

Die Sanierung der Gizenenbrücke über die Muota: Belastungsversuche

Autor(en): **Ladner, Marc**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **98 (1980)**

Heft 41

PDF erstellt am: **23.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-74225>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

tur zwischen 10° und 15 °C, die Spriesse bereits nach 48 Stunden wieder zu entfernen. Der Korrosionsschutz der Stahlbleche besteht aus einem dreimaligen Anstrich auf Epoxid-Basis, da diese frei bewittert sind.

Die eigentlichen Verstärkungsarbeiten erfolgten im Mai 1980. Dabei musste die Brücke für die erforderliche erschütterungsfreie Aushärtung des Klebers nur gerade während zwei Wochen für den Verkehr gesperrt werden. Sämtliche Betonsanierungs- und Verstärkungsarbeiten wurden durch Spezial-

sten der Stahlton AG mit personeller Unterstützung eines örtlichen Bauunternehmers ausgeführt.

Im Vergleich zu den allgemein bekannten, herkömmlichen Lösungen von Verstärkungsproblemen weist die Methode der *Klebearmierung* folgende *Vorteile* auf:

- Kurze Bauzeit dank schneller Erhärtung des Klebers;
- Geringes Gewicht der Verstärkungselemente (sämtliche Stahlbleche konnten ohne Hebezeuge geklebt werden);

- Leichtes Gerüst;
- Vernachlässigbare Einschränkung des Lichtraumprofils.

Die hier gewählte Methode zeigt eine effiziente Möglichkeit zur Verstärkung von Brückenbauwerken auf, wie sie bei ähnlichen Problemen im Hochbau seit längerer Zeit erfolgreich angewendet wird.

Adresse des Verfassers: E. Mathys, Stahlton AG, Riesbachstr. 57, 8034 Zürich.

Belastungsversuche

Von Marc Ladner, Dübendorf

Ähnlich wie im Falle einer Autobahnüberführung, die ebenfalls durch Aufkleben von Stahlblechen verstärkt worden war [1], wurde nach Abschluss der Arbeiten auch an der Gizenenbrücke ein Belastungsversuch durchgeführt, um so das *Zusammenwirken der aufgeklebten Stahlbleche mit der Betonkonstruktion* zu kontrollieren und um auch das *allgemeine statische Verhalten* des Bauwerkes *unter kurzzeitig einwirkenden Kräften* kennenzulernen. Daneben war es aber auch erwünscht, durch geeignete Messungen Angaben über den *Dehnungsverlauf in den aufgeklebten Stahllamellen* im Bereich eines Überlappungsstosses zu erhalten. Dieser interessierte deshalb besonders, weil an der EMPA schon umfangreiche Untersuchungen über die Tragfähigkeit geklebter Überlappungsstösse vorgenommen worden waren [2]. Messungen an ausgeführten Beispielen aus der Praxis sind daher als wertvolle Ergänzungen dieser Arbeiten anzusehen. Aus diesem Grunde war die EMPA auch bereit, den Grossteil ihrer Aufwendungen für die Durchführung und Auswertung dieses Belastungsversuches selber zu tragen, während sich die Stahlton AG, Zürich, als ausführende Unternehmung und die Ciba-Geigy AG, Basel, als Herstellerin der Rohstoffe des verwendeten Epoxidharzklebers, in verdankenswerter Weise bereit erklärt haben, sich je zur Hälfte an den Restkosten zu beteiligen.

Für die Durchführung der Versuche standen als Belastungsfahrzeuge zwei Lastwagen zur Verfügung, die eine Masse von insgesamt 32,5 t hatten (Bild 8). Bei Lastfall 1 befanden sich beide Fahrzeuge bei den in Bild 9 angegebenen Orten auf der Brücke. Bei Lastfall 2 bzw. 3 stand hingegen jeweils nur einer der beiden Lastwagen auf der Brücke, und zwar so, dass die Überlagerung dieser beiden Lastfälle wieder den

Lastfall 1 ergab. Dadurch war eine unabhängige Kontrolle der Messergebnisse möglich.

