

Zeitschrift für den
gesamten Ingenieurbau



79. Jahrgang
Juni 2002
Heft 6
ISSN 0932-8351

Ernst & Sohn
A Wiley Company

Experiment und Berechnung

Experimentelle Tragfähigkeitsanalyse
einer historischen Bogenbrücke

Textile Mastverstärkung mit
Glasfasergewebe

Automatische Berechnung von Pfetten-
dächern im Industriebau

Theorie II. Ordnung für Stabwerke unter
hydrostatischem Druck

Kooperation im Bauwesen

Erinnerung an Friedrich August von Pauli
(1802–1883)

Experimentelle Tragfähigkeitsanalyse einer historischen Bogenbrücke in Erfurt

Bogen- und Gewölbebrücken verfügen erfahrungsgemäß über beträchtliche Tragreserven, welche im Rahmen von Lastestufungsberechnungen oftmals nur ungenügend erschlossen werden können. Gelingt der rechnerische Nachweis nicht, besteht die Möglichkeit einer experimentellen Tragfähigkeitsanalyse. Für eine überschüttete Bogenbrücke in Erfurt, welche hinsichtlich Bauwerksalter, Geometrie und Baustoffe typisch für viele derartige Bauwerke im Bestand der Länder und Kommunen ist, wird die erfolgreiche Umsetzung einer auf Bogentragwerke abgestimmten Versuchskonzeption beschrieben.

Experimental load-bearing analysis of a historical arched bridge in Erfurt. *Experiences have shown that arched and vaulted bridges are provided with considerable bearing reserves, which often within the scope of a load rating calculation can be made accessible only in an insufficient manner. If the computed check fails the possibility of load testing remains. For a covered arched bridge in Erfurt, which is typical with respect of age, geometry and material for many such constructions within the stock of the states and communes, a successful realization of a testing conception modified for arch structures will be described.*

1 Historische Brücken in Thüringen, Bauwerksgeschichte

Bögen- und Gewölbe gehören zu den ältesten Bauformen im Brückenbau. Die älteste, weitestgehend noch erhaltene und ausschließlich aus Stein erbaute Gewölbebrücke Deutschlands ist die in den Jahren 1135–1146 errichtete Steinerne Brücke in Regensburg. Mit ihren 15 sichtbaren Gewölben und einer Gesamtlänge von ca. 315 m gilt sie als ein Meisterwerk der mittelalterlichen Baukunst. Die Bedeutung dieser Brücken gerade unter dem Gesichtspunkt ihrer Instandhaltung wird deutlich, wenn man sich vergegenwärtigt, daß der Brückenbestand der neuen Bundesländer zu ca. 32 % aus derartig gestalteten Bauwerken besteht [5]. Die allgemeine Altersstruktur der Brücken in Thüringen, welche sich im Besitz des Landes befinden, einschließlich ihrer gemittel-

ten Zustandsnoten ist in Bild 1 dargestellt [3]. Wie sich zeigt, ist über die Hälfte der Brücken älter als 20 Jahre. Neben der großen Anzahl von Bauwerken aus den 90er Jahren des letzten Jahrhunderts ist auffällig, daß diese Brücken bezüglich ihrer gemittelten Zustandsnote außerhalb der Kategorie 1,0 bis 1,4 (sehr guter Bauwerkszustand nach [6]) eingeordnet sind.

In Erfurt, der Landeshauptstadt Thüringens, gibt es ohne Berücksichtigung der zugehörigen Gemeinden derzeit 148 Brücken, von denen 24 Bauwerke im weitesten Sinne als historisch bezeichnet werden können. Neben ihrer Beschreibung als „Erfordia turrita – das turmreiche Erfurt“, trägt die Stadt daher auch den Beinamen „Erfordia oppidum pontium – Erfurt Stadt der Brücken“. Die größte Gruppe der historischen Brücken bilden die insgesamt 16 Bogen- und Gewölbebrücken der Stadt [1], [4]. Eine davon ist die sogenannte Schlachthofbrücke über den Flutgraben. Im Rahmen der bestehen-

den Sanierungskonzeption der Stadt Erfurt wurde seitens des Tiefbauamtes der Stadt im Jahre 2001 eine experimentelle Tragfähigkeitsanalyse der Brücke in Auftrag gegeben.

Nach der Entfestigung Erfurts ab 1874 war eine der wichtigsten Aufgaben für die Stadtverwaltung, die vom Gerafluß ausgehende Hochwassergefahr zu bannen. Nach einem mehrjährigen Entscheidungsprozeß wurde ab 1890 mit dem Umbau des äußeren Festungsgrabens zum sogenannten Flutgraben begonnen. Bis zur Fertigstellung dieses bis dahin größten städtischen Bauprojekts im Oktober 1898 wurden 12 neue Brückenbauwerke errichtet. Eine dieser Brücken war die Schlachthofbrücke (Bild 2), über die die aufstrebenden Industrie- und Wohnungsbaustandorte im Osten der Stadt an die Innenstadt angeschlossen wurden. Nach vorangegangener Ausschreibung und Submission wurden im September 1897 die Verträge zwischen dem Magistrat und den Bauunternehmen abgeschlossen. Die wichtigsten Auf-

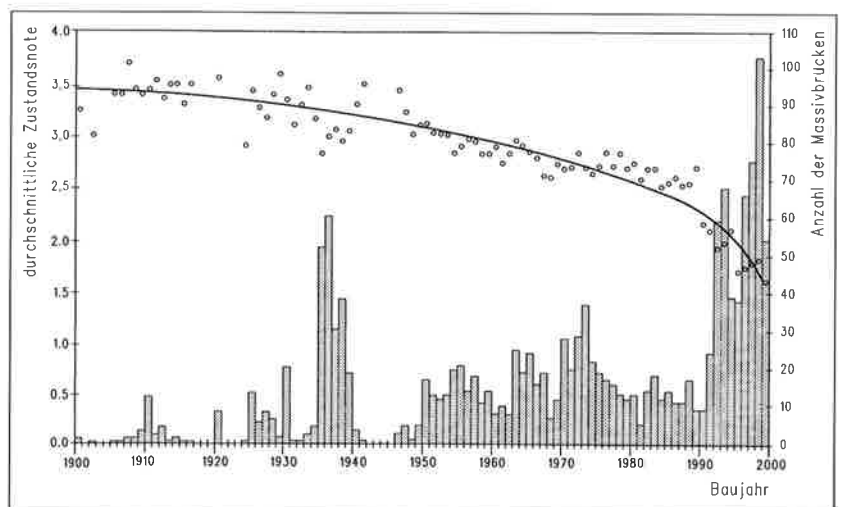


Bild 1. Altersstruktur Thüringer Brücken und gemittelte Zustandsnoten (Stand: 2000-01-01)
Fig. 1. Age distribution of Thuringian bridges and average state marks (State: 2000-01-01)



Bild 2. Ansicht der Schlachthofbrücke von Süden
Fig. 2. The Schlachthofbrücke – view from south

tragnehmer waren die „Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau“ aus Dresden, welche die Fundamente und den Bogen aus Stampfbeton herzustellen hatte, sowie der Erfurter Maurermeister *Julius Bieck*, der mit den Mauerarbeiten für die Natursteinverkleidung und für die Brüstungen beauftragt wurde. Die Brückenbauarbeiten waren im wesentlichen im März 1898 abgeschlossen. Bis dahin wurden ca. 350 m³ Beton in die Fundamente bzw. Widerlager eingebaut, ca. 230 m³ Beton für den Bogen eingestampft, ca. 245 m³ Bruchsteinmauerwerk verarbeitet und ca. 76 m Sandsteinbrüstungen gesetzt. Als Abdichtung baute man die damals gebräuchlichen Asphaltfilzplatten ein, welche auch heute noch, nach über 100jähriger Nutzung, funktionstüchtig sind. Bis auf eine umfangreiche Instandsetzung der Sandsteinbrüstungen im Jahre 1922 sind in den nachfolgenden Jahren keine größeren Reparaturarbeiten am Bauwerk bekannt. Erst als durch das Ansteigen der Motorisierung auch in Erfurt ab ca. 1968 die Schaffung moderner innerstädtischer Verkehrslösungen notwendig wurde, kam es zu Umbauten am Bauwerk. Im Rahmen infrastruktureller Veränderungen machte sich 1976 ein Ausbau der angrenzenden Straßenzüge erforderlich. Da eine Erweiterung der Brücke konstruktiv schwierig zu realisieren war und ein Neubau aus wirtschaftlichen Gründen

ausschied, entschloß man sich zu einer Kompromißlösung. Damit drei Fahrspuren und beidseitige Gehbahnen von je 1,50 m Breite auf dem Bauwerk untergebracht werden konnten, wurden auskragende Stahlbetonfertigteile auf den Stirnmauern aufgelegt und die ursprünglichen Brüstungsmauern durch Stahlgeländer ersetzt.

2 Rechnerische Tragfähigkeitsbewertung

2.1 Allgemeines Tragverhalten von Bogen- und Gewölbebrücken

Bögen und Gewölbe mit festen Auflagern erfahren bei ihrer Belastung im Unterschied zu Biegeträgern vornehmlich Druckspannungen, wenn sie nach der Stützlinie unter Eigengewicht geformt sind. Das Tragverhalten kann sehr anschaulich mit Hilfe des Stützlinien- und Fließgelenkverfahrens beschrieben werden. Besitzt die Kraftresultierende im Querschnitt eine Exzentrizität e , so wirkt neben der Druckkraft N ein Biegemoment M . Solange die Exzentrizität $e \leq d/6$ (d = Querschnittsdicke) ist, das heißt, N liegt im Bereich der 1. Kernweite, sind die Zugspannungen infolge des Biegemoments durch die Druckkraft überdrückt. Ist die Exzentrizität $e > d/6$, so wird die Biegung so groß, daß der Querschnitt nicht mehr überdrückt wird und es aufgrund nicht aufnehmbarer Zugspannungen zur

Rißbildung kommt. Dieser Betrachtungsweise liegt die Annahme einer linearen Spannungsverteilung zugrunde. In den Bereichen, in denen Risse entstehen, kommt es durch Ausfall der Zugzone zu Spannungsumlagerungen. Die gesamte Druckkraft muß dann vom verbleibenden Querschnitt aufgenommen werden. Statisch betrachtet entsteht bei einem sehr kleinen Abstand der Druckkraft zum Querschnittsrand ein Gelenk. Bilden sich an einem Bogen mehr als drei Gelenke, wird er statisch instabil, und es droht ein Versagen des Bauwerks [2].

