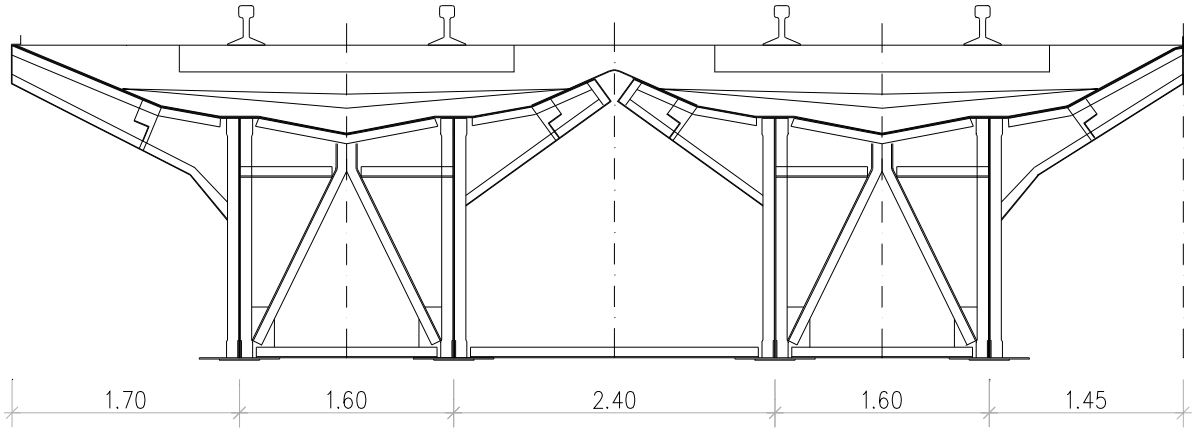

Abbildung 14: Chemnitztalviadukt – Querschnitt im Bereich der Balkenbrücken

Anfang 2000 wurde das gesamte Tragwerk nach Richtlinie 805, Stufe 3, nachgerechnet und hinsichtlich der noch verfügbaren Restnutzungsdauer bewertet. Die Untersuchungen zeigen, dass die Standsicherheit der beiden Bogenbrücken grundsätzlich gegeben ist und diese über

eine Restnutzungsdauer von 14 Jahren oder mehr verfügen. Bei den Balkenbrücken ergaben sich rechnerisch jedoch Spannungsüberschreitungen von bis zu 20 % für den Lastenzug UIC 71. In den kritischen Bereichen (Zweifeldträger – Öffnung 5 und 6, Endfeld des Dreifeldträgers – Öffnung 12) konnte hier keine bzw. nur eine geringe Restnutzungsdauer von 5 Jahren nachgewiesen werden. Damit erfüllen die Balkenbrücken nicht die gestellten statischen Anforderungen an das Gesamtbauwerk, da nach den derzeitigen Planungen des Betreibers vom Bauwerk eine erheblich längere Standzeit erwartet wird.

Deshalb wurde überprüft, ob durch eine messtechnische Untersuchung des Tragverhaltens die Annahmen für den Restnutzungsdauernachweis verbessert werden können. Das erarbeitete Messkonzept beruht auf der Annahme, dass Informationen für eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Restnutzungsdauer insbesondere für die folgend genannten Punkte werden können:

a) Identifikation von Reserven im Querschnitts- und Systemtragverhalten
Für die statische Berechnung wurden die Tonnenbleche bei der Querschnittsmodellierung nicht berücksichtigt, da hierfür keine zuverlässigen Annahmen getroffen werden konnten. In der Realität ist eine entsprechende Mitwirkung mit hoher Wahrscheinlichkeit jedoch gegeben. Darüber hinaus wirken im Gebrauchszustand auch die Fahrbahn (ggf. sogar der Schotter) in einer gewissen Größenordnung mit, wobei die Vermutung bestand, dass der Mitwirkungsgrad von der Höhe der Belastung und von der Temperatur abhängig ist. Aufgrund der durchlaufenden Schiene war außerdem die Möglichkeit einer teilweisen Einspannung der Balkenbrücken in den Gelenkbereichen in Betracht zu ziehen.

b) Verifizierung der Beanspruchungsrealität durch Messung von Lastkollektiven
Der Ermittlung der Restnutzungsdauer wurden Annahmen über die Verkehrsbelastung zugrunde gelegt, die in Zusammenarbeit mit der DB AG aus vergleichbaren Strecken abgeleitet wurden. Für die Brücke selbst lagen keine Angaben vor. Dementsprechend ergibt sich hier ein erheblicher Unsicherheitsbereich, der durch zusätzliche Informationen verringert werden kann. Dies betrifft allerdings nur die gegenwärtige und in Zukunft zu erwartende Verkehrsbelastung. Ausgehend von diesen Informationen kann der "Schaden der Zukunft" durch Bestimmung realer Belastungskollektive genauer verifiziert und beeinflusst werden.