Die Messung selber war so organisiert, dass jede Instrumentenablesung bei belasteter Brücke zwischen zwei sogenannten Nullablesungen lag, bei denen die Brücke unbelastet war. Dadurch konnten durch lineare Interpolation der Nullablesewerte über die Zeit allfällige Temperaturverformungen des Bauwerkes weitgehend von solchen Verformungen unterschieden werden, die infolge der aufgetragenen Belastungen

Bild 10 zeigt die Anordnung der Durchbiegungs- und Dehnungsmessstellen. Entsprechend der Zielsetzung des Belastungsversuches wurde *nur am verstärkten Fahrbahnträger gemessen*, wobei die Dehnungsmessungen auf der Brückenunterseite immer sowohl an der aufgeklebten Stahllamelle als auch an den entsprechenden Stellen am Beton selber erfolgten. Auf der *Unterseite eines Randträgers* wurde über eine grössere Strecke eine *Dehnungsmesskette* angeordnet, um so den Dehnungsverlauf im Stahlblech und im Beton über eine grössere Länge verfolgen zu können. Wie aus Bild 11 hervorgeht, setzte sich diese Messkette bis über den Lamellenstoss hinaus fort, um so die besonders interessierenden Angaben über den Dehnungsverlauf im Bereich des Stos-

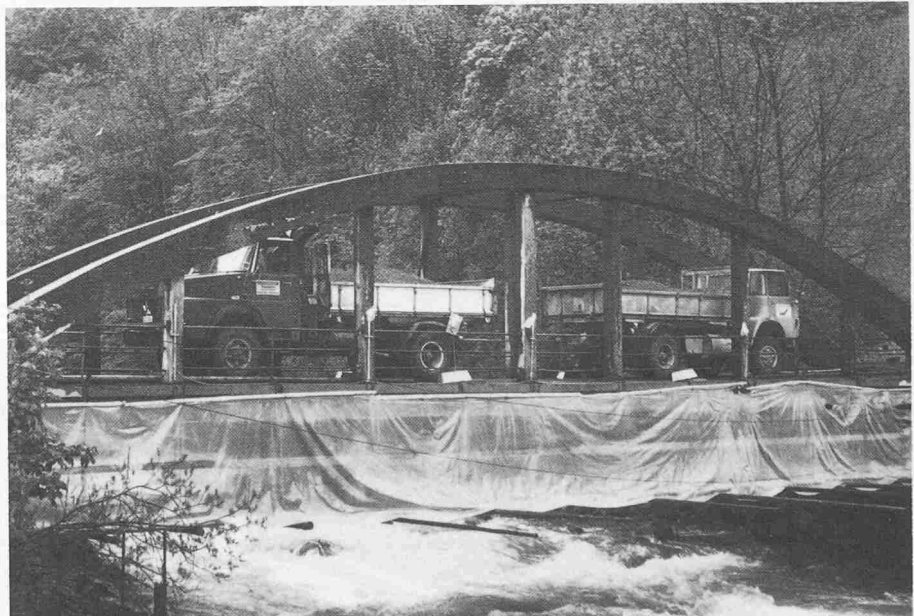


Bild 8. Ansicht der Gizenenbrücke während der Belastungsversuche (Lastfall 1)

entstanden. Allerdings war das Wetter am Messtag regnerisch; die Lufttemperatur, die zu Beginn der Messungen bei 8 °C lag, stieg im Verlauf der dreieinhalbständigen Messzeit auf etwa 10 °C an. Demzufolge waren keine wesentlichen Temperaturverformungen des Bauwerkes zu erwarten.

ses zu erhalten. Schliesslich wurde mit Hilfe von Messuhren der Ablesegenauigkeit von $\pm 0,001$ mm bei zwei Lamellen die Relativverschiebung ihrer Enden gegenüber dem Beton erfasst. Für die *Durchbiegungsmessung* stand ein an der EMPA entwickeltes, nach dem Prinzip der Schlauchwasserwaage

