

Staumauer am Pfaffensprung, Schweiz. Bauzeitung, Nr. 3, 20. Jan. 1923. — Wyss: Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke. Forschungsheft V. d. I., Nr. 262. — BÜHLER u. MEYER: Beschreibung von Apparaten zur Untersuchung von eisernen und massiven Bauwerken. Schweiz. Bundesbahnen Bern, 1924, 2. Aufl. — *Diskussionsberichte der eidg. Materialprüfungsanstalt*: Nr. 8, 14, 29. — *Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie und Praxis* (Denkschrift zum 1. Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau), Zürich, Sept. 1926. Verlag Ernst & Sohn, Berlin. Aus diesem Werke sind besonders im Hinblick auf die Darstellung von Meßergebnissen zu erwähnen: ACKERMANN: Versuche mit Holzverbindungen. BÜHLER: Stoßwirkungen bei eisernen Eisenbahnbrücken. HÜBNER: Erfahrungen bei Versuchen an Bauwerken. MEYER: Spannungsverteilung in Füllungsgliedern von Brücken. Roš: Spannungsmessungen an der durch Steinschlag beschädigten eisernen Brücke der Chur-Arosa-Bahn; Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunktverbindungen; Messungen an der hölzernen Straßenbrücke bei Wettingen; Messungen an den Eisenbetonbrücken bei Hundwil und Baden. STURZENEGGER: Meßergebnisse an der Isornobrücke der Centovallibahn. S. J. A. Prof. A. PARIS: Réservoir au Calvaire sur Lausanne (Bulletin technique de la Suisse romande 1928, Nr. 6/9). — SULZBERGER: Die Fundamente der Freileitungstragwerke und ihre Berechnung. Bull. d. elektr. Ver., Nr. 5 u. 7/1924, 10/1925, 6/1927. — MEYER-Roš: Gutachten über den Druckschacht Gelmersee-Handeck, 1927. — GASSMANN: Einige neuere Schwingungsmeßapparate. Schweiz. techn. Zeitschr., 12. April 1928. — STADELMANN: Temperaturscheinungen am Mauerwerk. S.-A. aus Hoch- u. Tiefbau, 1928. — MONTEIL: Die schweizerischen Untersuchungen der Bereifung von Motorlastwagen. Verband schweiz. Motorlastwagenbesitzer. Bern 1928. Mitwirkung der Beratungsstelle für Erschütterungsmessungen. Trüb, Täuber & Cie., Zürich 6. — NATER: Ergebnisse der Belastungsprobe des SBB Sitter Viaduktes. Vortrag am Brückenbaukongreß 1926, erscheint in der Zeitschrift Bautechnik.

Diskussion

Dr.-Ing. FRANZ FALTUS, Pilsen:

Als Beitrag zu den Ausführungen des Herrn Referenten sei es mir erlaubt, ein nicht alltägliches Beispiel von Messungen an einem hochgradig statisch unbestimmten

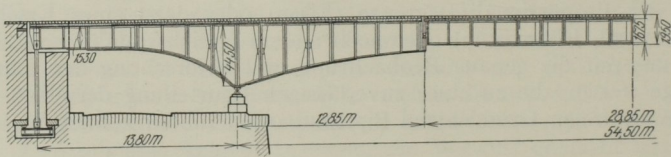


Abb. 10. Friedensbrücke in Wien, Längsschnitt

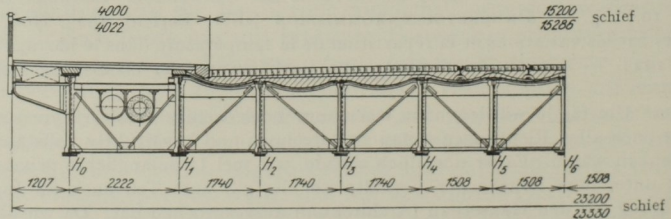


Abb. 11. Friedensbrücke in Wien, Querschnitt

Tragwerk zu erwähnen, und zwar die Kontrolle der Wirksamkeit der Querversteifung der neuen Friedensbrücke über den Donaukanal in Wien.