Durchführung der Messungen

Zur Umsetzung des beschriebenen Messkonzepts wird das Bauwerk im Rahmen eines Forschungsvorhabens seit Anfang 2005 in ausgewählten Teilbereichen einer insgesamt zweijährigen Dauerüberwachung unterzogen, wodurch realistische Informationen über das Kurz- und Langzeittragverhalten der Brücke gewonnen werden können.
Die Messung von Dehnungen und Bauteil- bzw. Lufttemperaturen beschränkt sich im Wesentlichen auf die für die Ermittlung der Restnutzungsdauer kritischen Feldbereiche der Öffnungen 5 und 12. Darüber hinaus erfolgt die Ermittlung der Lastkollektive über Dehnungsmessungen direkt an der Unterseite der Schiene. Hier wurde je Fahrtrichtung eine Messstelle zwischen zwei Schwellen angeordnet. Ferner wurde je Fahrtrichtung eine weitere Messstelle direkt im Stützen- bzw. Lagerbereich eingerichtet, mit welcher redundant, unbeeinflusst von Veränderungen im Systemtragverhalten, auf die überfahrenden Massen geschlussfolgert werden soll.
Die Erfassung von Messwerten erfolgt sowohl kontinuierlich nach einem entsprechenden Zeittakt (alle 15 min) als auch ereignisgesteuert, als schnelle dynamische Messung in

Reaktion auf ein entsprechendes Triggersignal. Ereignisse sind im vorliegenden Fall als Zugüberfahrten definiert. Als Triggersensoren werden die Dehnungs-Messstellen an den Gleisen verwendet, die bei Überfahrt eines Zuges ein deutliches Signal abgeben. Die Messzeit für ein Ereignis ist so bemessen, das in der Regel eine komplette Zugüberfahrt erfasst wird.

Ausgewählte Ergebnisse

Um einen Vergleich zwischen berechneten und gemessenen Dehnungen zu ermöglichen, ist es notwendig die Einwirkungen genau zu bestimmen. Hierfür wurde ein Algorithmus entwickelt, mit dem auf Grundlage der Dehnungsmessung an der Schiene der Triebwagentyp, die zugehörige Fahrzeugmasse, die Fahrgeschwindigkeit und darüber hinaus die aus den Amplituden abgeleiteten Achslasten ermittelt werden können. Abbildung 15 zeigt beispielhaft die Schienendehnung bei Überfahrt eines Nahverkehrszuges, bestehend aus einem Triebwagen BR 143 und drei Personenwagen. Die Lage jeder einzelnen Achse ist als Extrempunkt deutlich erkennbar. Obwohl das Dehnungsverhalten der Schiene bei Überfahrt eines Zuges grundsätzlich als geschwindigkeitsabhängig anzusehen ist, sind die Achslasten bei bekannter Lok-Baureihe und normierten Dehnungsamplituden mit ausreichender Genauigkeit bestimmbar.

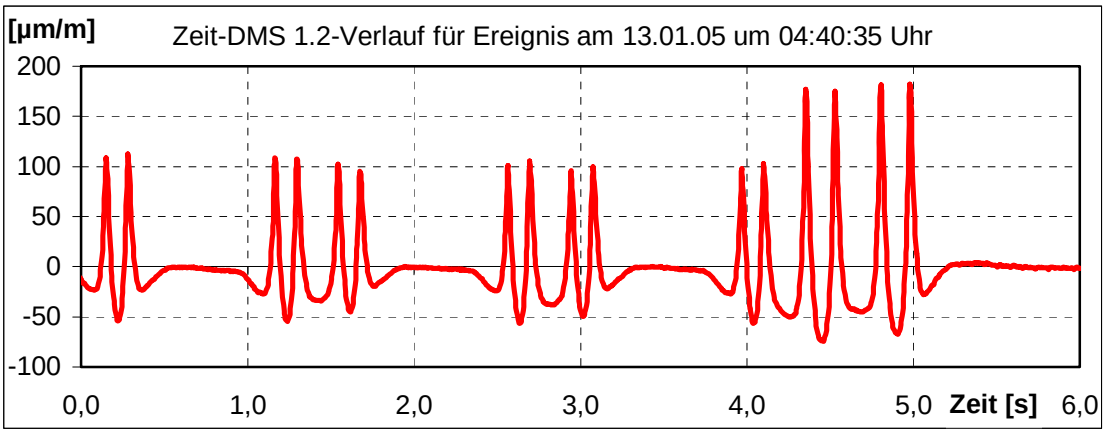

Abbildung 15: gemessene Schienendehnung bei Überfahrt eines Nahverkehrszuges

In der Folge lässt sich nun für alle anderen Messstellen am Bauwerk ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Einwirkungen und Tragwerksreaktionen herstellen. Diagramm 7 zeigt den gemessenen Spannungs-Zeit-Verlauf an der maximal beanspruchten Untergurtlamelle für die oben beschriebene Überfahrt. Der gleiche Lastenzug wurde nun auf das der Berechnung zugrunde liegende statische Modell aufgebracht und hierfür der Spannungsverlauf am Messpunkt berechnet (Abb. 16). Beide Kurvenverläufe zeigen qualitativ eine gute Übereinstimmung. Dies zeigt, dass das verwendete statische Modell wirklichkeitsnah ist und eine grundsätzliche Plausibilität der gemessenen Daten vorliegt. Die Maximalwerte der Spannung liegen rechnerisch bei ca. 26 N/mm² und gemessen bei ca. 14 N/mm².
Weitere Vergleichsberechnungen zeigen, dass diese Unterschiede einerseits auf eine hohe Mitwirkung der Tonnenbleche und der Fahrbahn, andererseits auf eine Entlastung des betrachteten Trägers durch eine bessere Querverteilung der Konstruktion zurückzuführen sind.