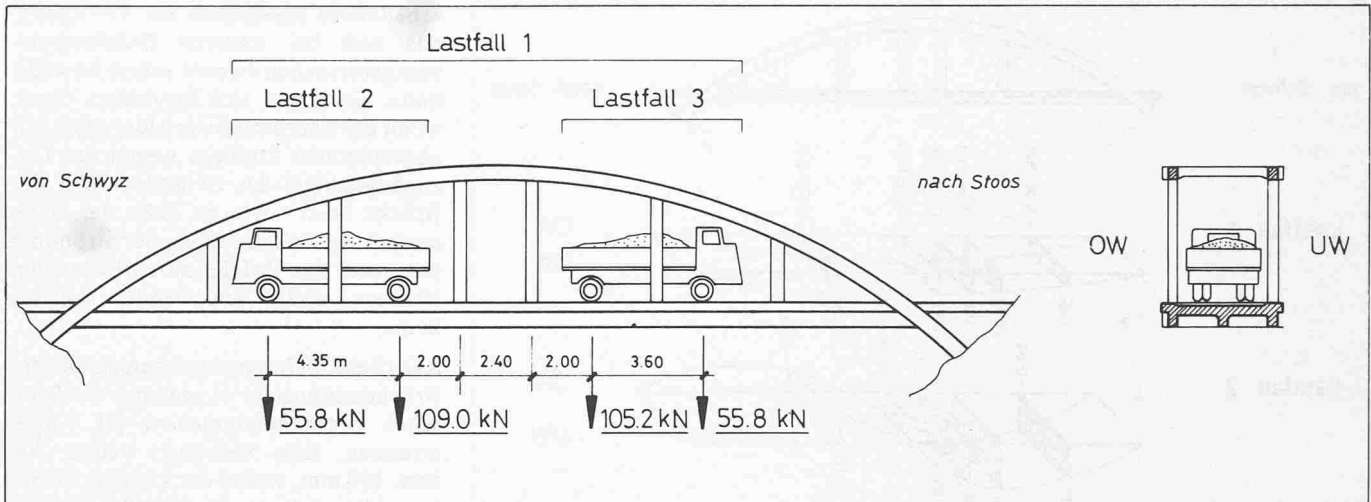


Bild 9. Anordnung der Belastungsfahrzeuge auf der Brücke für die drei Belastungsfälle