2.2 Lastestufungsberechnung

Vor einer Entscheidung zur experimentellen Tragfähigkeitsanalyse steht natürlich immer der Versuch einer rechnerischen Lastestufungsberechnung. Gelingt diese nicht zielführend und kann z. B. eine gewünschte Brückenklasse nicht nachgewiesen werden, besteht die Möglichkeit, durch eine experimentelle Tragfähigkeitsbewertung zum Ziel zu kommen. Gründe zum Nichtgelingen der rechnerischen Tragfähigkeitsermittlung können entweder in einer gegenüber der Realität unzureichenden statischen Systemmodellierung oder in ungenügenden Baustoffkennwerten bestehen. Gerade bei Bogen- und Gewölbebrücken kann entsprechend den baulichen Gegebenheiten das für die Berechnung gewählte statische System unzutreffend sein. Mögliche, oft im statischen System vernachlässigte Tragfähigkeitsreserven bestehen im Einfluß der Stirnmauern, der Übermauerung der Bögen in den Zwickeln von Pfeilern oder der Rißverzahnung in einem sich ausbildenden Gelenk. Aus Sicht der baustofflichen Bewertung besteht das Problem in der bisher üblichen Vorgehensweise, im Materialgutachten eine Betonklasse nach aktuellem Normenstand auf Basis von sehr wenigen Druckprüfungen an Bohrkernen auszuweisen. Dafür maßgebend ist bekanntlich der kleinste ermittelte Festigkeitswert der Prüfsérie. Der so festgelegten Betonklasse wird dann eine zulässige Rechenfestigkeit zugeordnet, aus der unter Berücksichtigung eines entsprechenden Sicherheitsfaktors die zulässige Druckfestigkeit folgt.

Nach Ansicht der Verfasser ist diese Vorgehensweise insofern problematisch, als hier ein oftmals mehr als 100 Jahre alter Beton einem Normenwerk zugeordnet wird, welches zum Zeitpunkt der Entstehung des Bauwerks noch gar nicht bestand. Ein Beton gemäß einer Betonklasse nach DIN 1045 bzw. DIN 1045-1 ist bezüglich seiner Betonrezeptur eindeutig definiert. Der Beton des zu untersuchenden Bauwerks ist dagegen aufgrund seiner Rezeptur, Verarbeitung und Alterung hier nur schwer einzuordnen. Eine dennoch auf diesem Weg abgeleitete zulässige Druckfestigkeit kann daher nur sehr bedingt zutreffend sein. Der Grund liegt in der ungleichmäßigen Festigkeitsverteilung innerhalb der Konstruktion, bei der sich Zonen höherer und niedrigerer Druckfestigkeit abwechseln. Als Ausdruck dieser systematischen Unterschiede kann der Variationskoeffizient dienen, der allerdings kaum auf einem Prüfzeugnis zu finden ist. Während dieser Parameter für heute verarbeiteten Beton im Bereich von 6 bis 10 % liegt, ergab er sich für den Beton des Bogens zu $V = 49 \%$. Bildlich schließt dieser Befund ein, daß sich im Beton unter ansteigender Belastung (Normalspannungen in Bogenlängsrichtung) Spannungspfade herausbilden, mit denen vorrangig Bereiche höherer Festigkeiten zur Tragwirkung herangezogen werden. Die damit verbundenen „echten“ Tragreserven lassen sich bisher allerdings nur auf experimentellem Weg erschließen.

Bei der zu beurteilenden Schlachthofbrücke aus dem Jahre 1898 handelt es sich um eine überschüttete Bogenbrücke, deren Geometrie typisch für eine Vielzahl derart konstruierter Brücken aus dieser Zeit ist.

- Stützweite: $\ell = 27,66 \text{ m}$
- Bogenstich: $f = 3,18 \text{ m}$
- Bogendicke: $d = 1,2 \text{ m}$ (Kämpfer) bzw. $0,65 \text{ m}$ (Scheitel)
- Innenleibung der Bogenbrücke: dreiteiliger Korbbogen

Im Ergebnis der durchgeführten Materialprüfung konnte für den aus Stampfbeton bestehenden Bogen lediglich eine Betonklasse B 10 mit einer zulässigen Rechenfestigkeit von $\beta_R = 7 \text{ N/mm}^2$ dia-

gnostiziert werden. Der im Rahmen der Druckfestigkeitsprüfung an 5 Prüfkörpern aus drei Bohrstellen bestimmte Mittelwert beträgt $\beta_{w200} = 23 \pm 11 \text{ N/mm}^2$. Hieraus folgt der bereits genannte Variationskoeffizient von $V = 49 \%$. Dieser Umstand ist typisch für viele Brücken aus dieser Bauzeit. Als Hauptursache kann man die ungleichmäßige Verdichtung des Betons, in deren Folge eine relativ hohlraumreiche Gefügestruktur entsteht, ansehen. Die im Bogen vorhandenen Querrisse im Scheitelbereich sind ebenfalls charakteristisch für Bogenbrücken aus unbewehrtem Beton. Sie können als Gelenke aufgefaßt werden, bei deren Ausbildung sich das Tragwerk Zwangsbeanspruchungen, vorrangig aus Temperatur, entzogen hat [2]. Ob sie aufgrund der Rißverzahnung auch als Gelenke wirken, kann im allgemeinen nur auf experimentellem Weg festgestellt werden. Die Bestimmung eines exakten statischen Systems ist daher mit erheblichen Unwägbarkeiten versehen. Weiter weist der Bogen Längsrisse ca. in den Drittelpunkten der Bauwerksbreite auf. Inwieweit diese wahrscheinlich als Arbeitsfugen zu erklärenden Unterbrechungen die Querverteilung beeinflussen, ist eine weitere Fragestellung an das Experiment.

Im Ergebnis der durchgeführten Lastestufungsberechnung mußte die Brücke auf eine Brückenklasse 16/16 nach DIN 1072 heruntergestuft werden. Die seitens der Stadt angestrebte Einstufung in eine Brückenklasse 30/30 war aufgrund der Überschreitung der gemäß B 10 zulässigen Normalspannungen in den Viertelpunkten nicht möglich. Dieses für die Stadt unbefriedigende Ergebnis der Lastestufungsberechnung war Anlaß, sich für eine modifizierte experimentelle Tragfähigkeitsuntersuchung zu entscheiden. Da sich im Bestand der Stadt Erfurt wie bereits erwähnt eine Vielzahl historische und unter Denkmalschutz stehende Bogen- und Gewölbebrücken befinden, erhoffte sich der Auftraggeber über Erkenntnisse für das Einzelbauwerk hinausgehende verallgemeinerungsfähige Hinweise hinsichtlich der Tragfähigkeitsbeurteilung der anderen Brücken.

3 Experimentelle Tragfähigkeitsuntersuchung

3.1 Versuchskonzept

Das der experimentellen Tragfähigkeitsuntersuchung der Bogenbrücke zugrunde gelegte Versuchskonzept baut in modifizierter Form auf die im Zusammenhang mit der Entwicklung der Methode der Experimentellen Tragsicherheitsbewertung (EXTRA) gesammelten Erfahrungen auf [7], [8]. Dennoch wurde mit diesem Vorhaben insofern Neuland betreten, als es sich bei den bisher im Rahmen von EXTRA untersuchten Tragwerken ausnahmslos um biegebeanspruchte Konstruktionen handelte. Außerdem setzte die Spannweite des Bogens mit $\ell \approx 28 \text{ m}$ eine weitere Grenze, die mit der vorgenannten Methode zwar prinzipiell, technisch aber dennoch nur unter Anwendung einer Sonderlösung bei vervielfachtem Kostenaufwand hätte überwunden werden können. Nach dem hier verfolgten Konzept wird daher auch von einer schrittweisen Lasteinleitung in kleinen Stufen mit jeweils nachfolgender Entlastung bei gleichzeitiger Beobachtung und Bewertung der entsprechenden Tragwerksreaktionen ausgegangen, wobei die Lasteinleitung jedoch mit Hilfe von Massen in Form von mehreren fünfschigen 44-t-LKW vorgesehen war. Die der nächsten Laststufe entsprechende Belastung sollte dabei erst nach positiver Beurteilung der Reaktionen zur vorangegangenen Stufe anhand maßgebender Kriterien analog [9] eingeleitet werden. Der Ablauf der Be- und Entlastungszyklen sollte allerdings einem möglichst präzisen Zeitregime folgen.

Die belastungsbegleitende Beobachtung der Tragwerksreaktionen erfolgte analog zur Methode EXTRA, wobei als Meßgrößen vertikale Verformungen, Rißbreiten, Betondehnungen, Schallemissionen sowie Lufttemperaturen in Betracht kamen. Da die temperaturbedingten Formänderungsanteile während des Versuchs als Funktion der aktuell herrschenden Temperaturen bekannt sein sollten, wurde der Versuchszeitraum in eine Wetterperiode mit möglichst kleinen Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe, d. h. geringen Tem-

peraturunterschieden zwischen Tag und Nacht, gelegt. Für diesen Fall konnte genähert von einer gleichförmigen Temperaturverteilung ohne Gefahr des Auftretens meßwertverfälschender temperaturbedingter Verformungen während des Versuchsablaufs ausgegangen werden. Als Kriterien für eine ggf. vorzeitige Beendigung des Belastungsvorgangs waren in Anlehnung an [9] erste Anzeichen überproportional zunehmender Verformungen im Vergleich zur jeweils vorangegangenen Laststufe bzw. zu den rechnerisch ermittelten Sollwerten vorgesehen. Begleitende Schallemissionsmessungen dienten einer redundanten und rechtzeitigen Ankündigung von möglichen Rißbildungsvorgängen. Ausgenutzt wird dabei der Effekt, daß Schallemission (SE) deutlich vor der Bildung sichtbarer Makrorisse registriert werden kann. Entsprechende Sensoren (Bild 9) wurden daher gezielt an als kritisch eingestufte Bauteilbereiche (westlicher Viertels- und Scheitelpunkt, siehe Bild 3) angeordnet. Während in der Rißinitiali-

sierungsphase einzelne SE-Signale mit geringer Energie und mittleren Amplituden auftreten, ist die SE-Aktivität in der aktiven Rißphase hoch. Hier werden zum Teil hohe Hitraten (500 bis 600 Hits/s) mit einem breiten Spektrum der Wellenformparameter gemessen [10].