Gerade im Hinblick auf die Mitwirkung der Fahrbahn ist jedoch eine Bewertung der Temperaturabhängigkeit des vorgefundenen Tragverhaltens von großem Interesse. Dies lässt sich in geeigneter Weise über die Veränderung der Nulllinienlage im Querschnitt verdeutlichen. Die Bestimmung der Nulllinie erfolgte im vorliegenden Fall mit Hilfe von Dehnungsmessstellen am Steg unter der Annahme linearen Dehnungsverhaltens.
Aus Abb. 18 kann die aus den Messungen eines Zugtyps abgeleitete Lage der Nulllinie als Abstand vom unteren Querschnittsrand für Überfahrten zu verschiedenen signifikanten Zeitpunkten entnommen werden. Es ist erkennbar, dass die Nulllinie bei hohen Umgebungstemperaturen erwartungsgemäß den geringsten Abstand zum unteren Rand aufweist. Bemerkenswert ist darüber hinaus, dass die Querschnittssteifigkeit in Frostperioden (09.02.2005) stark anwächst und sich somit die Nulllinie vergleichsweise weit nach oben verlagert.

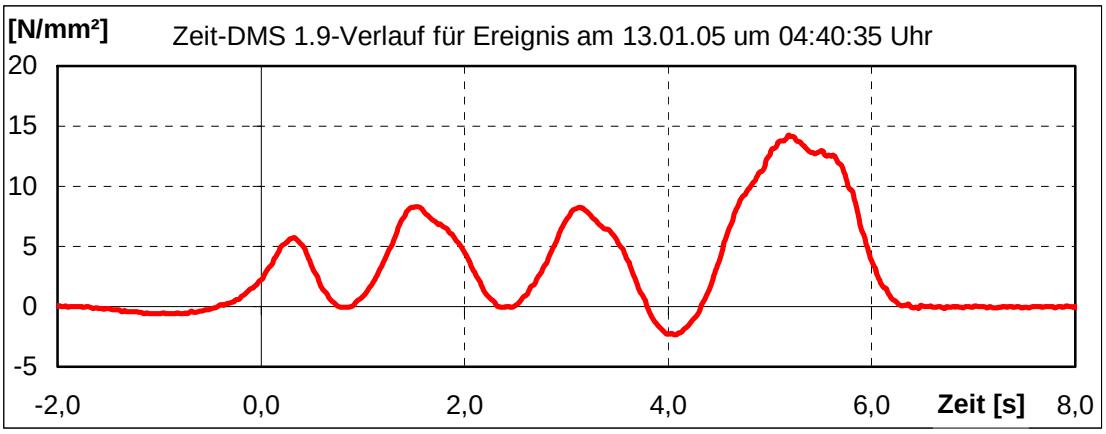

Abbildung 16: gemessener Spannungsverlauf der Untergurtlamelle bei Überfahrt eines Nahverkehrszuges

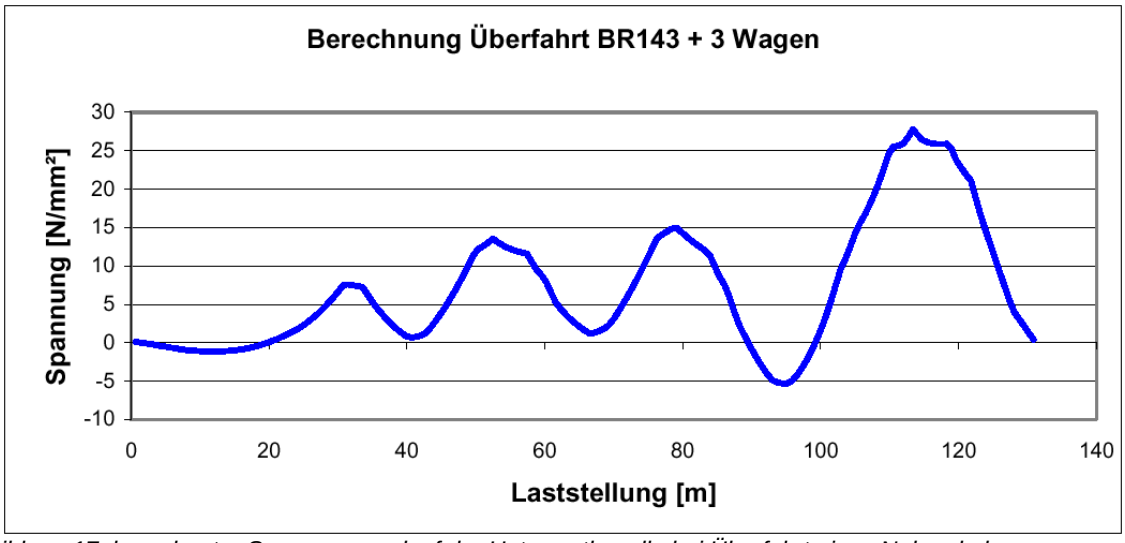

Abbildung 17: berechneter Spannungsverlauf der Untergurtlamelle bei Überfahrt eines Nahverkehrszuges

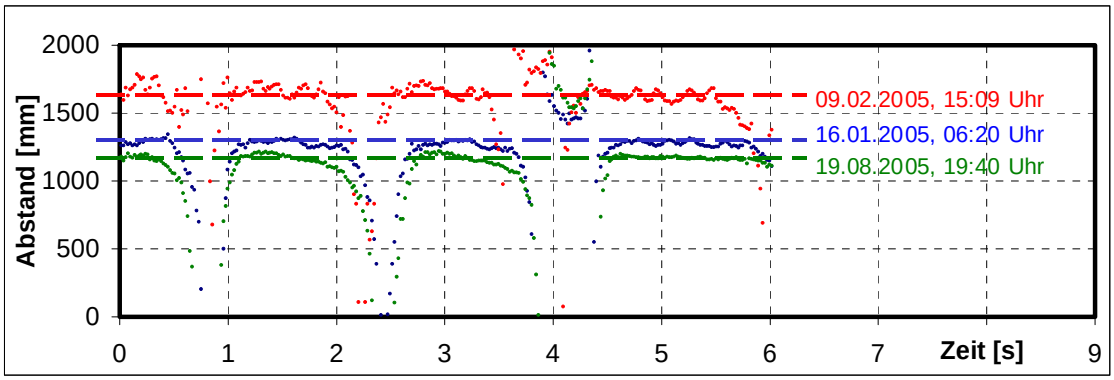

Abbildung 18: Lage der Dehnungsnulllinie für die Überfahrt eines Nahverkehrszuges zu verschiedenen Zeitpunkten

