Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 119/120 (1942)
Heft: 12

Artikel: Die Klosterbrücke über die Töss bei Winterthur
Autor: Rathgeb, E.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-52328

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 08.08.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

INHALT: Die Klosterbrücke über die Töss bei Winterthur. — Industrielles Messwesen. — Einfluss des Siliziumgehaltes auf die Streckgrenze von SM-Baustahl. — Zur Neugestaltung des heutigen Kasernenareals in Luzern. — Zur Revision des zürcherischen Baugesetzes. — Gaswerke und Kraftwerkbau. — Mitteilungen: Den rechten Mann an den rechten Ort. Kraftwerk und Schleusenanlage Birsfelden. Kraftübertragung auf grosse Distanz. Der Mikrofilm. Vereinigung der Schweiz. Naturbausteinproduzenten. Eidg. Techn. Hochschule. Nochmals Eisenbeton-Talsperren in Norwegen. Kunstgewerbemuseum Zürich. — Wettbewerbe: Erweiterung der Gerichtsgebäude Basel. Primarschulhaus in Zürich-Wollishofen. — Nekrologe: Alfred Ochsner. Alfonso Zoppi. Jules Dreyfus-Brodsky. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine. — Vortragskalender.

Band 119 Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich Nr. 12
Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet

Die Klosterbrücke über die Töss bei Winterthur

Von Ing. E. RATHGEB, Zürich

Zufolge Korrektion der Strasse Winterthur-Zürich wurde bei der «Krone» Töss eine neue Ueberbrückung der Töss notwendig. In dem durchgeführten engeren Wettbewerb (siehe SBZ, Bd. 112, S. 67*, 6. Aug. 1938) erhielt das Projekt, das der Verfasser zusammen mit Arch. K. Kaczorowski eingereicht hatte, den 1. Preis und wurde in der Folge auch für die Ausführung bestimmt.

Die neue Strassenaxe schneidet die Flussaxe unter einem Winkel von rd. 45°. Die beiden Flussufer sind zudem nicht parallel, sodass sich ausser der schiefen Lage auch noch ungleiche Spannweiten ergeben. Die zu überführende Strasse besteht aus einer 12,0 m breiten Fahrbahn, zwei 2,0 m breiten Fahrradstreifen und zwei 3,0 m breiten Gehwegen. Die Brückentafel erhielt somit eine Breite von 22,40 m.

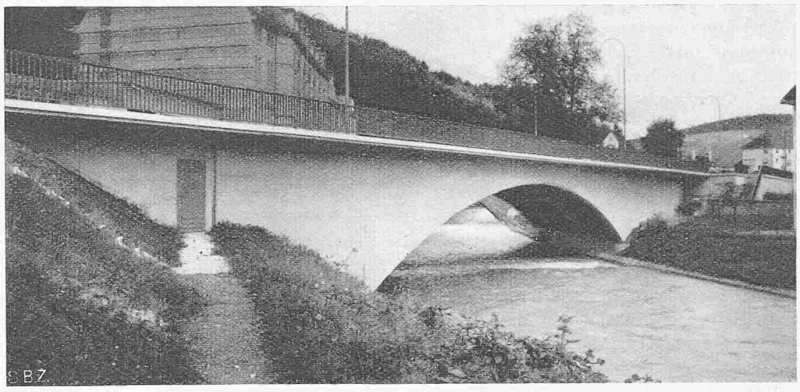

Abb. 1. Ansicht der Klosterbrücke über die Töss, von der Oberwasserseite

Abb. 1, 5 und 8 bewilligt lt. BRB 3. X. 39 am 4. III. 1942

Wie aus dem Längsschnitt Abb. 2 ersichtlich, konnten auf beiden Ufern die Fundamente auf harten Sandsteinfels abgestellt werden. Diese guten Gründungsmöglichkeiten in Verbindung mit einem genügenden Stichverhältnis führten zur Wahl einer gewölbten Konstruktion. Wegen der stark schiefen Lage war es naheliegend, statt einem Gewölbe einzelne Bogenscheiben vorzusehen (Abb. 2 bis 5). Diese wurden als Zweigelenkbogen mit beidseitigen Auskragungen ausgebildet und einzeln fundiert (Abb. 2). Diese Einzelfundamente sind durch eine ⊓ förmige Ufermauer miteinander verbunden, die zugleich den Böschungsfuss der anschliessenden Strassenkörper zu halten hat.