Der Versuch galt als erfolgreich beendet, wenn die gemäß Versuchsprogramm vorgesehene, einer Bkl 30/30 entsprechende γ -fache Belastung bei gleichzeitiger Einhaltung der vorgenannten und ggf. weiterer Kriterien eingeleitet werden konnte.

3.2 Versuchsplanung

Untersuchungen zur Realisierung der benötigten Versuchsbelastung mit Auswertung der Einflußlinien für Viertels- und Scheitelpunkt ließen erkennen, daß die zum Nachweis der Bkl 30/30 erforderliche Belastungskonzentration selbst bei Zugrundelegung eines modifizierten Sicherheitsbeiwerts unter den gegebenen geometrischen und versuchsmethodischen Bedingungen auf dem zunächst vorgesehenen

Weg nicht zu erreichen war. Um dennoch eine Lösung zu ermöglichen, wurde das ursprüngliche Rechenmodell „1-m-Streifen“ aufgegeben und dafür die gesamte Bogenbreite von 12,5 m als „Stab“ angesetzt. Damit konnten drei Fahrspuren zur stufenweisen Lasteinleitung mit schließlich drei nebeneinander stehenden fünfschigen 44-t-LKW gleicher Masse erschlossen werden. Die so nutz- und kontrollierbare Querverteilung der Belastung durch die vergleichsweise starre Bogenstruktur selbst sowie die vorhandene Überschüttung kam dem Anliegen einer Untersuchung bei möglichst auszuschließender Gefährdung des Tragwerks weiter entgegen.

Ausgehend von dem in Abschnitt 3.1 dargelegten Versuchskonzept erfolgten weitere Voruntersuchungen, die dem Ziel der Bereitstellung möglichst realistischer rechnerischer Verformungswerte dienten. Die dazu erforderlichen Angaben zur Tragwerksgeometrie gehen aus Bild 3 hervor. Die Auswertung der Einflußlinie für den

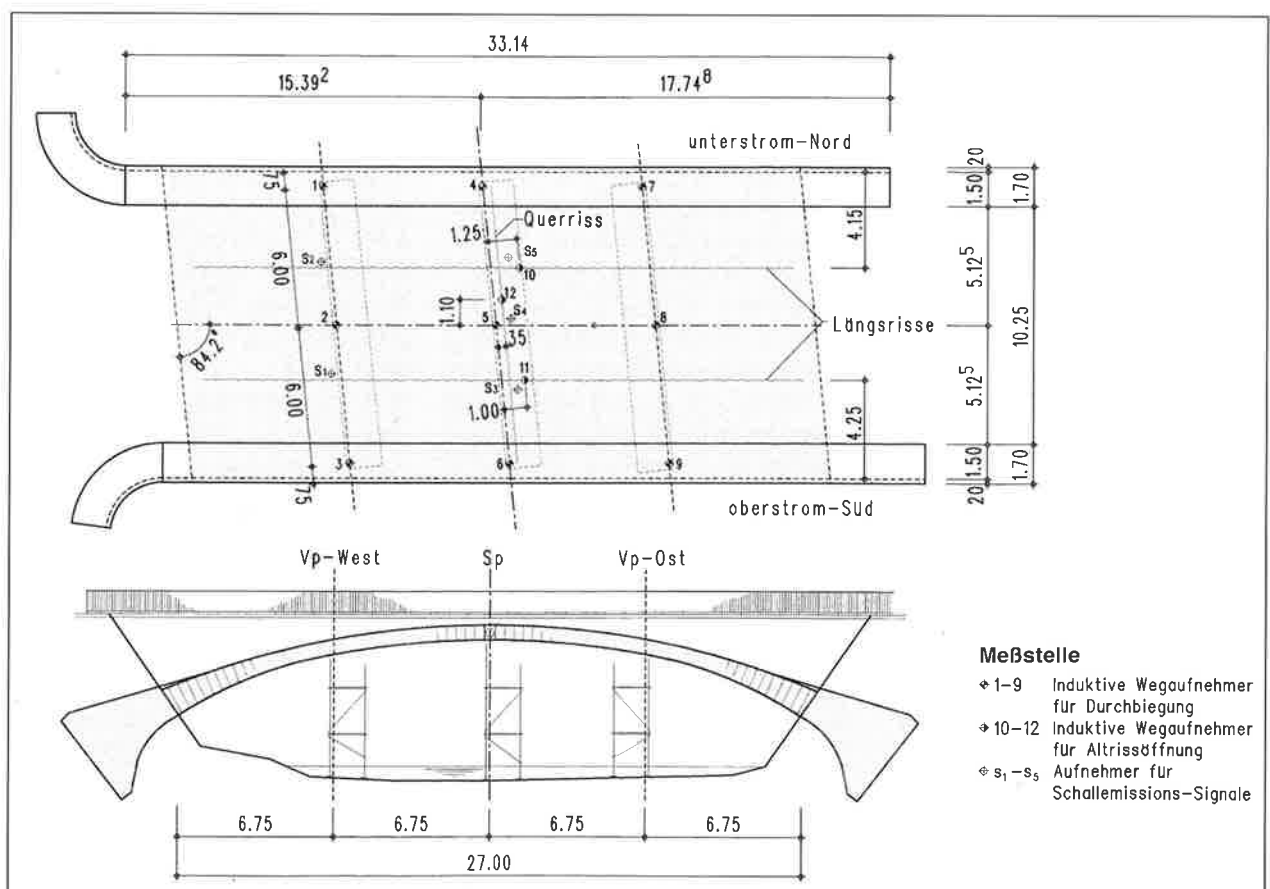


Bild 3. Grundriß (Meßstellenplan) und Ansicht der untersuchten Brücke mit Geometrieparametern
Fig. 3. Top view (plan of reference points) and view of the tested bridge with geometry parameters

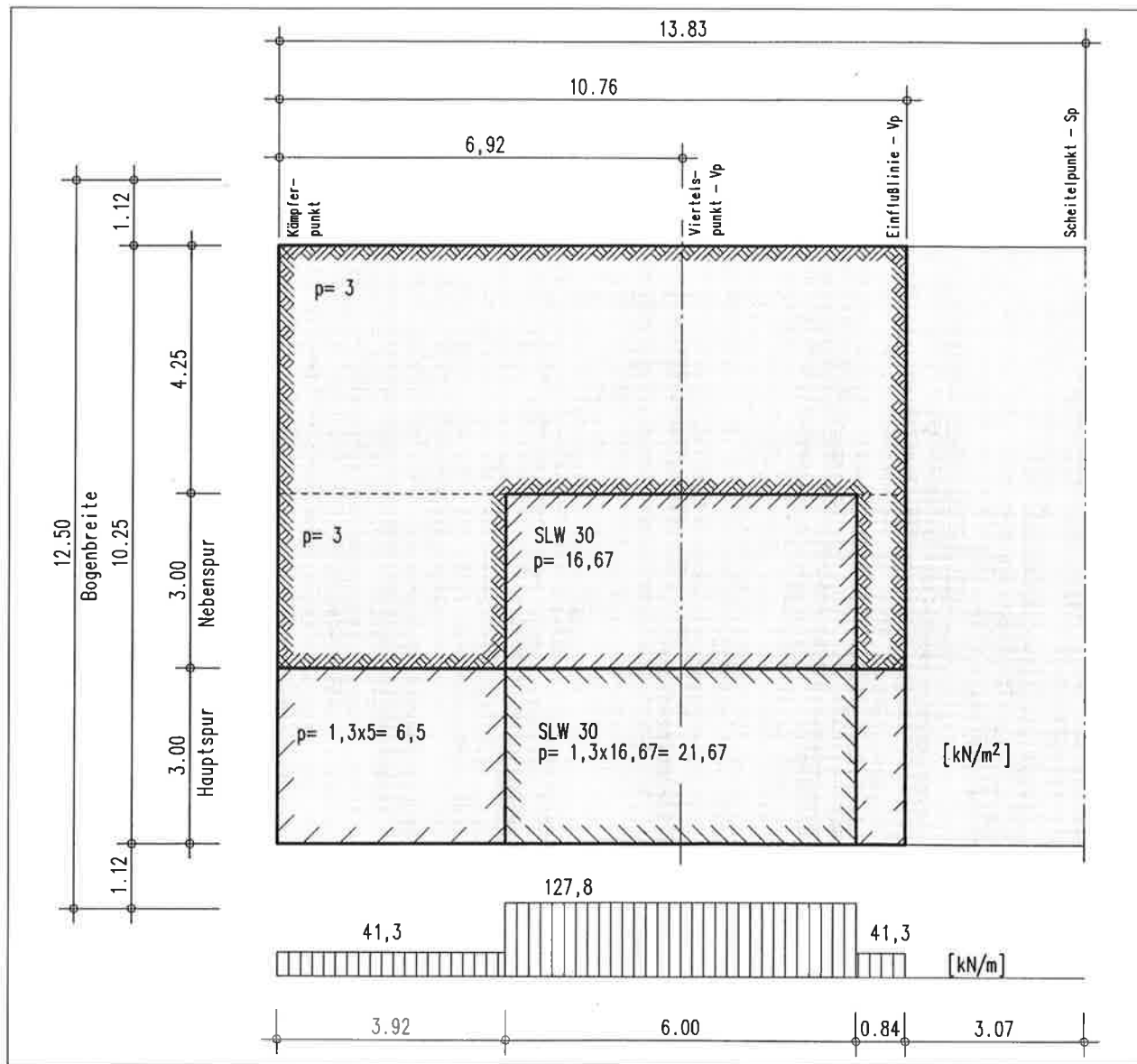


Bild 4. Lastbild Bkl 30/30 nach DIN 1072 für eine Maximalbeanspruchung des Viertelpunktes in Abhängigkeit von der maßgebenden Einflußlinie

Fig. 4. Group of loads of bridge class 30/30 according to DIN 1072 for maximum loading of the quarter point dependent on the important influence line

Viertelpunkt liefert für das Belastungsschema nach DIN 1072 (siehe Bild 4):

$$\Sigma F_{Vp} = 41,3 \cdot 3,92 + 127,8 \cdot 6,0 + 41,3 \cdot 0,84 = 963,4 \text{ kN}$$

Dagegen ergibt die maximale Belastung, bei Zugrundelegung der mit dem in Betracht gezogenen 40-t-Belastungsfahrzeug realisierbaren Lastverteilung, unter Bezug auf die gleiche Einflußlinie:

$$\Sigma F_{Vp} = 1050 \text{ kN}$$

Daraus folgt zunächst ein realisierbarer Sicherheitsbeiwert:

$$\gamma = 1050 / 963,4 = 1,09$$

Wird die Gesamtlast der drei 40-t-LKW um ca. 10 % vergrößert (Überlast), ergibt sich ein erhöhter Sicherheitsbeiwert von:

$$\gamma = 1155 / 963,4 = 1,20$$

Dieser Verfahrensweise stimmen alle Beteiligten im Vorfeld zu.