Da im Rahmen der Dauermessung jede Zugüberfahrt in der vorweg beschriebenen Art erfasst und bewertet wird, lässt sich auch für beliebige Zeiträume eine relativ genaue Aussage über die Gesamttonnage ableiten.

Am Chemnitztalviadukt kann nach den bisherigen Ergebnissen mit einer jährlichen Bruttotonnage von ca. 5 Mio. t je Fahrtrichtung und damit deutlich günstiger als ursprünglich angenommen gerechnet werden.
Im vorliegenden Fall kann festgestellt werden, dass eine kombinierte Nachweisführung auf Bewertungsstufe 4 nach Richtlinie 805 sinnvoll und zielführend ist, da diese wirklichkeitsnah zu einer längeren Restnutzungsdauer des Bauwerks führt.

Beispiel 4: Eisenbahnhochbrücke in Hochdonn

Die Eisenbahnhochbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal in Hochdonn wurde im Zuge der Kanalerweiterung in den Jahren 1912-13 geplant und in den Jahren 1915 - 1920 erbaut.
Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 2.218 m, die lichte Öffnung über dem Kanal misst 143 m Breite und 42 m Höhe. Das Bauwerk wird aus 19 Fachwerkrahmen (Kragträgern), 19 kleineren Einhängeträgern und dem sogenannten Schwebeträger über dem Kanal gebildet. Die zweigleisige Fahrbahn ist in offener Bauweise ausgeführt.

Abbildung 19: Ansicht Eisenbahnhochbrücke Hochdonn, südliche Rampe und Kanalbauwerk

Im Vorfeld der statischen Nachrechnung nach Richtlinie 805 war zu untersuchen, in welchem Maße sich die oben liegende Fahrbahn an der Haupttragwirkung der Rahmenbauwerke beteiligt. Anlass zu der Messung gaben u.a. Risse an einzelnen Aussteifungswinkeln der Querträger in den Rahmenbauwerken.
Die Kopplung der Fahrbahn erfolgt über die Aussteifungswinkel an den Längsträgern in den Stützenfeldern und über Querbiegung der Querträgeruntergurte. Der Bremsverband befindet sich in Brückenmitte.