Bei den verhältnismässig steifen Scheiben erwiesen sich wegen der Temperatur- und Schwindspannungen Kämpfergelenke als zweckmässig. Dagegen konnte auf ein Scheitelgelenk verzichtet werden, was wegen der bessern Quersteifigkeit der Brücke und wegen des Wegfalls einer schiefen Dilatationsfuge in der Fahrbahn vorteilhaft war. Die aus Stahlguss bestehenden Wälzgelenke der Bogenscheiben liegen über dem mittlern Hochwasser; Abb. 4 zeigt ihre Ausbildung und Verankerung. Die Spannweiten der vier Bogenscheiben liegen zwischen 39,80 m und 35,70 m. Wegen der verschiedenen Spannweiten und zur Sicherung der schmalen Untergurte der Bogenscheiben sind acht Querträger angeordnet, die schief zur Brückenaxe verlaufen und Punkte annähernd gleichen elastischen Verhaltens der Bogenträger verbinden (Abb. 2 u. 5).

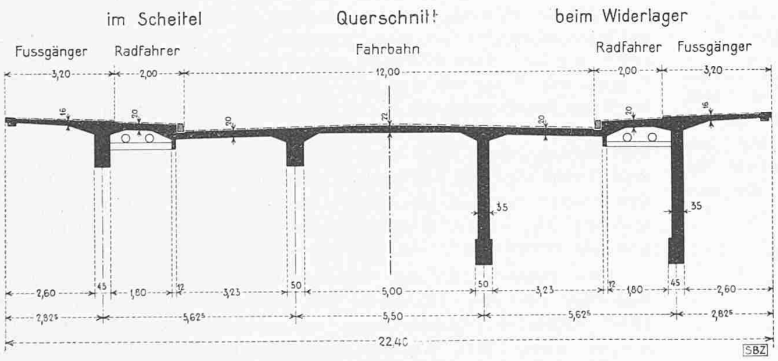

Abb. 3. Querschnitt 1 : 200 durch Bogenscheiben und Fahrbahnplatte

Im Anschluss an die Auskragungen der Bogenscheiben sind armierte Uebergangsplatten von 3 m Länge angeordnet, die einerseits unverschieblich, aber frei drehbar auf dem Randquerträger der Brücke (Abb. 2 u. 6), anderseits auf der noch in Setzung befindlichen Auffüllung des Anschlussdammes lagern. Diese Platten haben die Aufgabe, allfällig auftretende Niveauänderungen auszugleichen und unangenehme Schläge der Fahrzeuge zu mildern. Da die Uebergangsplatten unter dem Schotterbett der anschliessenden Strasse liegen, kann nach erfolgter Setzung die Strasse ausgeglichen werden.

Die Bogenträger wurden als Zweigelenkbogen mit beidseitig gleichen Kragarmen und unverschieb-