3.3 Versuchsdurchführung

Verbindliche Grundlage der unmittelbaren Versuchsvorbereitung und -durchführung war die Endfassung des Versuchsprogramms, welches im Laufe der Voruntersuchungen noch eine Reihe von Veränderungen erfahren hatte. Seine wesent-

lichsten Inhalte lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Reihenfolge der Belastungseinleitung in die drei Fahrspuren begann in der nördlichen der drei Spuren, gefolgt von der südlichen und schließlich der mittleren Spur. Damit sollte einer möglichst gleichmäßigen Belastungseinleitung auch in Bogenquerrichtung Rechnung getragen werden. Der Versuchsablauf sah zunächst die Lasteinleitung für den westlichen Viertelpunkt und anschließend für den Scheitelpunkt vor (Bild 5).

- Die Abfolge der insgesamt 22 Laststufen schloß generell die Wiederholung jeder Laststufe ein, um Informationen zur Abklingge-

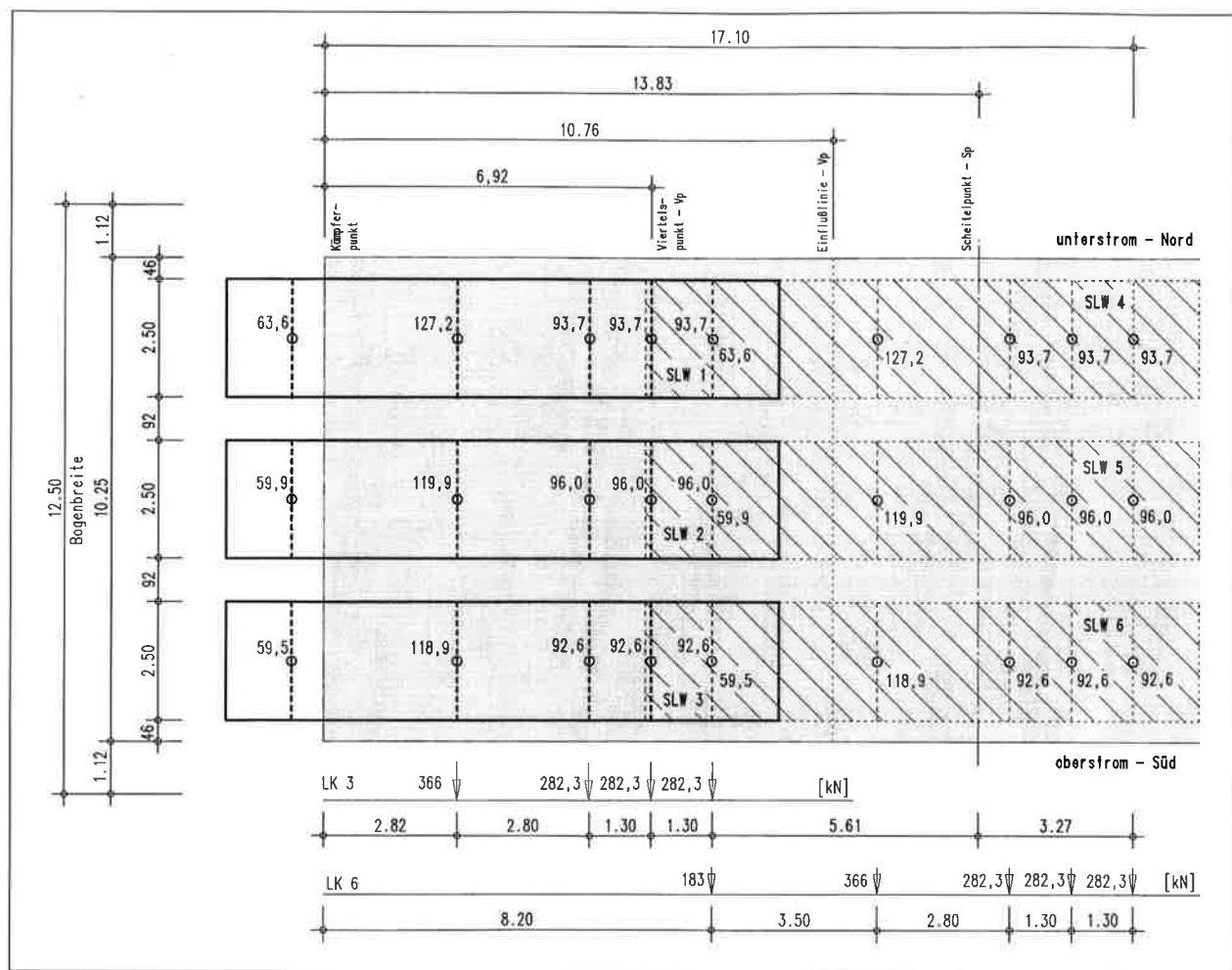


Bild 5. Laststellungen zum Nachweis einer Bkl 30/30 nach DIN 1072 für eine Maximalbeanspruchung des Viertels- und des Scheitelpunktes in Abhängigkeit von der maßgebenden Einflusslinie

Fig. 5. Load positions for checking a bridge class 30/30 according to DIN 1072 for maximum loading of the quarter point and top dependent on the important influence line

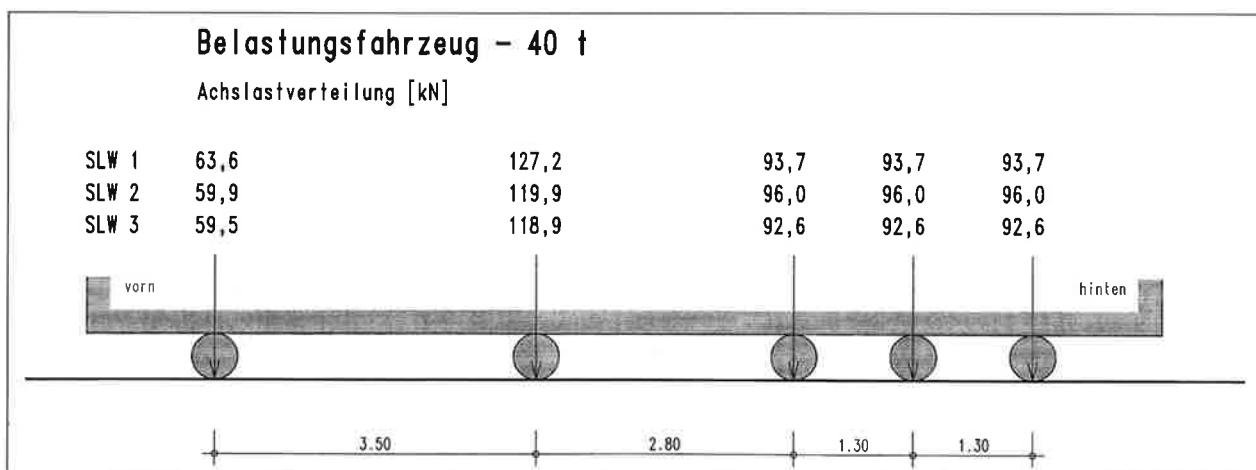


Bild 6. Gewogene Achslastverteilung des Lastkraftwagens

Fig. 6. Weighted axle load distribution of the loading truck

schwindigkeit möglicher nichtelastischer Verformungsvorgänge gewinnen zu können.

– Die gewogenen Fahrzeugmassen stellten sich nach den vorgelegten Wiegescheinen größer als

zunächst beabsichtigt dar. Gesamtmasse bzw. der über die jeweils drei Hinterachsen eingeleitete Masseanteil ergaben sich für die drei eingesetzten LKW wie folgt (Bild 6):

LKW 1: 47180 kg/28100 kg
LKW 2: 46780 kg/28800 kg
LKW 3: 45620 kg/27780 kg
Damit erreichte die Gesamtbelastung den Betrag von $F_{\text{ges}} = 139580 \text{ kg}$, wobei über die drei

Tabelle 1. Einzelheiten zum Ablauf der einzelnen Teilversuche
 Table 1. Sequence of events of all single test parts

Laststufe	eingeleitete Kraft [kN] Gesamtmasse/Hinterachsen	Zeit Beginn–Ende	Bemerkungen Verformungen (Bezeichnungen gemäß Bild 5)
Laststellung westlicher Viertelpunkt			
Meßbasistest	ohne Belastung	12:21–12:32	max. Δf über 11 min: $\pm 0,01$ mm
A1V – 1*); 2**)	408,2/281,0	12:37–12:42	SLW 1
B2V – 1; 2	396,7/277,8	12:43–12:50	SLW 3
C3V – 1; 2	407,9/288,0	12:51–12:55	SLW 2
D1V – 1; 2	804,9/558,8	12:57–13:05	SLW 1+3
E1V – 1; 2	1212,8/846,8	13:06–13:18	SLW 1+2+3
Laststellung Scheitelpunkt			
A1S – 1; 2	471,8/281,0	13:19–13:25	SLW 4
B2S – 1; 2	456,2/277,8	13:26–13:31	SLW 6
C3S – 1; 2	467,8/288,0	13:32–13:37	SLW 5
D1S – 1; 2	928,0/558,8	13:38–13:48	SLW 4+6
E1S – 1; 2	1395,8/846,8	13:49–14:04	SLW 4+5+6
Meßbasistest	ohne Belastung	14:05–14:15	
Temperatur		12:20–14:15	

*) erste Laststufe

**) Wiederholung der Laststufe

Hinterachsen insgesamt $F_{HA} = 84680$ kg eingetragen wurden. Der realisierte Sicherheitsbeiwert erreichte damit unter Bezug auf die für den Viertelpunkt maßgebende Einflußlinie und unter Beachtung des Sachverhalts, daß die Vorderachsen außerhalb der Brücke standen, eine Größe von:

$$\gamma = (366 + 282,3 + 282,3 + 282,3) / 963,4 = 1,26 \text{ (Bild 5)}$$

– Der Meßstellenplan sah neben den Wegaufnehmern MS 1–9 zur Beobachtung der vertikalen Verformungen des Bogens in drei Achsen (Viertelpunkte und Scheitelpunkt) weitere drei Wegtaster vor, von denen zwei (MS 10 und MS 11) der Beobachtung relativer Verschiebungen der beiden Ufer der vermutlich als Arbeitsfugen entstandenen Unterbrechungen der monolithischen Bogenstruktur dienten. Der dritte Sensor (MS 12) sollte Aufschluß über das lastabhängige Öffnungsverhalten eines vorhandenen Querrisses geben. Die Kenntnis dieser Verformungen könnte Aussagen zur Beurteilung der Lastverteilung in Querrichtung stützen. Die drei letztgenannten Aufnehmer wurden im Scheitelpunkt des Bogens installiert (Bild 3).