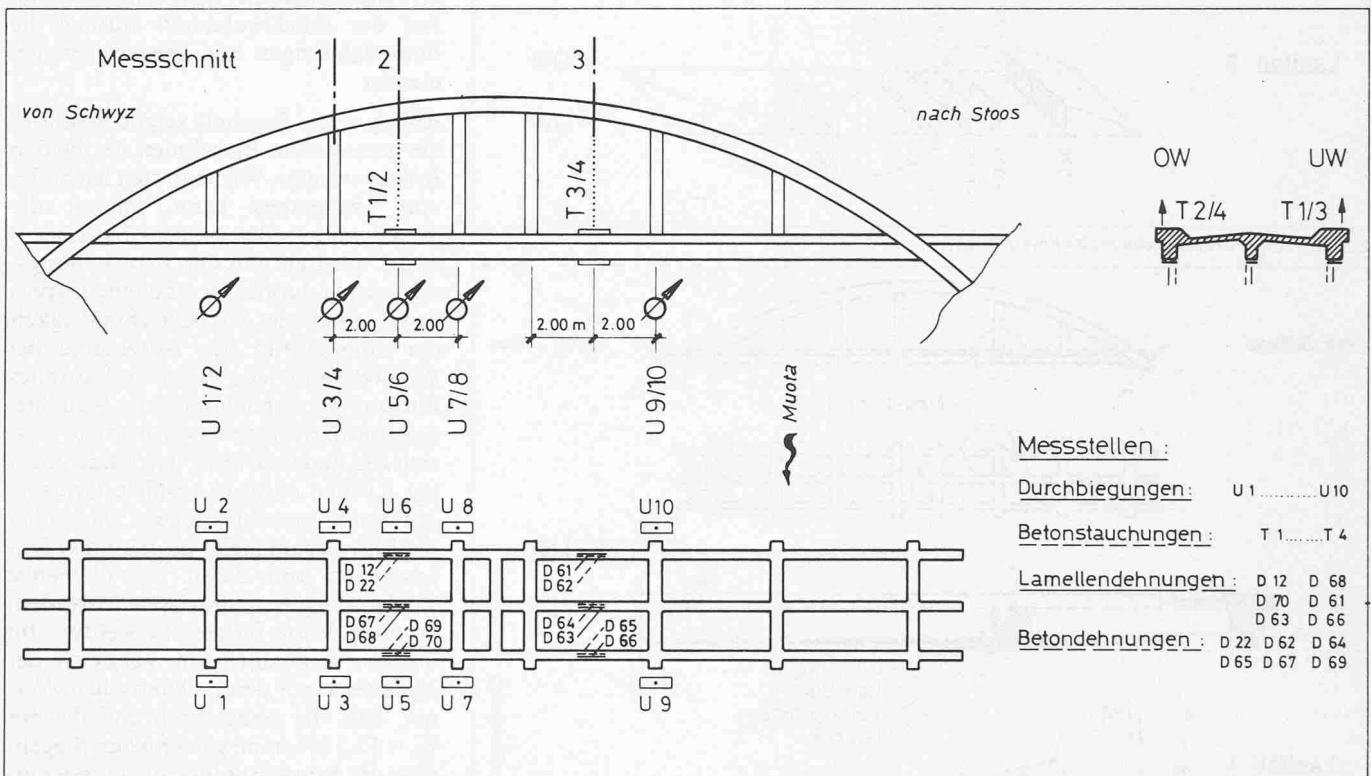


Bild 10. Anordnung der Durchbiegungs- und Dehnungsmessstellen

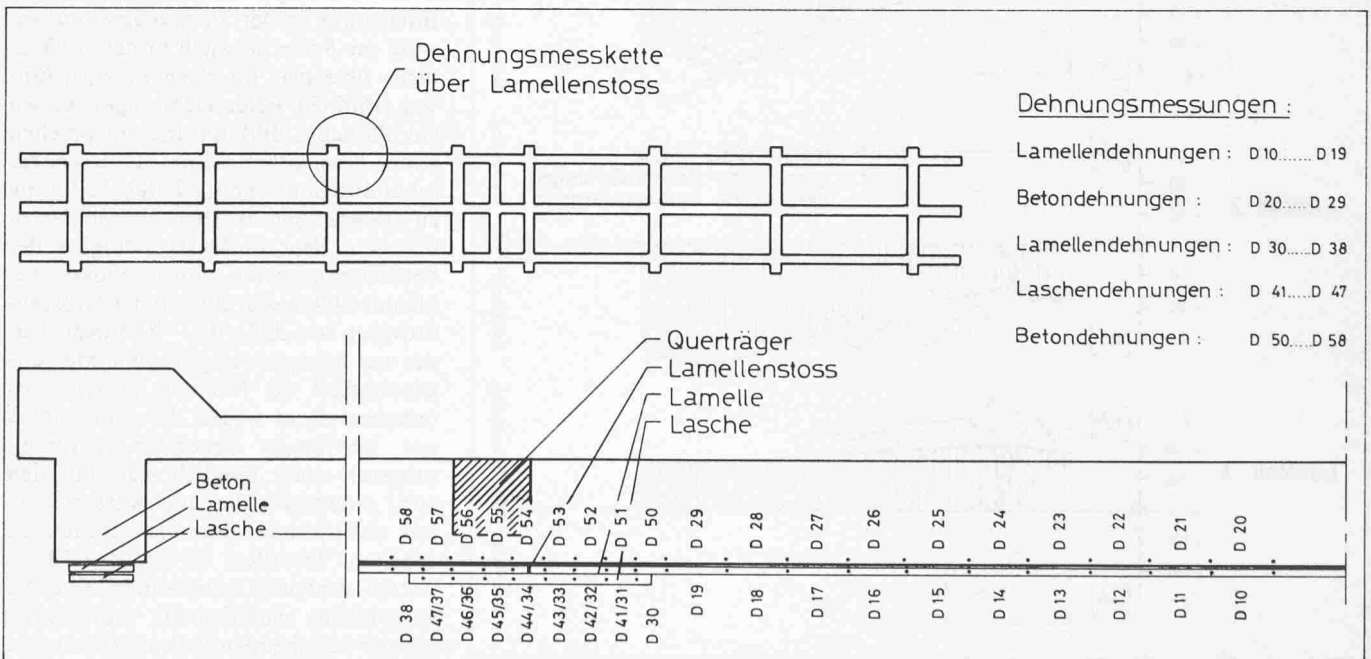


Bild 11. Dehnungsmessketten am Beton und Stahl im Bereich des Überlappungsstosses