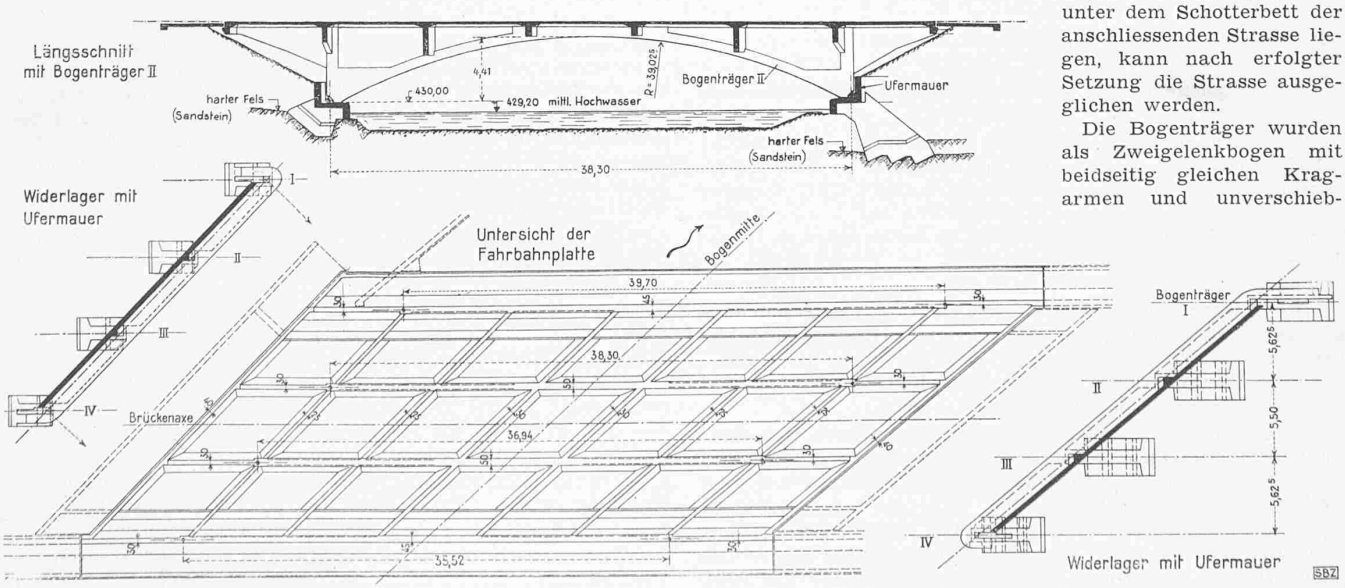

Abb. 2. Grundriss der Brücke und der Widerlager, sowie Längsschnitt bei Bogen II, Masstab 1 : 500

lichen Gelenkpunkten berechnet. Diese Trägerart ist einfach statisch unbestimmt. Eine Gleichung für den statisch unbestimmten Horizontalschub H in den Gelenken folgt aus der Bedingung, dass der Abstand der Gelenke unveränderlich ist. Allgemein gilt

$$\delta = \int \frac{N\,ds}{E\,F} \cos\varphi + \int \frac{M\,ds}{E\,J}\, y = 0$$

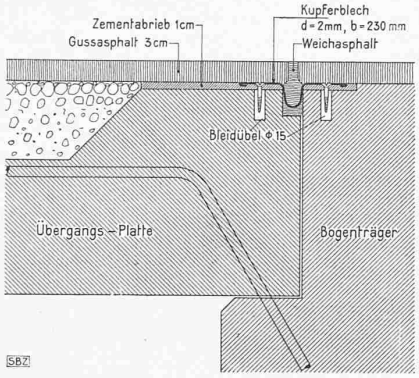

Abb. 6. Auflager der Uebergangsplatte, 1 : 10

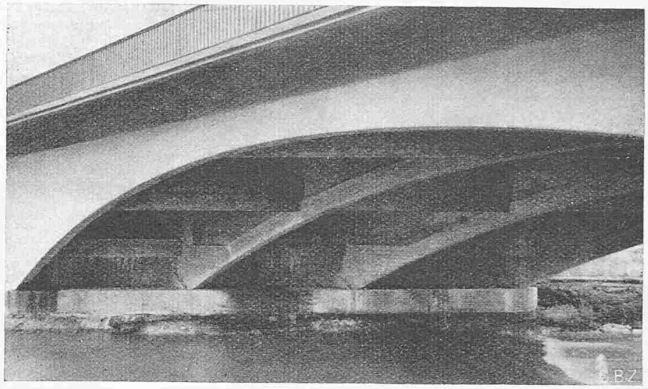

Abb. 5. Untersicht der Tössbrücke beim Kloster, Winterthur

Für die Ermittlung des Horizontalschubes aus dem Eigengewicht ist der Einfluss der grossen Exzentrizität der Stützlinie für den Bogen allein, sowie der beiden gleich grossen Kragmomente zu berücksichtigen. Beide ergeben Verdrehungen der Bogenträger, die in den unverschieblichen Gelenkpunkten horizontale Zusatzkräfte ΔH ähnlich der Zusatzkraft infolge der Bogenverkürzung aus den Axialkräften hervorrufen. Diese Einflüsse haben die Tendenz, die Länge L zwischen den Gelenken zu verkürzen und zwar infolge der Bogenverkürzung aus den Axialkräften N des Eigengewichtes:

$$\text{um } \delta_1 = \int \frac{H_0\,ds}{E\,F}, \text{ wobei } N = \frac{H_0}{\cos\varphi},$$

infolge der Exzentrizitäten der Drucklinie des Bogens ohne die Kragarme

$$\text{um } \delta_2 = \int \frac{H_0\,\eta\,ds}{E\,J}\, y, \text{ wobei } M = H_0\,\eta, \text{ und}$$