Die unmittelbare Versuchsdurchführung erfolgte am 17. Nov. 2001 in der Zeit von 12:21 bis 14:15 Uhr. Es herrschte niederschlagfreies, bewölktes Wetter (Hochnebel); die Temperatur lag bei etwa $+5^\circ\text{C}$; die Temperaturänderung während der gesamten Versuchsdauer erreichte nur etwa 1 K. Da sich die Witterungsbedingungen im vorangegangenen Zeitraum von 3 bis 4 Tagen kaum veränderten, konnte das Tragwerk im Versuchszeitraum als weitgehend frei von temperatur-

bedingten Spannungsumlagerungsvorgängen angesehen werden. Die Versuche verliefen planmäßig ohne Besonderheiten. Einzelheiten zum Versuchsablauf gehen aus Tabelle 1 hervor. Meß- und belastungstechnische Details sind in den Bildern 7 bis 10 dargestellt.

4 Diskussion ausgewählter Ergebnisse und Bewertung

4.1 Vorbemerkungen

Bei Diskussionen zur Akzeptanz der Methode EXTRA spielten

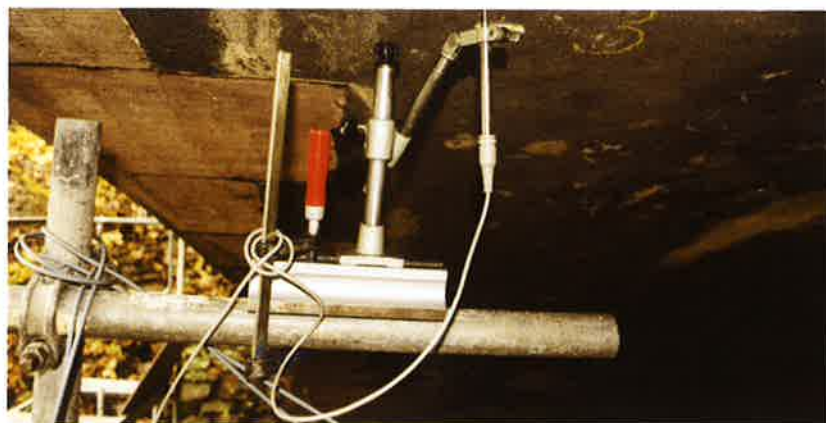


Bild 7. Meßstelle (MS 3) zur Beobachtung vertikaler Verformungen des Bogens

Fig. 7. Reference point (MS 3) for observation of vertical deformations of the arch

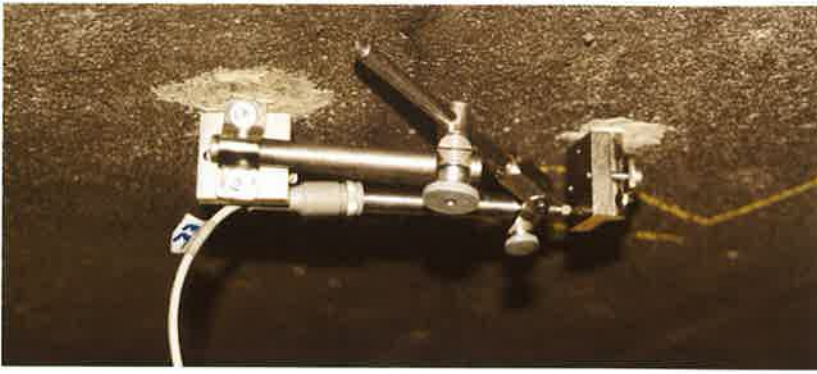


Bild 8. Meßstelle (MS 12) zur Beobachtung des belastungsabhängigen Riffnungsverhaltens

Fig. 8. Reference point (MS 12) for observation of the load-dependent crack opening behaviour



Bild 9. Schallemissionssensor (S1-S5) zur begleitenden Beobachtung des belastungsabhängigen Riverhaltens

Fig. 9. Acoustic emission sensor (S1-S5) for redundant observation of the load-dependent crack behaviour



Bild 10. Maximalbelastung E1V des Bogens im westlichen Viertelpunkt
Fig. 10. Maximum loading E1V of the arch at the western quarter point

immer wieder Bedenken bezüglich der verfahrensbedingt zu realisierenden vielfachen Belastungshöhe und einer damit verbundenen ungerechtfertigten Erschließung von Tragfähigkeitsreserven eine Rolle. Wie mehr als 10jhrige Erfahrungen aus der Anwendung dieser objektiven Bewertungsmethode an mehr als 250 in unterschiedlichster Art auffällig gewordenen Tragwerken einhellig belegen, zählen unzutreffende subjektive Beurteilungen des real wirkenden statischen Systems einer Konstruktion, analoge Fehlbewertungen von Bauschäden und die unrealistische Bewertung der im Tragwerk tatsächlich wirksamen Betonfestigkeit nahezu ausnahmslos zu den Hauptursachen, in deren Folge ein Tragwerk zwangsläufig „totgerechnet“ und damit letzten Endes abgebrochen und erneuert wird.

Wie in Abschn. 2 erläutert, waren zwei der genannten Ursachen auch im vorliegenden Fall Auslöser der Schwierigkeiten, die einem erfolgreichen rechnerischen Nachweis als Voraussetzung für die zukünftige Nutzung des Bauwerks im Wege standen. Dem Baulastträger (Tiefbauamt Erfurt) und dem ihn beratenden Ingenieurbüro (INVER – Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH Erfurt) ist es daher in erster Linie zu danken, daß die Brücke zur Weiternutzung erhalten werden kann.

Mit dem zu Beginn der Versuche durchgeführten Meßbasistest konnte gezeigt werden, daß die im Verlauf von 10 min (dies entspricht etwa der doppelten Dauer eines Versuchszyklus, nach dessen Ablauf jeweils ein neuer Null-Abgleich durchgeführt worden war) als Meßfehler auftretenden Verformungstoleranzen den Betrag von $\Delta f = \pm 0,01$ mm nicht überschritten haben.

Die eingetragenen, auf die Brückenklasse 30/30 bezogenen Belastungen bewegten sich z. B. für den westlichen Viertelpunkt in den Bereichen von etwa 0,42facher (Laststufen A1V bzw. B2V oder C3V) ber 0,84facher (Laststufe D1V) bis zur 1,26fachen Gebrauchslast (Laststufe E1V). Bis zum Erreichen der höchsten Laststufe E1V und E1S wurden für Viertels- bzw. Scheitelpunkt einschließlich der

Wiederholungen insgesamt 22 Be- und Entlastungszyklen realisiert.

4.2 Verformungsverhalten des Bogens

Im Hinblick auf das mit den Belastungsversuchen verfolgte Hauptziel steht das in Form von Zeit-Belastungsfunktionen beobachtete Verformungsverhalten des Bogens im Vordergrund der nachfolgenden Betrachtungen. Die Durchbiegungen des Bogens für die untersuchten beiden Laststellungen in den Meßstellen der drei Meßachsen (westlicher Viertelpunkt, Scheitelpunkt und östlicher Viertelpunkt) sind als Mittelwerte aus erster und wiederholter Lasteinleitung in Tabelle 2 zusammengestellt.

Zur Veranschaulichung des beobachteten Last-Verformungs-geschehens sind die während ausgewählter Be- und Entlastungszyklen online aufgezeichneten Zeit-Verformungs-Diagramme in Bild 11 wiedergegeben. Die Laststufen A1V (SLW 1) als Beginn und E1V (SLW 1+2+3) als Maximum repräsentieren die in den westlichen Viertelpunkt eingeleiteten Grenzbelastungen, während die Laststufen A1S (SLW 4) und E1S (SLW 4+5+6) die analogen Laststufen für den Scheitelpunkt wiedergeben. Die Meßstellen iwt 1–9 zeigen die vertikalen Verformungsanteile des Bogens, während iwt 10–12 das zugeordnete Riß-/Fugenöffnungs-Verhalten wiedergeben (Lage der Meßstellen siehe Bild 3). Das nicht vollständig symmetrische Verformungsbild ist dem nicht ganz synchron abgelaufenen Auf- und Abfahrvorgang geschuldet.

Die Verteilung der Durchbiegungen in den drei untersuchten Meßachsen (Meßstellen 1-2-3, 4-5-6 und 7-8-9) spiegelt das Lastverteilungsverhalten in Querrichtung anschaulich wider. Erwartungsgemäß hat die größere Quersteifigkeit im kämpfernahen Bereich eine etwas bessere Querverteilung der Belastung im Vergleich zum Scheitelbereich zur Folge. Insgesamt werden die Erwartungen an das Quertragverhalten deutlich übertroffen. Der Vergleich der Verformungen am nördlichen und südlichen Bogenrand liefert bei in Querrichtung symmetrischen Laststellungen (Laststu-

fen C, D, E) für den südlichen Rand generell etwas größere Durchbiegungen.

Einen Vergleich der Ergebnisse der für eine Betonfestigkeit B 35 und die tatsächlich eingeleiteten γ -fachen Lasten nachgerechneten Durchbiegungen der alternativ untersuchten statischen Systeme des Bogens mit den entsprechenden Meßwerten gestattet Tabelle 3. Ergänzend dazu ermöglicht die grafische Darstellung der verschiedenen Verformungsfunktionen in den Bildern 12 und 13 eine Beurteilung des tatsächlich vorliegenden statischen Systems. Danach kommt die Variante des eingespannten Bogens

der beobachteten Realität im kämpfernahen Bereich am nächsten, während das Modell eines Zweigelenkbogens das Verhalten im Scheitelbereich am besten annähert.