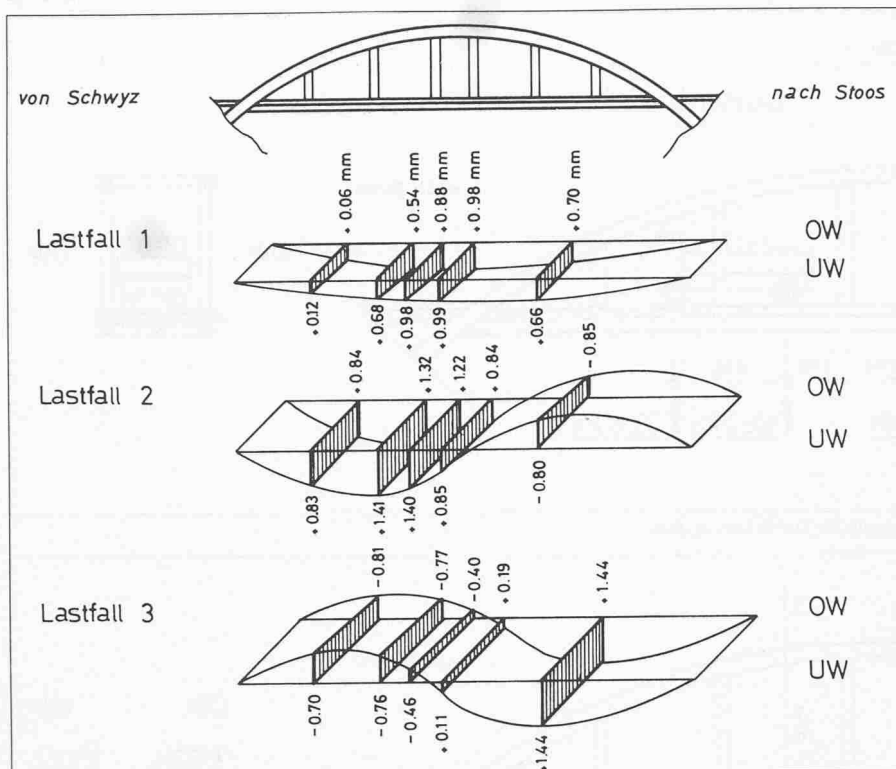


Bild 12. Gemessene Biegelinien der Brückenränder

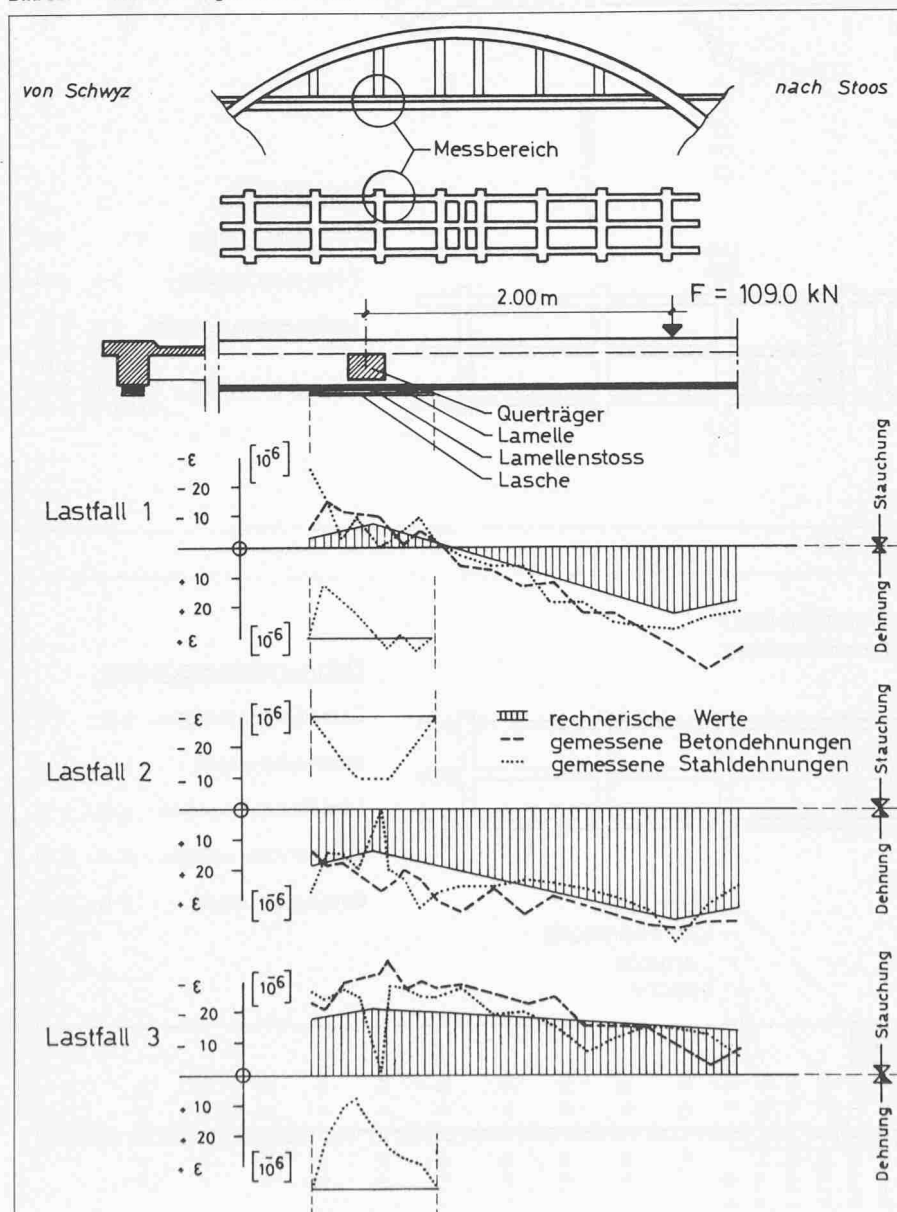


Bild 13. Dehnungsverteilung im Beton und Stahl im Bereich des Überlappungsstosses

arbeitendes Messsystem zur Verfügung, das sich bei anderen Brückenbelastungsversuchen bereits schon bewährt hatte. Es eignet sich besonders dann, wenn das herkömmliche Messsystem mit abgespannten Drähten wegen der Unzugänglichkeit des Geländes unter der Brücke oder – wie im Falle der Gizebrücke – dieses wegen der Strömung des unter der Brücke durchfliessenden Wassers nicht angewendet werden kann.

Sämtliche Dehnungsmessungen auf der Brückenunterseite wurden mit *mechanischen Setzdehnungsgebern* [3] vorgenommen. Ihre Messbasis betrug 200 bzw. 100 mm, wobei der kleinere Geber ausschliesslich im unmittelbaren Lamellenstossbereich zum Einsatz kam. Auf der *Brückenoberseite* wurden die Betondehnungen mit *Tensometern* gemessen.

Als ein erstes Ergebnis zeigt das Bild 12 die gemessenen Biegelinien der beiden Brückenränder. Wie man sich leicht davon überzeugen kann, stimmt die Superposition der beiden Lastfälle 2 und 3 recht gut mit den Beobachtungswerten bei Lastfall 1 überein. Daraus sowie auch aus der Gleichmässigkeit der Ablesewerte der Instrumente bei Wiederholung des gleichen Lastfalles und aus der stabilen Lage der Nullablesewerte darf geschlossen werden, dass sich das Bauwerk unter den aufgetragenen Kräften *elastisch* verhielt. Grössere Nullpunktverschiebungen, die über die Messgenauigkeit von $\pm 0,1$ mm hinausgingen und damit auf bleibende Verformungen hinweisen würden, konnten keine festgestellt werden. Im übrigen zeigt auch ein Vergleich der Messwerte mit den rechnerischen Werten, dass die gemessenen und die mit $E_b = 55,5 \text{ kN/mm}^2$ gerechneten Biegelinien der Brückenränder zu einander affin sind (Tabelle 2).