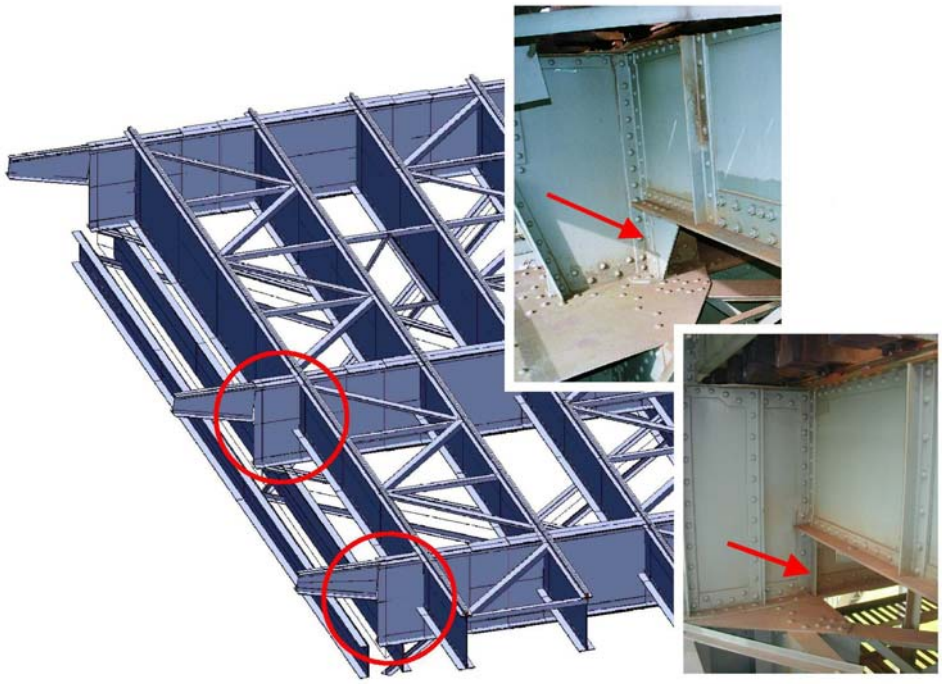

Abbildung 20: Ausschnitt aus dem Stabwerksmodell, oberes Feld über der Stütze

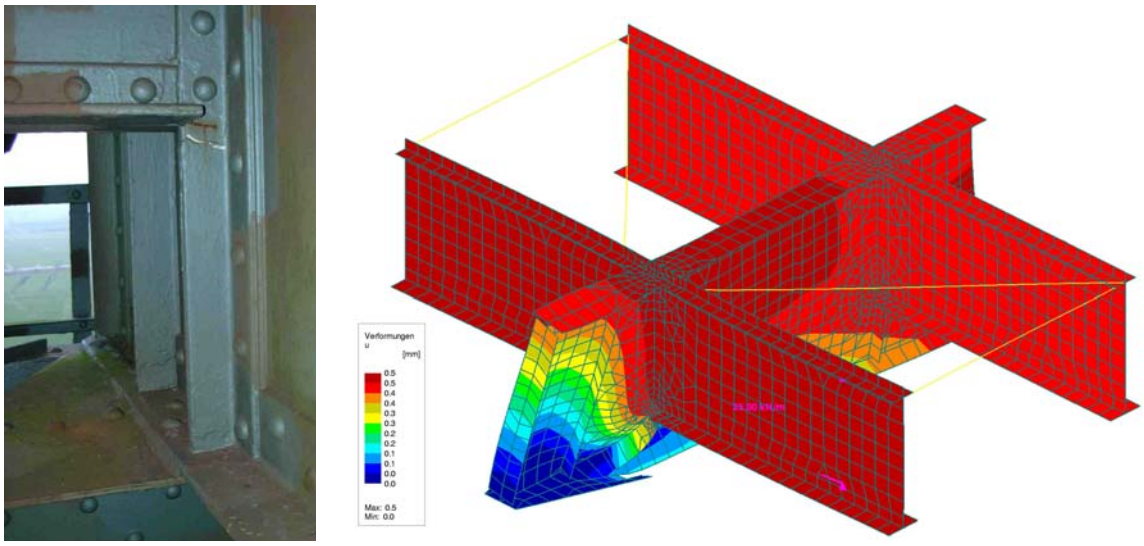

Abbildung21: links - Ermüdungsriss in einem Aussteifungswinkel am Querträger, rechts - Faltwerksmodell des Konstruktionsdetails zur Berechnung der Kopplungssteifigkeit Fahrbahn - Fachwerkträger

Im Vorfeld der Messung wurden Stabwerksmodelle der einzelnen statischen Systeme der Brücke erstellt, ergänzt durch Schalenmodelle zur genaueren Untersuchung von Konstruktionsdetails.

Die Messung erfolgte mit Dehnmessstreifen an verschiedenen Rahmensystemen unter Betriebslasten. Die Ermittlung der Lasten erfolgte durch einen Dehnmessstreifen an der Schiene. Zur Messung der Beanspruchung der Anschlusswinkel wurde selbstverständlich ein ungerissener Querschnitt ausgewählt.

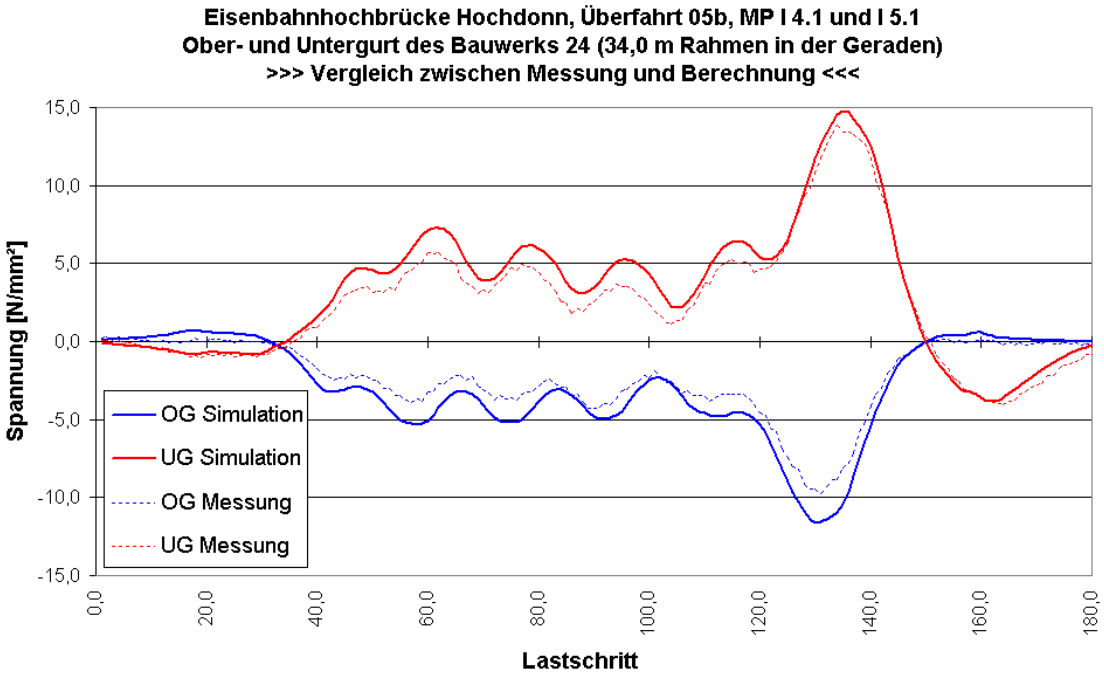

Abbildung 22: Spannungsverlauf in Fachwerk-Obergurt und Untergurt, BR 218 (hinten) mit 5 Wagen, Vergleich Messung und Berechnung (verfeinertes Berechnungsmodell)

Durch Mitwirkung der Fahrbahn an der Haupttragwirkung reduzieren sich die Normalkräfte in den Obergurtstäben, vgl. Abbildung 22.
Weiterhin fällt im Spannungsverlauf auf, dass die Spannungen im Obergurt nach Überfahrt der Lok (ca. Lastschritt 160) sehr gering sind. Der Grund für dieses Phänomen konnte in der horizontalen Stützung des Rahmens durch die Nachbarbauwerke gefunden werden.
Durch Berücksichtigung dieser Stützung als horizontale Lagerfedern sowie Berücksichtigung der elastischen Kopplung zwischen Hauptträgerobergurt und äußerem Längsträger anhand der Auswertung der FEM-Detailanalysen konnte eine gute Übereinstimmung der berechneten Spannungsverläufe mit der Messung erreicht werden.