Für die Annäherung an einen kritischen Tragzustand geben bei Betontragwerken zeitverzögert reversible oder irreversible (nichtelastische) Verformungskomponenten Aufschluß. Eine Analyse vor allem der höchsten Laststufen E1V und E1S unter diesem Aspekt zeigt, daß derartige Formänderungsanteile am Ende eines Be- und Entlastungszyklus die Größenordnung von $\Delta f = 0,03\text{--}0,05\text{ mm}$ nicht überschritten und damit im vernachläss-

Tabelle 2. Mittlere gemessene Durchbiegungen des Bogens in mm für die Meßstellen 1 bis 9 bei Laststellung im westlichen Viertelpunkt bzw. im Scheitelpunkt

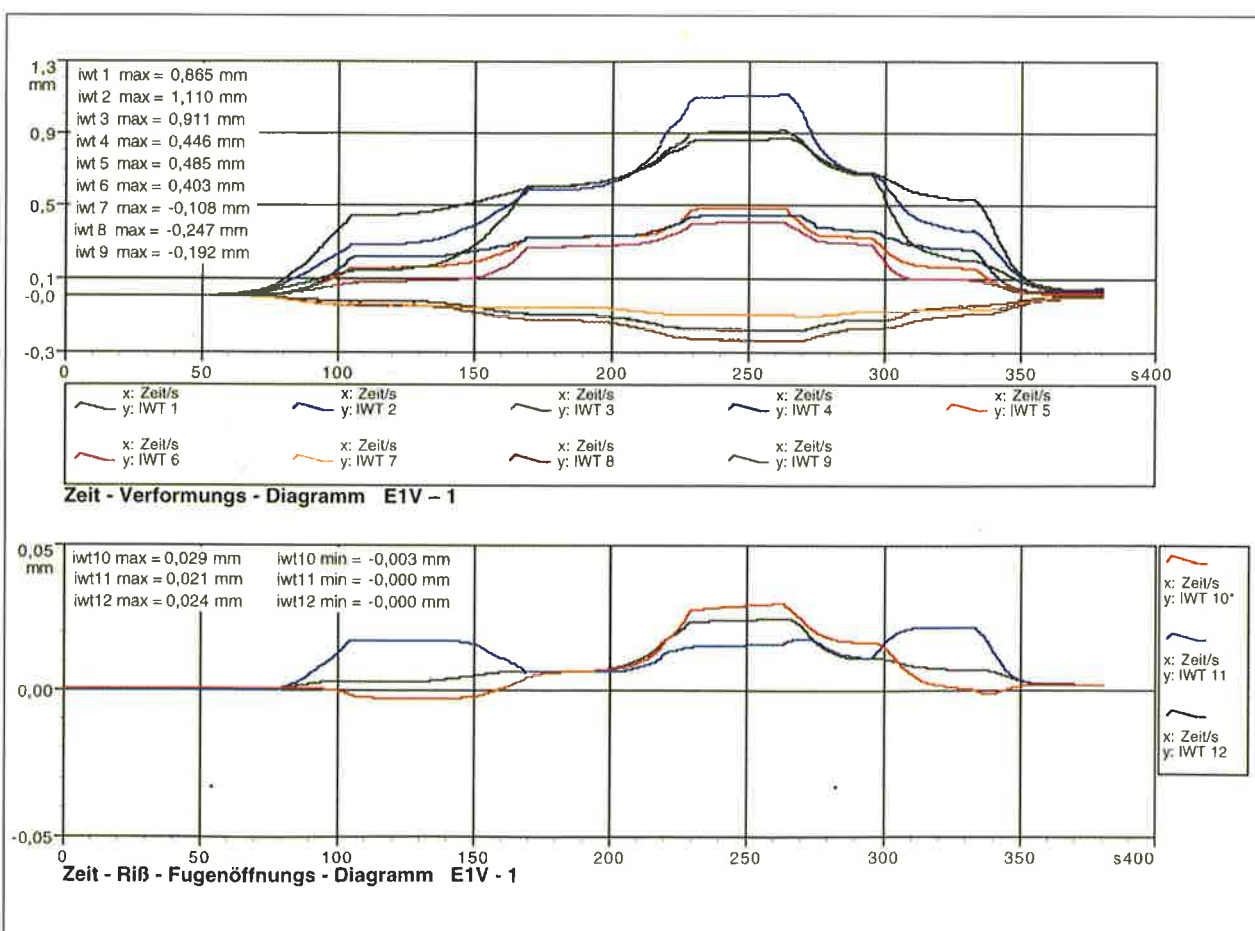
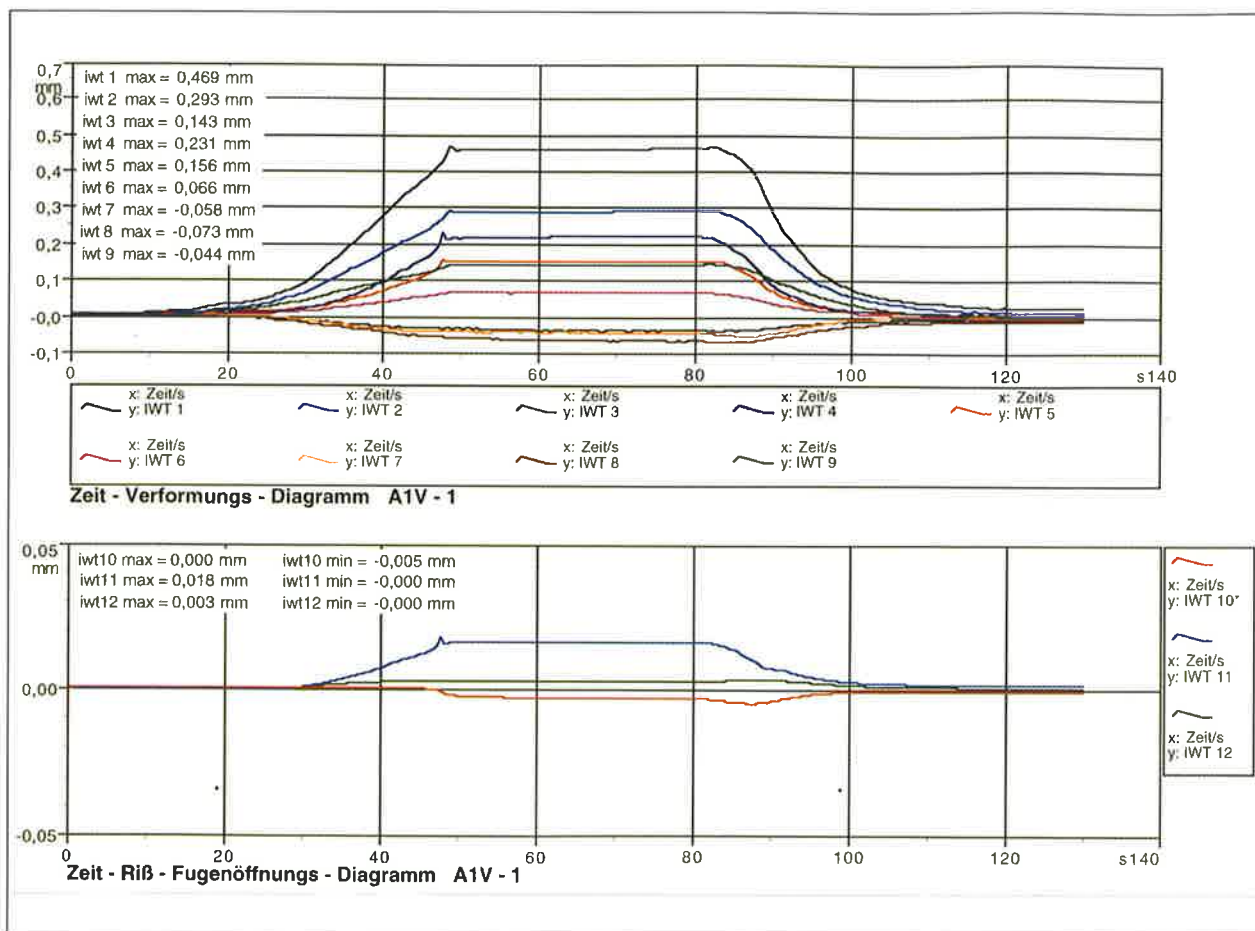
Table 2. Mean measured deflections of the arch in mm for reference points 1–9 at load position at the western quarter point and the top respectively

Laststufen	Meßstellen								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Laststellung westlicher Viertelpunkt									
A1V-1;2	0,469	0,260	0,141	0,222	0,150	0,064	–0,061	–0,077	–0,046
B2V-1;2	0,138	0,291	0,474	0,101	0,175	0,201	–0,016	–0,057	–0,073
C3V-1;2	0,220	0,472	0,260	0,101	0,154	0,102	–0,053	–0,081	–0,060
D1V-1;2	0,594	0,593	0,635	0,305	0,319	0,238	–0,087	–0,141	–0,114
E1V-1;2	0,856	1,100	0,905	0,435	0,469	0,392	–0,116	–0,248	–0,199
Laststellung Scheitelpunkt									
A1S-1;2	0,525	0,359	0,180	0,776	0,640	0,209	0,364	0,203	0,089
B2S-1;2	0,150	0,353	0,611	0,206	0,565	1,008	0,099	0,217	0,306
C3S-1;2	0,257	0,534	0,313	0,353	0,860	0,426	0,188	0,250	0,165
D1S-1;2	0,535	0,577	0,747	1,081	1,230	1,216	0,519	0,406	0,387
E1S-1;2	0,671	0,981	0,831	1,381	2,128	1,681	0,729	0,665	0,542
Vorzeichendefinition: + nach unten gerichtet – nach oben gerichtet									

Tabelle 3. Vergleich der rechnerischen Durchbiegungen für verschiedene statische Systeme mit den zugeordneten gemittelten Meßwerten in mm

Table 3. Comparison of calculated deflections for different statical systems with the belonging mean measured data in mm

Statisches System	Laststellung westlicher Viertelpunkt		Laststellung Scheitelpunkt	
	rechnerisch	experimentell	rechnerisch	experimentell
Dreigelenkbogen	2,59	0,98	3,73	1,73
Zweigelenkbogen	2,51		1,41	
Eingespannter Bogen	0,76		1,14	