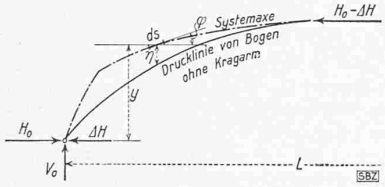

Abbildung 7

infolge des Kragmomentes M_k:

$$\text{um } \delta_3 = \int \frac{M_k\,ds}{E\,J}\, y.$$

Da die Summe dieser Verkürzungen 0 sein muss, wirkt im Gelenk eine nach aussen gerichtete horizontale Zusatzkraft ΔH, die eine Verlängerung $\delta_1 + \delta_2 + \delta_3$ bewirkt (Abb. 7).

$$\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = -\int \Delta H \frac{ds}{E\,F} \cos^2\varphi - \int \Delta H\, y \frac{ds}{E\,J}\, y$$

Daraus ergibt sich

$$\Delta H = -\frac{H_0 \int \frac{ds}{F} + H_0 \int \frac{ds}{J}\, y\,\eta + M_k \int \frac{ds}{J}\, y}{\int \frac{ds}{J}\, y^2 + \int \frac{ds}{F} \cos^2\varphi}$$

Die Horizontalkraft aus Eigengewicht ist somit

$$H = H_0 - \Delta H$$

Für das Trägheitsmoment wurde der ganze Brückenquerschnitt eingesetzt.

Für einen mittleren Bogen ist beispielsweise $H_0 = 216{,}73$ t und $\Delta H = -42{,}6$ t. Der Einfluss der Kragarme in diesem Wert beträgt $-31{,}2$ t, derjenige der Exzentrizität $-9{,}2$ t, wogegen die Bogenverkürzung infolge Eigengewicht nur $-2{,}2$ t ergibt. Man ersieht daraus den grossen Einfluss des Kragarmes, ebenso die Wichtigkeit der Berücksichtigung der Exzentrizität der Drucklinie.

Die Beanspruchungen aus Eigengewicht berechnen sich dann in irgend einem Schnitt aus den folgenden Kräften und Momenten:

Normalkraft N bestimmt durch $H_0 - \Delta H$
Momente $M = H_0\,\eta - \Delta H\, y + M_k$

Die Ermittlung der Spannungen geschieht am besten mit Hilfe der Kernpunktmomente. Die Kernpunktmomente für den Verkehr konnten mittels Einflusslinien für das vorliegende System bestimmt werden.

Temperaturabnahme und Schwinden wurden mit $-40\,^\circ$C berücksichtigt, während die Temperaturzunahme durch das Schwinden als aufgehoben betrachtet werden kann. Die Horizontalkraft aus Temperatur und Schwinden, im Kämpfer angreifend, beträgt für diese Annahme für einen mittleren Bogenträger bei $E = 200$ t/cm² entsprechend den Vorschriften $H_t = 11{,}9$ t. Durch die Abweichung zwischen Stützlinie und Bogenaxe treten in den Schnitten Querkraftskomponenten auf, denen bei der Bemessung Rechnung zu tragen war. Die max. Schubspannung beträgt 9 kg/cm² in der Nähe des Viertels. Die Spannungsverteilung ergibt ein analoges Bild wie bei einer Trägerkonstruktion mit Vouten. Entsprechend mussten die Bogenträger armiert werden, wie Abb. 4, das Armierungsbild eines mittleren Bogenträgers, zeigt.

Bemerkenswert ist, dass eine Belastung der Kragarme für die Scheitelzone nur eine Verminderung der Horizontalkraft hervorruft, dass aber das Scheitelmoment unbeeinflusst bleibt. Für die stark überwiegenden positiven Momente aus der Exzentrizität der Bogenkraft erweist sich der Plattenbalken, bestehend aus Bogenscheibe und Fahrbahnplatte, als zweckmässig.