Abb. 10 zeigt im Längsschnitt der Brücke die vollwandigen gegerberten Haupt-

träger von 13,8 + 54,5 + 13,8 m Stützweite. Im Querschnitt (Abb. 11) ist die Anordnung der 13 Hauptträger ersichtlich. Die Fahrbahn wird ohne Vermittlung eines Querträgerrostes von Hängeblechen getragen, die an die vorstehenden Obergurt-

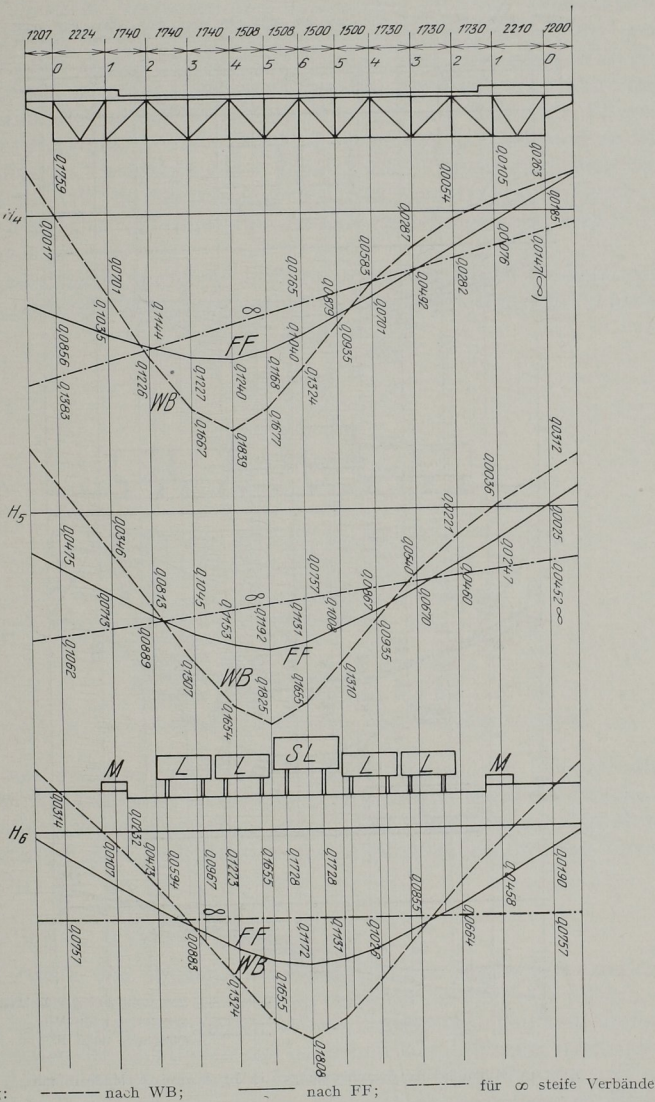


Abb. 12. Querverteilungseinflußlinien

lamellen genietet sind. Zur Sicherung einer guten Zusammenarbeit der Träger wurden steife Querverbände in Abständen von zirka 3,0 m angeordnet, deren lastverteilende Wirkung schon bei der Berechnung der Brücke schätzungsweise berücksichtigt wurde. Die Näherungsrechnung fußte auf der Annahme, daß jeder der Querverbände als Träger auf 13 elastisch nachgiebigen Stützen, nur die ihn *unmittelbar* treffenden

Lasten in der Querrichtung verteilt. Die gegenseitige Beeinflussung der Querverbände, die durch die einförmige Krümmung der Biegelinie der Hauptträger hervorgerufen wird, wurde zunächst nicht berücksichtigt.