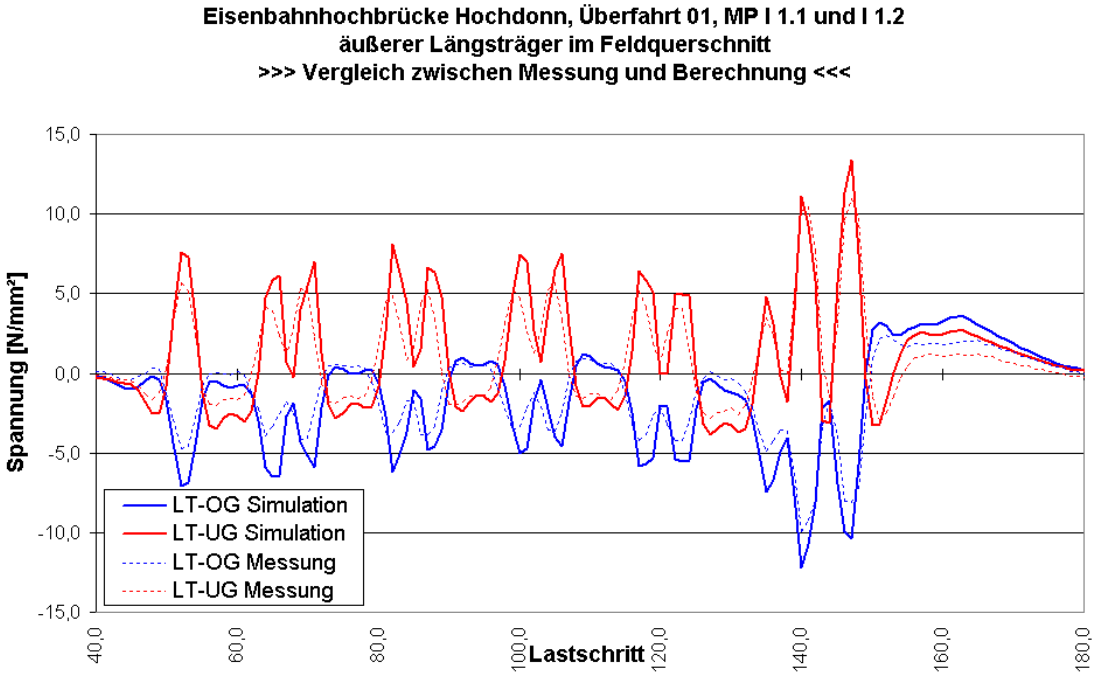

Abbildung 23: Spannungsverlauf in einem Fahrbahnlängsträger bei direkter Befahrung, BR 218 (hinten) mit 5 Wagen, Vergleich Messung und Berechnung

Die Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Spannungsverläufen der Fahrbahnlängsträger sind ebenfalls ziemlich gering. Die im Modell angenommene volle Durchlaufwirkung der Längsträger wird durch die Messung bestätigt. Die "abgeschnittenen" Spitzen des Spannungsverlaufes des Messpunktes am Obergurt sind darauf zurückzuführen, dass der Biegespannung eine Querzugspannung aus direkter Belastung überlagert wird.

Da beim Befahren des Westgleises die Längsträger des Ostgleises im wesentlichen durch globale Tragwirkung beansprucht werden, sind diese Kurven trotz des geringen Spannungsniveaus besonders aufschlussreich, vgl. Abbildung 24. Selbst dieser Effekt wird vom Stabwerksmodell zumindest qualitativ noch mit befriedigender Genauigkeit widergegeben.
Durch Mittelwertbildung der mit Hilfe der Widerstandsmomente normierten Spannungen aus Ober- und Untergurt lässt sich der Normalkraftanteil auch aus den direkten Überfahrten recht gut herausfiltern, vgl. Abbildung 25:

$$\sigma_N = \frac{\sigma_{OG} \cdot W_{OG} - \sigma_{UG} \cdot W_{UG}}{W_{OG} - W_{UG}} = \frac{(\zeta \cdot \sigma_{OG} - \sigma_{UG})}{(1-\zeta)} \quad \text{mit} \quad \zeta = \frac{W_{OG}}{W_{UG}}$$