Bei den Bogenträgern der Fahrbahnkonstruktion sind überall die zulässigen Spannungen für normalen Beton eingehalten worden. Der Zementgehalt pro m³ fertigen Beton beträgt 325 kg. Der Kiessand wurde in zwei Komponenten 0 bis 8 mm und 8 bis 30 mm auf die Baustelle geliefert. Die erreichten Betonfestigkeiten an Prismen betrugen nach 28 Tagen 71 kg/cm² Biegefestigkeit und 419 kg/cm² Druckfestigkeit. Nur die Betonpartien über und unter den Kämpfergelenken, die eine Pressung von 150 kg/cm² erhalten, sind in Beton P 400 ausgeführt worden, der eine Druckfestigkeit von 550 kg/cm² aufwies. Für alle Armierungen hat man Rundeisen in Handelsqualität verwendet.

Die Bauarbeiten der Brücke wurden im November 1938 begonnen und mit Ausnahme der Uebergangsplatten, die erst nach erfolgter Anschüttung der anschliessenden Strassenkörper ausgeführt werden konnten, im Juli 1939 beendet. Ausführende Firma war die Bauunternehmung Joh. Lerch A.-G. Winterthur.

Nach Erstellen der Widerlager, des Lehrgerüstes (Abb. 8), der Schalungen und Armierungen der Bogenscheiben wurden zuerst in einem Betonierungsvorgang von 18 Stunden die Bogenscheiben mit den Querträgern bis Unterkante Fahrbahnplatte betoniert. Das Betonieren wurde an beiden Brückenenden gleichzeitig begonnen und im Scheitel beendet. Dann wurden die Fahrbahn-Armierungen verlegt und hierauf an einem Tag die Fahrbahnplatte und an je einem weitern Tag die Fahrrad- und Gehweg-Platten betoniert.

Die gesamten Kosten der Brücke einschl. Bauleitung betragen (mit den Uebergangsplatten an beiden Brückenenden) rd. 180 000 Fr. oder 134 Fr./m² überdeckter Fläche.

Beim Ausschalen der Brücke sowie bei den nachfolgenden Probebelastungen wurden unter Leitung von Prof. Dr. M. Roš von der EMPA eingehende Messungen ausgeführt. Gemessen wurden an den vier Bogenträgern die lotrechten Durchbiegungen im Scheitel, Viertel und an den Kragarmen, die Drehungen an den Kämpfern und im Scheitel, ferner Dehnungen im Scheitel und im Viertel auf Seite Winterthur.

Für den Vergleich der Messungen mit der statischen Berechnung wurde entsprechend der Würfeldruckfestigkeit von $w\beta 28 = 419$ kg/cm² $E = 400\,000$ kg/cm² angenommen.

Die während der Ausrüstung am 5. Juli 1939 gemessenen Verformungen zeigen einen regelmässigen Verlauf. Das Tragwerk lag mit einem Teil seines Gewichtes noch auf dem Gerüst

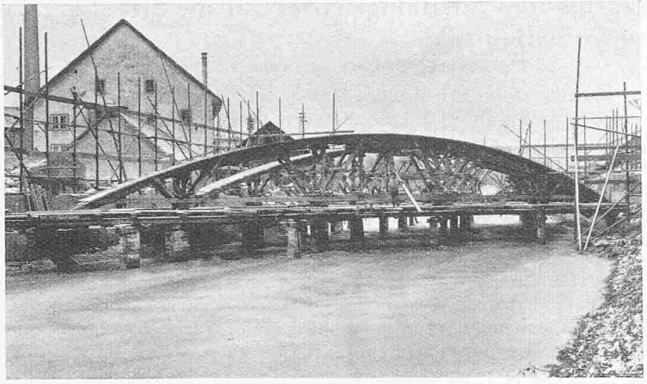

Abb. 8. Das Lehrgerüst, flussaufwärts gesehen

auf. Das Ausrüsten durch Lösen der Keilschrauben wurde entsprechend den abgelesenen Durchbiegungen reguliert. Der Scheitel eines mittleren Bogenträgers senkte sich max. nur 1,765 mm. Die Rechnung ergibt bei Berücksichtigung der Stützlinienexzentrizität und des Momentes aus den Kragarmen einen Wert von 4,3 mm. Die Kämpfersenkung betrug 0,055 mm, die Verschiebung 0,075 mm. Die Widerlager verdrehten sich max. um 11″ a. T.