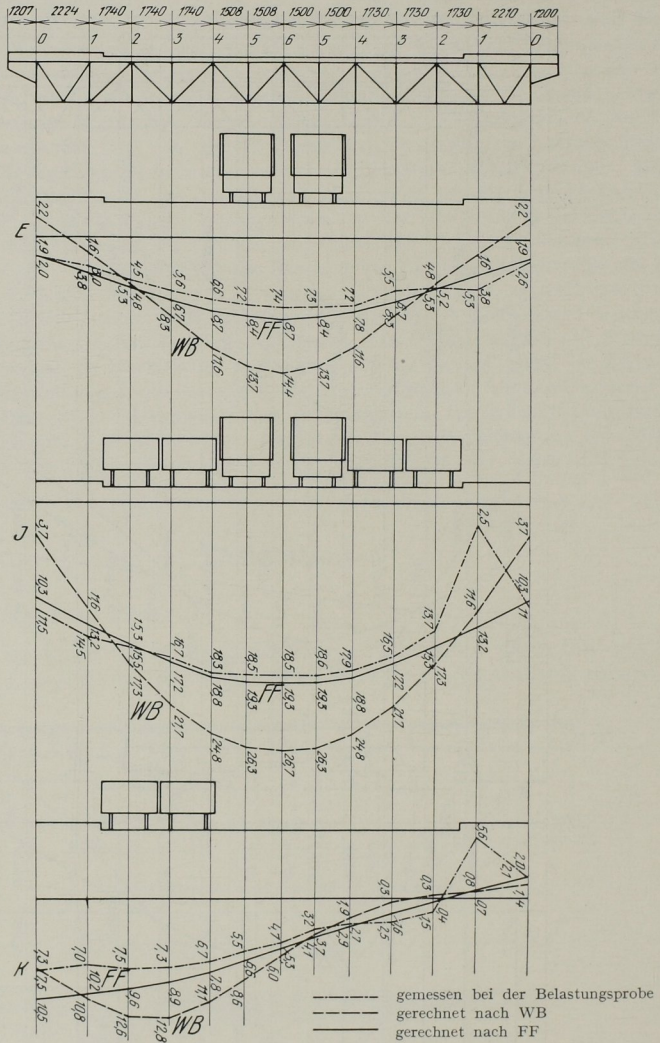


Abb. 13. Schaubild der Durchbiegungen in Brückenmitte. Maße in mm

Eine genauere Berechnung, die mit demselben Aufwand an Rechenarbeit zu erledigen ist, wurde im Bauingenieur¹ entwickelt und zur Neuberechnung der Einflußlinien der Friedensbrücke verwendet. In der Abb. 12 sind die Einflußlinien der Querverteilung nach der ursprünglichen Berechnung (WB) und nach der neuen

¹ Siehe FALTUS, Lastverteilende Querverbindungen, Zeitschrift „Der Bauingenieur“, Jg. 1927, S. 853.

Berechnung (*FF*) dargestellt. Der Unterschied beider Linien ist ganz beträchtlich. So würde z. B. der Träger H_6 von einer über ihm stehenden Last 18% zu übernehmen haben, während nach der genaueren Berechnung diesem nur 11,7% zufallen.

Über das *wirkliche* Verhalten des Tragwerkes gibt die Probelastung Aufschluß. Abb. 13 zeigt die für verschiedene Belastungen gemessenen und gerechneten Durchbiegungen der 13 Hauptträger in Brückenmitte. Die nach *WB* errechneten Durchbiegungen weichen sehr stark von den gemessenen Werten ab und entsprechen diesen nicht einmal qualitativ. Die Übereinstimmung der nach *FF* gerechneten Werte mit dem Ergebnis der Messung ist hingegen als befriedigend zu bezeichnen.

Es kann dies als Bestätigung der entwickelten Theorie und auch dafür angesprochen werden, daß die Berechnung von Stahlkonstruktionen auch bei hochgradiger statischer Unbestimmtheit für ruhende Belastungen zutreffende Ergebnisse zu liefern vermag.

Zum Schlusse sei noch auf die Abb. 14 verwiesen, in der die Maximalmomente für die für die Berechnung der Friedensbrücke vorgeschriebenen Verkehrslasten dar-

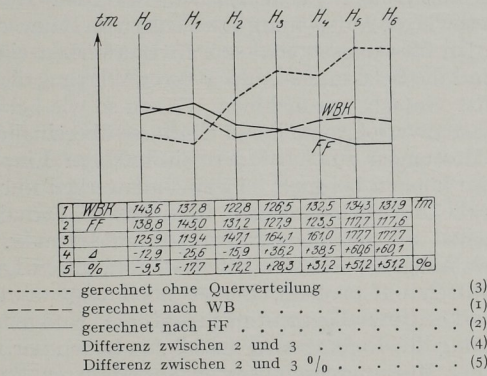


Abb. 14. Maximalmomente in Brückenmitte von Verkehrslast herrührend

gestellt sind, und zwar *mit* und *ohne* Berücksichtigung der Querverteilung. Zum Verständnis der Abbildung ist zu erwähnen, daß für die Mitte der Brücke besonders schwere Belastungen vorgeschrieben waren. Die Abminderung der Momente der mittleren Träger ist ganz bedeutend und der günstige Einfluß der Querverbände augenscheinlich.

Professor Dr.-Ing. L. KARNER, Zürich:

Ziel und Zweck von Messungen an ausgeführten Bauwerken sind zweifacher Art, einmal soll die technische Ausführung eines Baues überprüft werden, um durch Vergleich der rechnerisch ermittelten Werte der Spannungen und Deformationen mit den gemessenen die Richtigkeit der baulichen Durchführung nachzuweisen, zum anderen soll durch Messungen unter bestimmten Lasten, Temperatur usw. rück-schließende Grundlagen für die genaue Berechnung komplizierter Bauwerke gewonnen oder auch Fehler in den Berechnungsannahmen aufgedeckt werden. *Die Bewertung der Messungsergebnisse ist jedoch für beide oben angeführten Forderungen sehr von dem Baustoff bzw. der Bauweise abhängig.*

Im Eisenbau sind am ausgeführten Bauwerk alle Bemessungs- und Festigkeitswerte bekannt, Querschnitte und Trägheitsmomente können nachgerechnet und die Festigkeitswerte des Baustoffes geprüft werden, es ist somit möglich, die gewünschte Überprüfung der technischen Ausführung vorzunehmen, und bei entsprechender

Belastung ist auch der Nachweis möglich, daß das Bauwerk den gestellten Anforderungen entspricht. Ebenso kann das statische und dynamische Verhalten des Bauwerkes unter bestimmten Belastungsannahmen ermöglichen, theoretische Berechnungsgrundlagen zu überprüfen, sowie etwaige Fehler im Bauwerk durch Auswertung der Messungsergebnisse aufzufinden.