Interessant ist der *Dehnungsverlauf* sowohl im *Beton* als auch in der *Stahllamelle* über den *Überlappungsstoss* hinweg (Bild 13). Beide Dehnungen weisen ein ähnliches Bild auf und entsprechen auch hinsichtlich ihrer Grössenordnung durchaus den nach der Rechnung zu erwartenden Werten. Hierbei ist zu beachten, dass die Messgenauigkeit der Setzdehnungsgeber, insbesondere bei kleiner Messbasis, etwa in der Grössenordnung von $\pm (5 \dots 10) \cdot 10^{-6}$ liegt. Leider war man gezwungen, diese Messgenauigkeit als Nachteil in Kauf zu nehmen, da es wegen der sehr kurzen zur Verfügung stehenden Vorbereitungszeit nicht möglich war, mit den zwar genaueren, aber auch kostspieligeren elektrischen Dehnungsmessstreifen zu arbeiten. Trotzdem ist aus den Messwerten eindeutig zu erkennen, dass die aufgeklebte Stahllamelle vollständig mit der bestehenden Betonkonstruktion zusammenwirkt. In Tabelle 3 sind für

die drei Hauptmessschnitte die Dehnungswerte auch noch zahlenmässig aufgeführt und mit den rechnerischen Werten verglichen.

In Bild 14 ist schliesslich noch der gemessene Dehnungsverlauf für den Messschnitt 3 in Querrichtung aufgetragen. Daraus geht hervor, dass die Fahrbahnplatte auch auf *Querbiegung* beansprucht wird. Dieses Ergebnis ist weiter nicht überraschend, da die Randlängsträger an sich schon eine grössere Biegesteifigkeit als der Mittellängsträger aufweisen und überdies noch an den Bogen angehängt sind.

Die *Schlupfmessungen*, die eine allfällige Relativverschiebung der Lamellenenden gegenüber dem Beton anzeigen sollten, bestätigen ebenfalls die gute Zusammenwirkung der aufgeklebten Stahlbleche mit der bestehenden Betonkonstruktion, da ausser einigen wenigen Tausendstelmillimeter keinerlei Bewegungen beobachtet werden konnten. Somit darf abschliessend festgehalten werden, dass sich das Bauwerk unter den aufgetragenen Belastungen elastisch verhielt, und dass ein sehr guter Haftverbund zwischen aufgeklebter Bewehrung und dem Beton wirksam ist.

Literaturverzeichnis

- [1] Bresson, J.: «Renforcement par collage d'armatures du passage inférieur du CD 126 sous l'autoroute du Sud». Annales ITBTP, Nr. 297, 1972
- [2] Ladner, M., Weder, Ch.: «Geklebte Bewehrung im Stahlbetonbau». EMPA-Bericht Nr. 206. In Vorbereitung
- [3] Weder, Ch.: «Neuentwickeltes mechanisch-induktives Setzdehnungsmessgerät an der EMPA Dübendorf». Material und Technik, 7, 1979, Nr. 2, p. 98