Für die Probebelastung am 18. und 19. Juli 1939 wurden zehn Lastwagen in verschiedenen Stellungen aufgestellt. Die max. Einsenkung im Scheitel betrug 1,58 mm und die Hebung der Konsolenden 0,36 mm. Die Spannungen aus den gemessenen Dehnungen waren in einem mittleren Bogenträger in den Untergurten im Scheitel + 16,1 kg/cm² und im Viertel — 12,4 kg/cm². Die zehn Lastwagen ergeben für Bogenträger II und III angenähert die der stat. Berechnung zu Grunde gelegte Belastung.

Auf Anregung von Prof. Roš wurde ausserdem noch nach dem Schema Abb. 9 mit acht hydraulischen Pressen von je 25 t die Scheitelzone gehoben. Zur Aufstellung dieser Pressen konnte der Lehrgerüstunterbau verwendet werden. Die von den Pressen ausgeübten Kräfte entsprechen einer über die Bogenspannweiten und die Brückenbreite verteilten Last von 420 kg/m² nach oben. Durch abwechslungsweises Heben konnten interessante Beobachtungen über die lastverteilende Wirkung der Querträger gemacht werden. Die berechneten Deformationen waren etwas grösser als die gemessenen. Diese betrugen im Maximum 3,38 mm Hebung im grössten äusseren Bogen. Dagegen stimmten die Spannungen aus gemessenen Dehnungen mit der Rechnung im allgemeinen gut überein. Die grössten Spannungen betragen

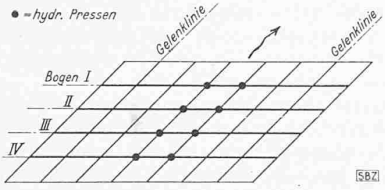

Abbildung 9

im Scheitel $\sigma_u = -11{,}7$ kg/cm², $\sigma_o = +9{,}4$ kg/cm²
im Viertel $\sigma_u = +16{,}4$ kg/cm², $\sigma_o = +2{,}0$ kg/cm²
(+ = Zug, — = Druck)

Eine Vergleichung der Durchbiegungen für die verschiedenen Aufpressungen von Bogenträger I bis IV ergibt angenähert den Anteil, den die unbelasteten Bogen von den belasteten übernehmen. Es zeigte sich zum Beispiel, dass ein einzeln belasteter Bogenträger nur 70 bis 80 % der Belastung zu tragen hat; der Rest wird durch die benachbarten Bogenträger übernommen. Die Grössenordnung aller Verformungen ist gering. Die Messungen zeigen ein einwandfreies Zusammenwirken von Fahrbahn und Trägern gemäss den statischen Annahmen.

Industrielles Messwesen

Diesem Thema war eine Tagung gewidmet, die am 5./6. Dez. 1941 in der E. T. H. stattgefunden hat. Wir berichten an Hand der vollständigen Wiedergabe in der «STZ» vom 29. Jan. 1942 über den Inhalt dieser vom Normalienbureau des Vereins Schweiz. Maschinenindustrieller veranstalteten Vortragsreihe.

Prof. Dr. A. Rohn eröffnete die Tagung mit einem Hinweis auf die Verdienste des «VSM-Normalienbureau» und dessen Vorsteher, Dir. H. Ambühl (BBC). Besonders hob er den Wert des im Jahre 1923 vorgeschlagenen VSM-Grenzlehren-Systems hervor, das sich als Grundlage der Messtechnik bewährt und fast überall Anwendung gefunden hat. In seinen Eröffnungsworten betonte Dir. Ambühl, dass auf keinem Gebiete der Forschung Fortschritte zu erwarten seien ohne vorherige Verbesserung der Messmethoden und -Instrumente. Zweck der Tagung sei es, die Tücken des Objektes, d. h. die Formungenauigkeiten der Werkstücke und die Fehlerquellen der Messinstrumente aufzudecken.