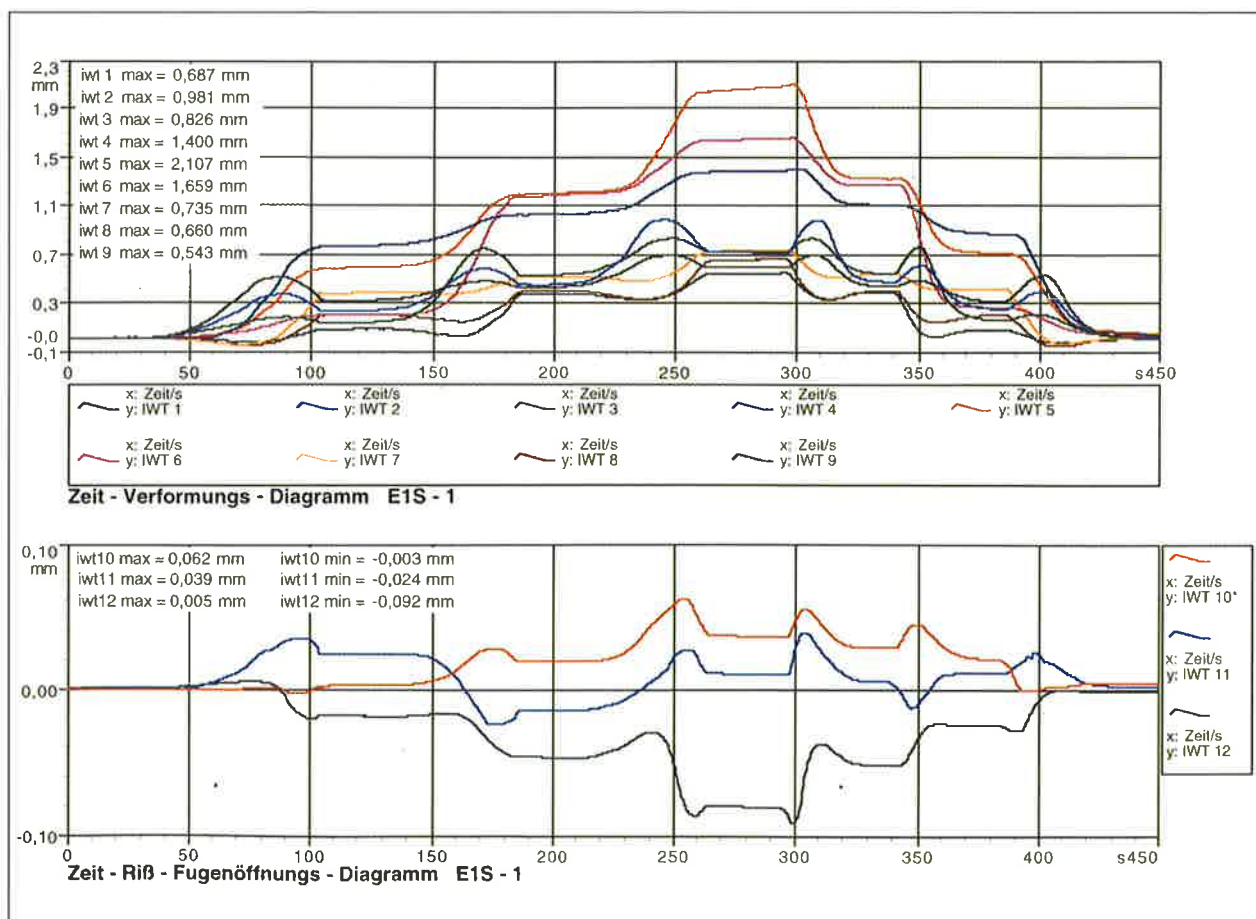
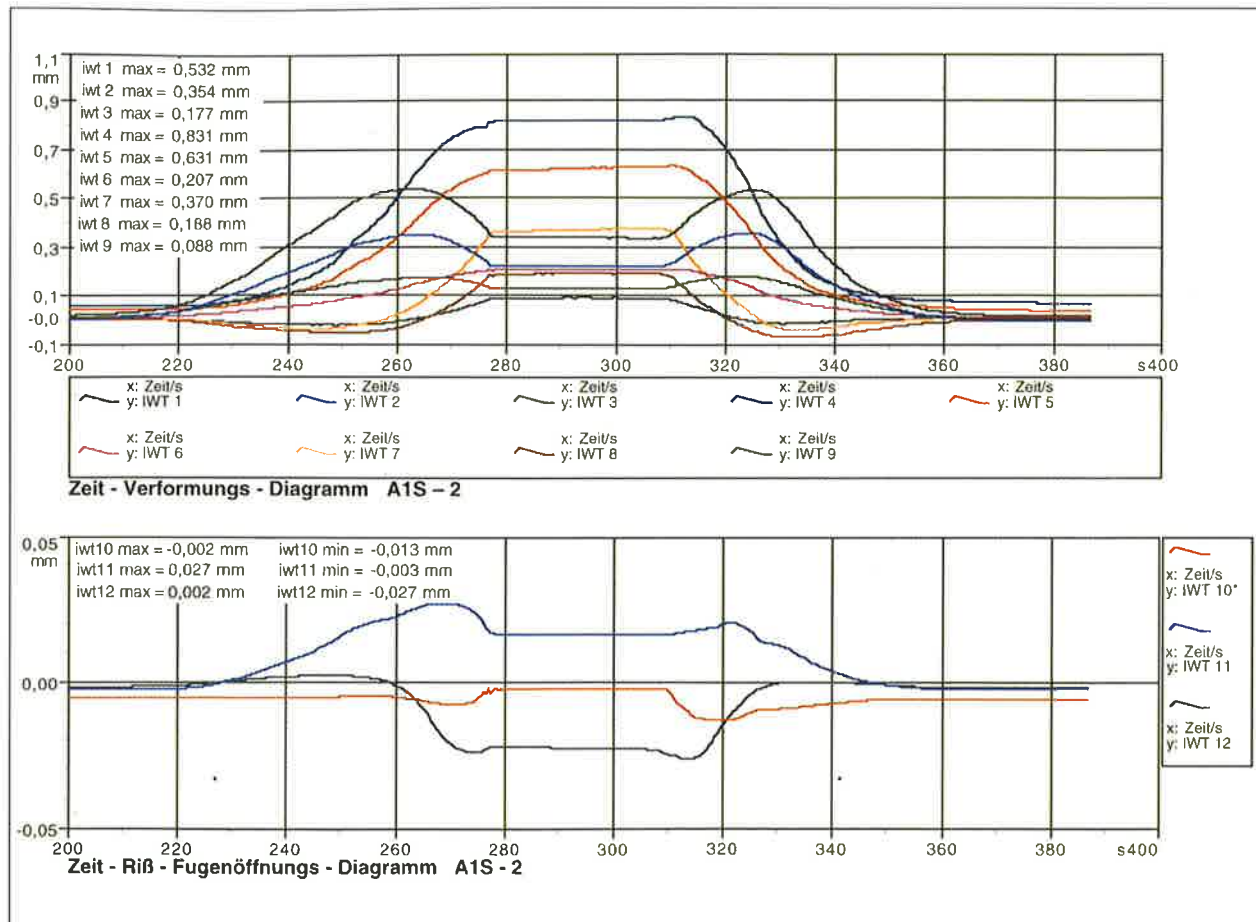


Bild 11. Online aufgezeichnete Zeit-Verformungs-Diagramme für die Laststufen A1V und E1V sowie A1S und E1S
 Fig. 11. Online recorded time-deformation-diagram for load increments A1V and E1V as well as A1S and E1S

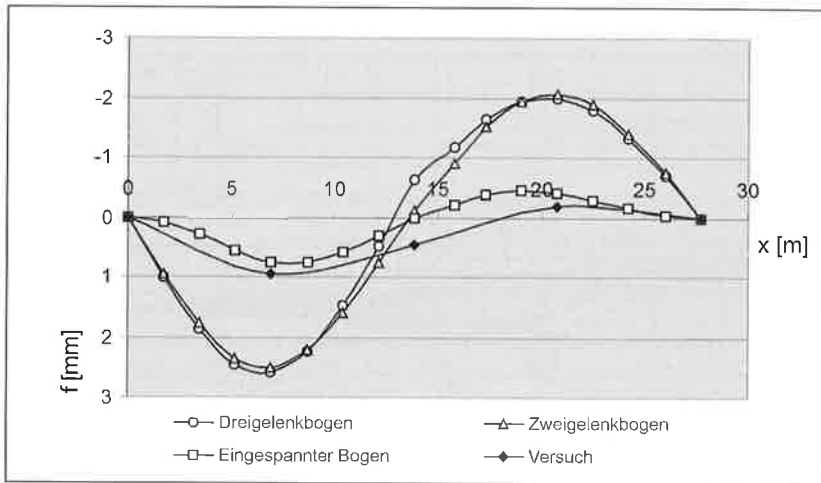


Bild 12. Brückenlängsschnitt – Vertikalverformung unter Maximalbelastung E1V des westlichen Viertelpunktes Vp (SLW 1+2+3) für unterschiedlich gerechnete statische Systeme im Vergleich zum Belastungsversuch
Fig. 12. Longitudinal section of the bridge: vertical deformation under maximum loading E1V of the western quarter point Vp (SLW 1+2+3) calculated for different statically systems in comparison with the loading test

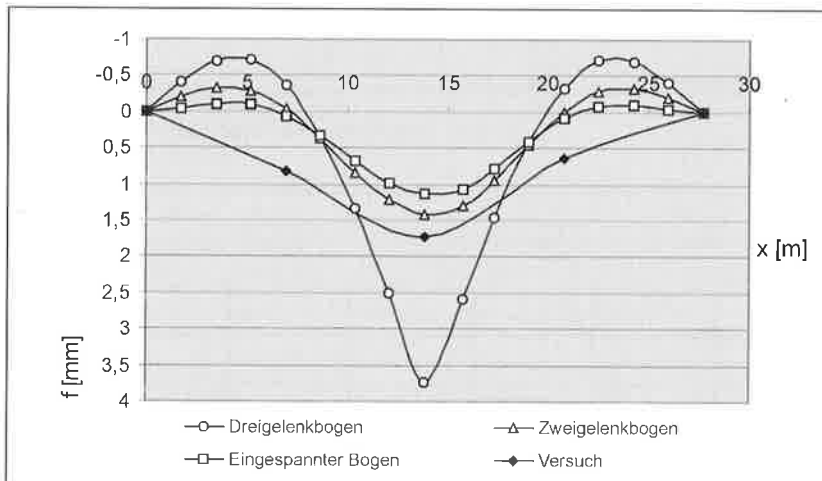


Bild 13. Brückenlängsschnitt – Vertikalverformung unter Maximalbelastung E1S des Scheitelpunktes Sp (SLW 4+5+6) für unterschiedlich gerechnete statische Systeme im Vergleich zum Belastungsversuch
Fig. 13. Longitudinal section of the bridge: vertical deformation under maximum loading E1S of the top Sp (SLW 4+5+6) calculated for different statically systems in comparison with the loading test