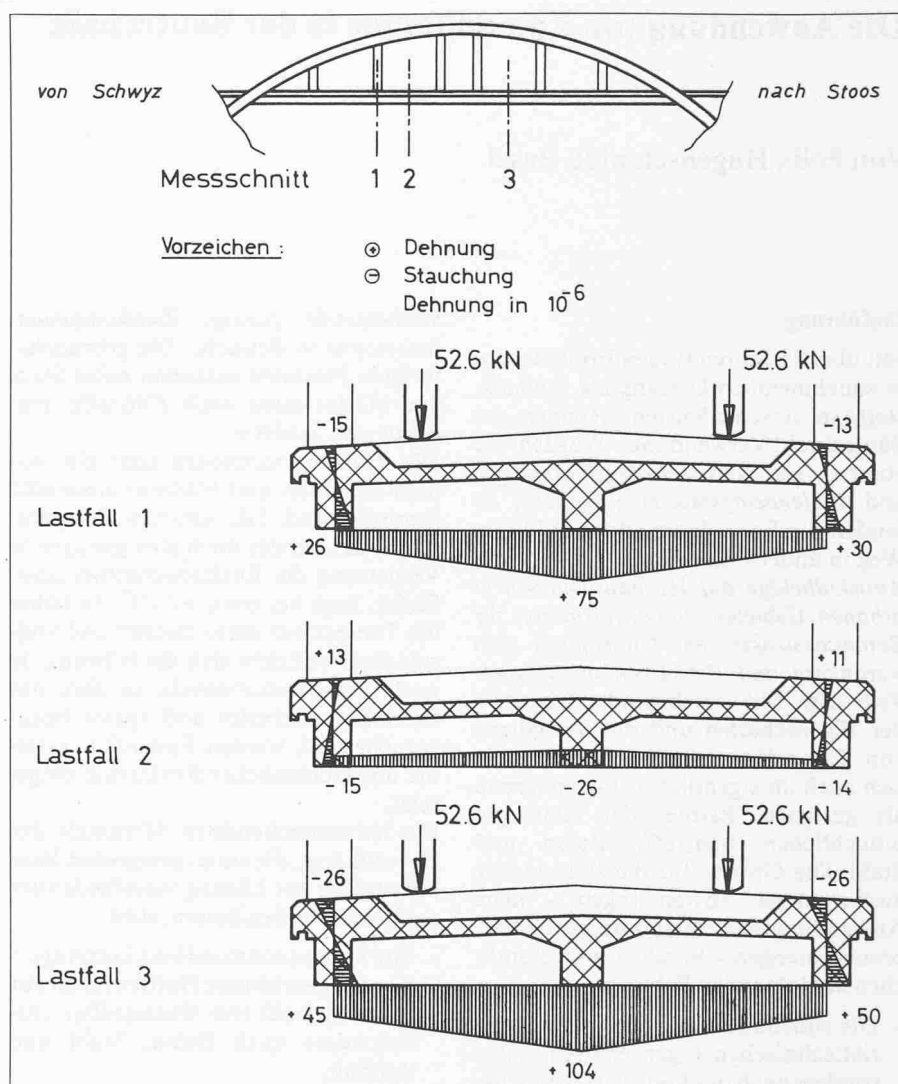


Bild 14. Dehnungsverteilung in Querrichtung im Messschnitt 3

Tabelle 2. Durchbiegungswerte der Brückenränder. Vergleich der Mess- mit den Rechenwerten

Lastfall		U1 [mm]	U2 [mm]	U3 [mm]	U4 [mm]	U7 [mm]	U8 [mm]	U9 [mm]	U10 [mm]
1	M*	0,12	0,06	0,68	0,54	0,99	0,98	0,66	0,70
	R*	0,05	0,04	0,44	0,44	0,67	0,67	0,45	0,45
2	M	0,83	0,84	1,41	1,32	0,85	0,84	-0,80	-0,85
	R	1,00	1,00	1,57	1,57	0,79	0,77	-1,13	-1,13
3	M	-0,70	-0,81	-0,76	-0,77	0,11	0,19	1,44	1,44
	R	-0,96	-0,96	-1,13	-1,13	-0,12	-0,12	1,58	1,58

M*: Messung, R*: Rechnung

Tabelle 3. Beton- und Stahldehnungen. Vergleich der Mess- mit den Rechenwerten

Lastfall		Schnitt 1		Schnitt 2			Schnitt 3		
		Beton unten	Stahl unten	Beton oben	Beton unten	Stahl unten	Beton oben	Beton unten	Stahl unten
		ϵ_{bu} [10 ⁻⁶]	ϵ_{su} [10 ⁻⁶]	ϵ_{bo} [10 ⁻⁶]	ϵ_{bu} [10 ⁻⁶]	ϵ_{su} [10 ⁻⁶]	ϵ_{bo} [10 ⁻⁶]	ϵ_{bu} [10 ⁻⁶]	ϵ_{su} [10 ⁻⁶]
1	M*	-10	-10	-12	31	33	-14	24	28
	R*	-8	-8	-17	21	22	-17	21	22
2	M	33	20	-24	38	44	12	-13	-14
	R	13	13	-29	36	37	12	-15	-15
3	M	-32	-25	12	-8	-13	-26	38	47
	R	-20	-21	12	-15	-15	-29	35	37

M*: Messung, R*: Rechnung