«Grundsätzliche Betrachtung über das industrielle Messwesen» war der Titel des Referates von Ing. F. Streiff, Baden, der sich mit den Einflüssen der Messkraft, der Oberflächenbeschaffenheit und geometrischen Form der Werkstücke auf das Messergebnis befasste. Gewisse Formfehler können nur mit besonderen Messinstrumenten erkannt werden. Spezielle Aufmerksamkeit ist der Veränderung der Lehren durch Handwärme und Messdruck zu schenken. Zwei- und Dreipunkt-Messgeräte haben ihre eigenen Anwendungsgebiete, in denen die einen oder andern vorteilhafter sind. Anzeigende Messgeräte haben ihre Genauigkeitsgrenzen, die insbesondere von ihrem Messbereich abhängen. Eine Genauigkeit auf 1 μ ist damit, dass auf der Skala 1 μ abgelesen werden kann, noch nicht garantiert. Jeder Fabrikant sollte von der nominellen Werkstücktoleranz die Messunsicherheit in Abzug bringen, während der Abnehmer sie dazu zu schlagen hat. Genaues Messen setzt laufende Kontrolle und richtige Wartung der Instrumente voraus. Präzisionsmessungen, insbesondere Lehrenkontrollen sind im Messraum mit konstanter Temperatur vorzunehmen. Die Kosten der Messeinrichtungen werden durch wirtschaftlichen Fortschritt und Erhöhung der Konkurrenzfähigkeit ausgeglichen.

Obering. W. Ruggaber sprach über «Einflüsse auf die Genauigkeit von Messuhren und Feintastern im Werkstattgebrauch», wobei er einleitend festlegte, dass man unter Messuhren Messgeräte verstehe, bei denen der Tastbolzenweg auf den Zeiger durch Zahnstange oder dergl. und Zahnräder übertragen wird, während beim Feintaster die Uebertragung durch Hebel bewerkstelligt wird. Die hauptsächlichsten Fehlerquellen sind Temperatureinfluss auf Instrument und Halteeinrichtung, Eichen des Messgerätes auf eine falsche Temperatur, Temperaturunterschiede zwischen Messgerät und Werkstück, Temperaturunterschiede beim Messen von Werkstücken aus verschiedenen Materialien,

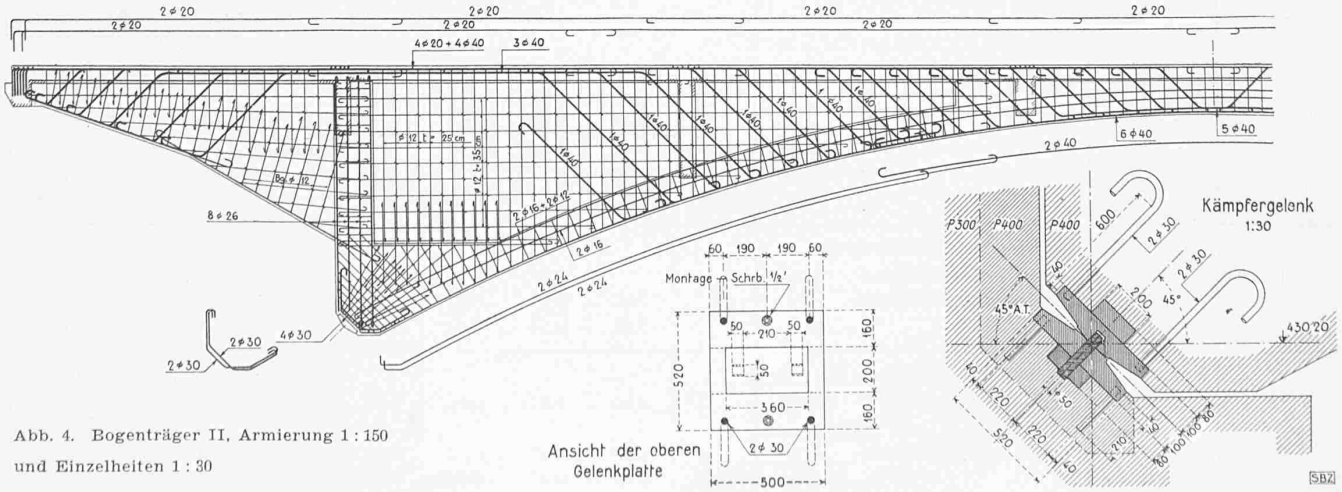

Abb. 4. Bogenträger II, Armierung 1 : 150 und Einzelheiten 1 : 30