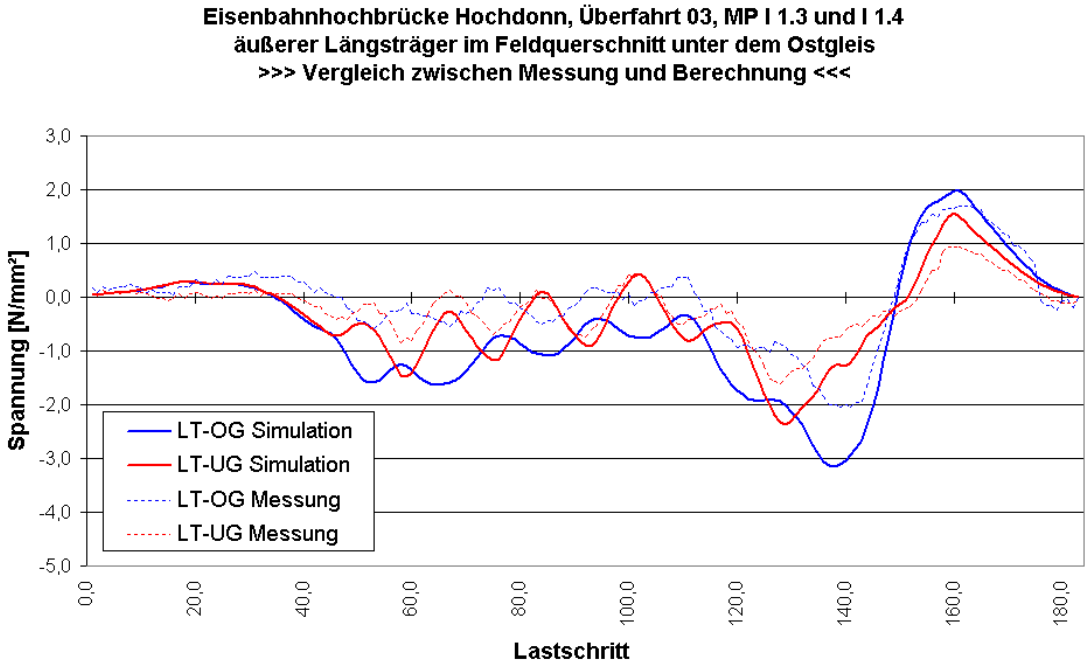

Abbildung 24: Spannungsverlauf in einem Fahrbahnlängsträger bei Befahrung des Nachbargleises, BR 218 (hinten) mit 5 Wagen, Vergleich Messung und Berechnung

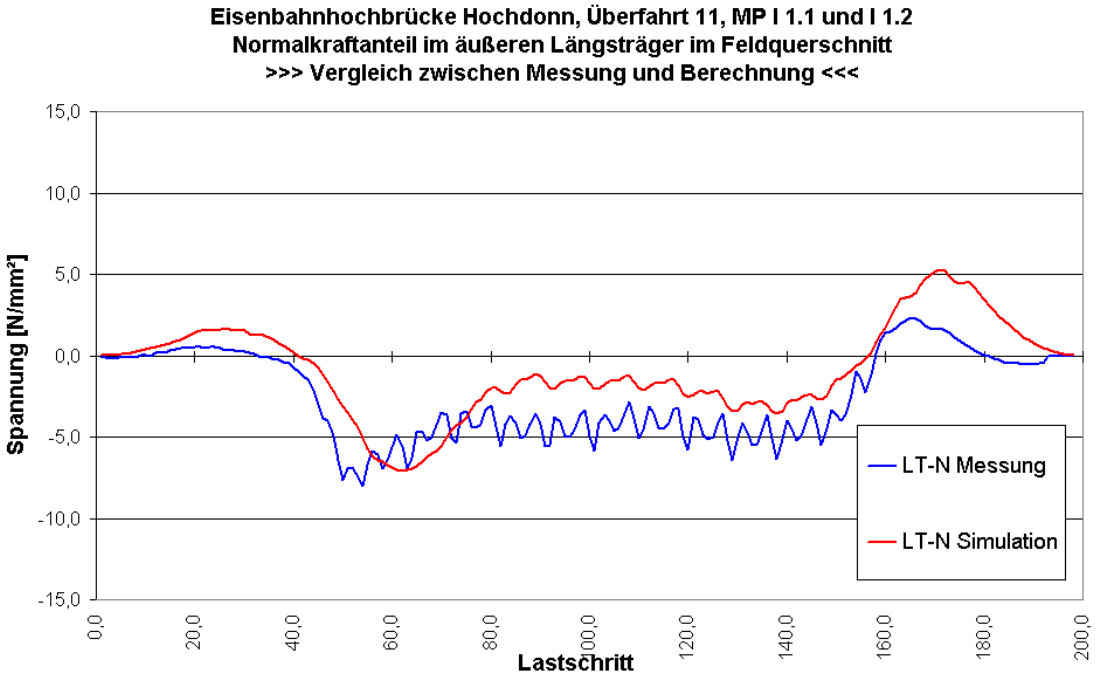

Abbildung 25: Verlauf der Spannungen aus Normalkräften in einem Fahrbahnlängsträger, BR MAK G1204 (vorn) mit 11 Kesselwagen, Vergleich Messung und Berechnung

Die Entlastung der Obergurtstäbe des Fachwerkrahmens und die damit verbundene zusätzliche Belastung Fahrbahnlängsträger aufgrund der Beteiligung der Fahrbahn an der Haupttragwirkung wirkt sich auf die Bemessung dieser beiden Bauteile nur relativ wenig aus.

Für die „Kopplungselemente“, die dafür nicht vorgesehen sind, ergeben sich jedoch erhebliche Spannungen. In Abbildung 26 ist der Verlauf der Spannungen im Aussteifungswinkel eines Querträgers bei Überfahrt eines Nahverkehrszuges dargestellt.
Das gemessene Spannungsniveau ist außerordentlich hoch, unabhängig ob die Befahrung direkt oder auf dem Nachbargleis erfolgt. Die Messung erfolgte aus geometrischen Gründen etwas außerhalb der kritischsten Faser. Hochgerechnet auf den maximal beanspruchten Punkt ergeben sich bei Überfahrten von schweren Güterzügen Beanspruchungen von bis zu 190 N/mm².
Die Ursache für die Ermüdungsrisse in den Winkeln konnte damit eindeutig in der Kopplung der Fahrbahn an den Hauptträger-Obergurt nachgewiesen werden. Auf die Tragsicherheit der Bauwerke haben die aufgetretenen Risse in den überstehenden Anschlusswinkeln keine Auswirkungen.