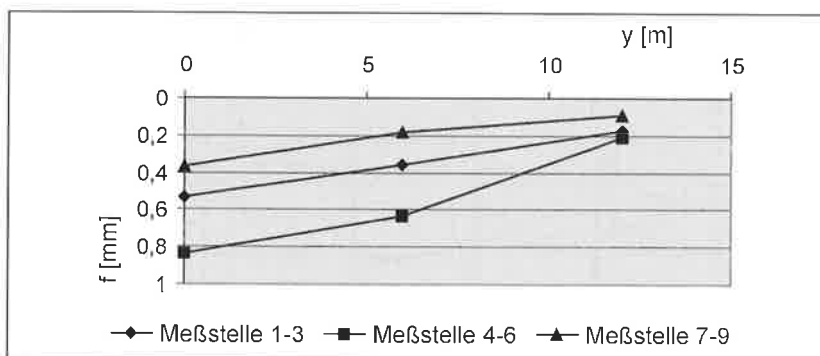


Bild 14. Brückenquerschnitt – Vertikalverformung unter einseitiger Belastung A1S des Scheitelpunktes Sp (SLW 4)
Fig. 14. Cross section of the bridge: vertical deformation under one-sided loading A1S of the top Sp (SLW 4)

sigbaren Bereich blieben. Die während der Haltezeit von $\Delta t = 40$ s für die höchsten Laststufen gemessenen größten verzögert elastischen Verformungen $\Delta f = 0,037$ und $0,067$ mm (Laststufen E1V bzw. E1S) unterstreichen diese Beurteilung.

Mit weiteren drei Meßstellen (siehe Bild 3) waren das Rißöffnungsverhalten eines markanten Risses im Scheitelpunkt quer zur Bogenlängsrichtung (MS 12; siehe Bild 8) sowie die gegenseitigen Verschiebungen der beiden in den Drittelpunkten der Bogenbreite verlaufenden, offenbar auf Arbeitsfugen zurückgehenden Längsrissen (MS 10 bzw. 11), verfolgt worden. In allen Fällen waren lastabhängig veränderliche Verschiebungen zu beobachten, deren Größtwerte bei E1S allerdings nur $\Delta r = 0,06$ mm (MS 10) bzw. $\Delta v = 0,09$ mm (MS 12) erreichten. Bei diesen sehr kleinen Bewegungen kann davon ausgegangen werden, daß die wirkenden Kräfte weitgehend durch Verzahnungen über die Rißränder hinweg übertragen werden. Alle beobachteten Verschiebungen zeigten ein quasi vollständig reversibles Verhalten. Ein Zusammenhang zwischen den relativ zur Nordseite größeren Durchbiegungen auf der Südseite und den genannten Längsrissen und damit eine negative Auswirkung auf die Quertragfähigkeit konnte nicht bestätigt werden, wie auch Bild 14 verdeutlicht.

Auf die Durchführung eines Zeitstandsversuchs mit einer deutlich über der rechnerischen Gebrauchsbelastung liegenden Dauerlast (dieser Versuch wird in der Regel bis zum Abklingen nichtelastischer Verformungsanteile, höchstens aber über die Dauer einer Stunde durchgeführt) war aus verschiedenen Gründen verzichtet worden. Allerdings ergaben sich bei der Auswertung der Meßdaten einschließlich der Schallemissionsanalyse keinerlei Hinweise dafür, daß mit der eingetragenen kurzzeitig wirkenden Höchstbelastung eine Schädigung des Tragwerks eingetreten sein könnte. Aus dieser Sicht sollte zukünftig bei ähnlichen Versuchen auf diese Komponente nicht verzichtet werden.

4.3 Wertung und Schlußfolgerungen

Die angestrebte Zielstellung, das Tragwerk im Ergebnis der durchgeführten Belastungsversuche in die Brückenklasse Bkl 30/30 nach DIN 1072 einstufen zu können, kann im Sinne der im Vorfeld der Versuchsdurchführung vereinbarten Größe des Sicherheitsbeiwertes γ als vollständig erreicht angesehen werden. Die beobachteten Tragwerksreaktionen zeigten

- eine erhebliche Unterschreitung der rechnerisch ermittelten Durchbiegungen für den ungünstigsten Fall eines Dreigelenkbogens selbst bei Zugrundelegung der vergleichsweise hohen Betonfestigkeitsklasse B 35. Als Ursachen kommen neben den bereits angesprochenen Festigkeitsreserven auch mitwirkende Querschnittsvergrößerungen in den kämpfernahen Bogenbereichen in Betracht.

- eine ausgeprägte Quertragfähigkeit und damit eine gute Querverteilung ungewöhnlich hoher Fahrzeuglasten bei offensichtlich homogenem Verformungsverhalten.

- praktisch vernachlässigbare Größen verzögert reversibler oder irreversibler Verformungen bei den höchsten Laststufen, die erfahrungsgemäß auf einen noch deutlichen Abstand gegenüber Annäherung eines Grenzzustandes hindeuten.

- aus den begleitenden Schallemissionsmessungen keinerlei Hinweise auf Rißbildungsprozesse. Die beobachtete sehr niedrige Emissionsrate (Bereich westlicher Viertelspunkt max. 12 Hits/s, Scheitelbereich max. 58 Hits/s) konnte eindeutig Reibungseffekten zugeordnet werden

Die erreichten Ergebnisse belegen damit, daß mit der eingetragenen Höchstbelastung die Versuchsgrenzlast nach der dazu in [9] gegebenen Definition auch nicht annähernd erreicht worden war. Daraus folgt, daß das 104-jährige Tragwerk über die eingeleitete Versuchsbelastung hinaus über weitere, vermutlich nicht unbeträchtliche Tragreserven verfügt.

Schwierigkeiten bei der Modellbildung und damit verbundene Unsicherheiten erschweren, wie bereits angesprochen, eine realitätsnahe analytische Bewertung des

Tragverhaltens von massiven, unbewehrten Bogentragwerken mit unklarer Festigkeitsverteilung. Vor diesem Hintergrund relativieren sich notwendige Kompromisse, welche die durchgeführten Untersuchungen erst ermöglicht haben. Mit der angewendeten Versuchsmethode einer stufenweise kontrollierten Massesteigerung auf Werte $\gamma \gg 1$ wurde für diese Tragwerksform zum Teil Neuland betreten. Der wegen der notwendigen Risikominimierung, aber auch technischen und finanziellen Grenzen bedingten planmäßig eingeschränkten Gebrauchslastüberschreitung steht ein vergleichsweise günstiges Aufwand-Nutzen-Verhältnis der angewendeten Versuchsmethode gegenüber.

Die wünschenswerte weitere Anwendung dieser Methode und die damit erschließbaren Erfahrungen zur wirklichkeitsnahen Bewertung des Tragverhaltens von massiven Bogentragwerken können dazu beitragen, noch viele dieser schönen und oft historisch wertvollen Bauwerke vor dem sonst sicheren Abbruch und Ersatz durch moderne Standardlösungen zu bewahren und so zukünftigen Generationen zu erhalten. Daneben kann die damit verbundene Erfahrungsakkumulation zum tatsächlichen Tragverhalten dazu beitragen, analytische Nachweisverfahren leistungsfähiger zu machen und damit eine realitätsnähere analytische Beurteilung der Tragfähigkeit zu ermöglichen.

5 Abschließende Bemerkungen

Die Entscheidung des Tiefbauamtes der Stadt Erfurt zur experimentellen Tragfähigkeitsanalyse der Schlachthofbrücke im Jahre 2001 war mit einem vergleichsweise hohen finanziellen Aufwand und bemerkenswertem Willen zum Erhalt der historischen Brücke verbunden. Neben der vordergründigen Zielstellung, die wahre Tragfähigkeit der Bogenbrücke zu ermitteln, ermöglichte das Engagement der Stadt Erfurt auch ein Stück ingenieurtechnische Forschung zum Nutzen aller Länder und Kommunen, in deren Bestand sich Brücken gleicher Bauart befinden.

Literatur

- [1] Baumbach, D., Vockrodt, H.-J.: Historische Bogen- und Gewölbebrücken der Stadt Erfurt. Buch Habel GmbH & Co. KG (2000).
- [2] Vockrodt, H.-J., Feistel, D., Stubbe, J.: Handbuch Instandsetzung von Massivbrücken. Birkhäuser Verlag (2003) – in Vorbereitung.
- [3] Wagner, H.: Vergleichende Betrachtungen zu konventionellen und modernen Methoden der Zustandsbewertung von Brücken. Diplomarbeit Nr. B/99161 Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus-Universität Weimar.
- [4] Vockrodt, H.-J.: Instandsetzung und Erweiterung der Krämpfertorbrücke über den Flutgraben in Erfurt. Bautechnik 77 (2000), Heft 2, S. 93–100.
- [5] Haser, H., Kaschner, R.: Spezielle Probleme bei Brückenbauwerken in den neuen Bundesländern, Teil 1: Nachrechnung von Gewölbebrücken. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (1994), Heft B5.
- [6] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: RIEBW-PRÜF – Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076. Verkehrsblatt-Verlag (1998).
- [7] Steffens, K., Bucher, Ch., Opitz, H., Quade, J., Schwesinger, P.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken. Bautechnik 76 (1999), Heft 1, S. 1–15.
- [8] Schwesinger, P.: Experimentelle Bestimmung der Tragsicherheit auffällig gewordener Infrastrukturbauten. Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzung und Baudenkmalpflege. AEDIFICATIO Verlag GmbH 7 (2001) 3 und 4, S. 237–262.
- [9] Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Fassung September 2000.
- [10] Kapphahn, G.: Schallemissionsanalyse bei experimentellen Tragwerksuntersuchungen. DGZfP – Berichtsband 66 CD, Plakat 13 (1999).

Autoren dieses Beitrages:

Dr.-Ing. Hans-Jörg Vockrodt, Fachbereichsleiter im Geschäftsbereich Ingenieurbauwerke der INVER – Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH Erfurt

Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Schwesinger, Bauhaus-Universität Weimar