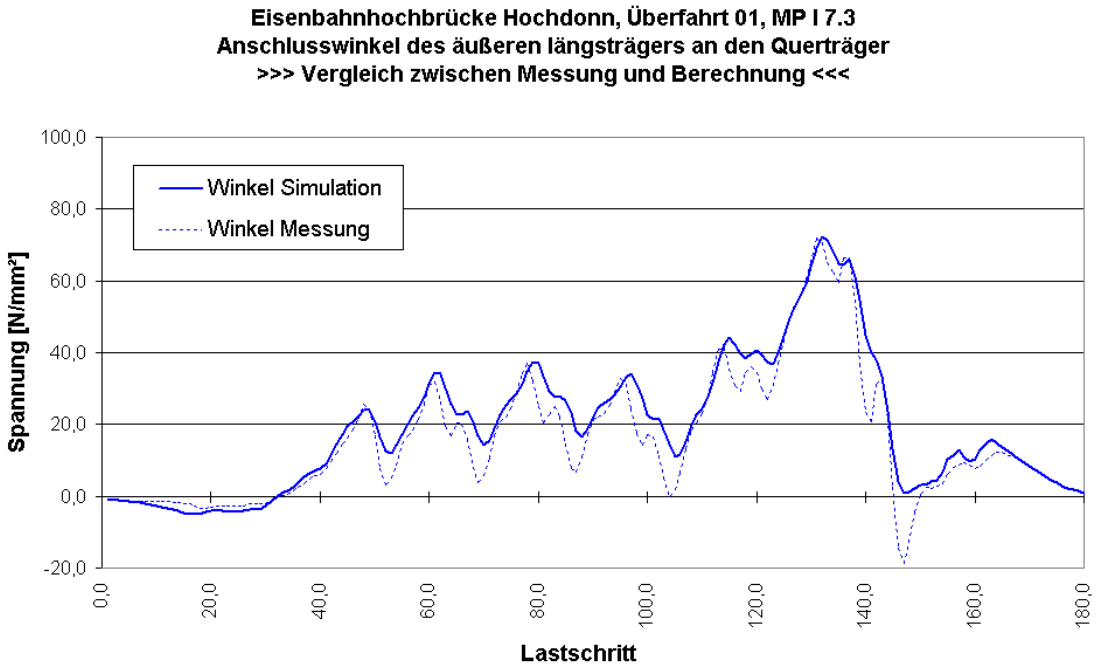

Abbildung 26: Spannungsverlauf in einem Aussteifungswinkel eines Querträgers, BR 218 (hinten) mit 5 Wagen, Vergleich Messung und Berechnung

Fazit

Der Bauwerksbestand der DB AG hat mit einem Wiederbeschaffungswert von ca. 26 Mrd. € eine gewaltige volkswirtschaftliche Dimension. Neben dem wirtschaftlichen Aspekt der Bauwerkserhaltung sind vorrangig sicherheitstechnische Aspekte zu berücksichtigen. Dazu gehören neben einer angemessenen Instandhaltung und Erneuerungsrate vor allem eine gewissenhafte Inspektion und die zutreffende Bewertung des vorhandenen Bestands.

Anhand vorliegenden Beitrags konnte gezeigt werden, dass mit dem Vorschriftenwerk der DB AG ein modernes Regelwerk zur sicheren Beurteilung von bestehenden Bauwerken vorliegt. Bei einer detailliierten Bewertung können Kurzzeit- und Dauermessungen eine sinnvolle Ergänzung zur Gesamteinschätzung des Bauwerks liefern. Bereits der wirtschaftliche Nutzen allein durch eine zeitlich verschobene Investitionsentscheidung steht dabei in keinem Verhältnis zu den Kosten der messtechnischen Untersuchungen.

Entscheidend für die zielführende Anwendung messtechnischer Verfahren ist jedoch, dass diese immer mit ausreichenden rechnerischen Untersuchungen gekoppelt sein müssen. In der Regel sind für die Vergleichberechnungen detaillierte, dreidimensionale Modelle erforderlich, da sonst eine zutreffende Interpretation der Messwerte nicht möglich ist. Die messtechnischen Applikationen sind jeweils speziell auf die vorliegenden Problemstellungen auszurichten, allgemeingültige Vorgaben können dafür nicht angegeben werden.

Quellen

[1] Richtlinie 805–Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, DB AG, 2002

[2] Die Bestandsbrücken der Bahn – eine Jahrhundertaufgabe; Marx, Geißler, Bolle; 16. Dresdner Brückenbausymposium 2006, Tagungsband

[3] Zum Restnutzungsdauernachweis für stählerne Eisenbahnbrücken, Quoos, V.; Geißler, K.; Sedlacek, G.; Hensen, W.: Stahlbau 69 (2000), Heft 1, Ernst & Sohn

[4] EÜ August-Bebel-Straße: Durchführung und Auswertung von Dehnungsmessungen; GMG Ingenieurgesellschaft mbH; 12.05.2006

[5] Zwischenbericht Bauwerksmessungen EÜ Pittlerstraße (Leipzig); GMG Ingenieurgesellschaft mbH; 12.01.2009

[6] Auswertung der Dehnungsmessungen an mehreren Rahmenbauwerken der Eisenbahnhoch-brücke Hochdonn; GMG Ingenieurpartnerschaft; 04.07.2003