Im Eisenbetonbau sind im fertigen Bauwerk die Bemessungsgrößen nur mangelhaft zu bestimmen, da die aus verschiedenen Gründen auftretenden Rißbildungen, um nur ein Beispiel zu nennen, es verhindern, wirksame Querschnitte und Trägheitsmomente richtig in die Rechnung einzusetzen. Bei geringen Konstruktionshöhen, beispielsweise bei Platten spielt ferner die mehr oder weniger richtige Höhenlage der Armierung, die nicht nachprüfbar ist, eine bedeutende Rolle. Da auch die Festlegung der Festigkeitswerte infolge der Heterogenität des Baustoffes nur innerhalb weiter Grenzen möglich ist, können Messungsergebnisse an ausgeführten Eisenbetonbauten selten als absolut sichere Vergleichsgrößen zu den Rechnungswerten gelten. Die Messung kann daher höchstens den ersten Zweck erfüllen, die technisch richtige Ausführung angenähert zu überprüfen, während Rückschlüsse auf Berechnungsannahmen sowie die Aufsuchung von Fehlern im Bauwerk kaum möglich ist.

Um ferner aus den Messungsergebnissen an Bauwerken einwandfreie Schlüsse ziehen zu können, sind die Belastungen, unter deren Wirkung die Verformung untersucht wird, möglichst einfach anzunehmen. Genau so wie bei der Berechnung die Wirkung einzelner Lasten verfolgt und deren Einflüsse übereinander gelagert werden, so sollen auch bei Messungen tunlichst der Einfluß von Einzellasten untersucht werden. Beispielsweise können bei mehrteiligen Fachwerken nur durch Anbringung von Einzellasten wirkliche Aufschlüsse über das statische Verhalten solcher Trägerformen, über die dabei auftretenden Nebenspannungen usw. Aufschluß geben. Nebenher werden Belastungen durch verteilte Last und durch Lastgruppen, die den praktischen Verhältnissen entsprechen, immer noch angewandt werden, um die Eignung eines Bauwerkes ganz allgemein nachzuprüfen. Kommen wir daher auf die Schlußzusammenfassung des Referates A₄ zurück, so haben wir noch hinzuzufügen, daß die Bewertung der Messungsergebnisse an ausgeführten Bauwerken sehr vom Baustoff und der Bauweise abhängig ist. Rückschlüsse auf eine richtige technische Ausführung und auf richtige Annahme aller Berechnungsgrundlagen sind bei Stahlbauten viel genauer als bei Massivbauweisen, ebenso wie fehlerhafte technische Ausführungen oder fehlerhafte Berechnungsannahmen leichter bei ersterer Bauweise durch Messungen nachgewiesen werden können. Schließlich ist noch ganz besonders die Forderung aufzustellen, daß bei allen Messungen tunlichst einfache Belastungsfälle am besten durch Einzellasten den Messungen zugrunde gelegt werden, um ihre Wirkung auf die Verformung klar und eindeutig zu erhalten.

Direktor Dr.-Ing. KOMMERELL, Berlin:

Ich stimme mit Herrn BÜHLER darin überein, daß bei den dynamischen Beanspruchungen die Zeit eine sehr große Rolle spielt. Es ist aber sicher ein großer Unterschied, ob ich einen Stab in ununterbrochener Reihenfolge sehr schnell Zug- und Druckkräften aussetze oder ob ich ihn dazwischen wieder ruhen lasse. Ich halte es für fraglich, ob wir der experimentell nachgewiesenen Ermüdungsfestigkeit für unsere Ingenieurbauwerke eine so große Rolle beimessen dürfen wie der Maschinenbau, wo tatsächlich den Versuchen nahekommende Lastwechsel auftreten.

Die augenblicklich herrschende Berechnungsmethode, die dynamischen Einflüsse durch Beiwerte und die Einflüsse der Nebenspannungen und der Ungleichheit des Werkstoffes durch Annahme eines bestimmten Sicherheitsgrades — abhängig von der Streckgrenze des Werkstoffes — zu berücksichtigen, hat den großen Vorzug

der Einfachheit der Berechnung. So wichtig es erscheinen mag, bei unseren Brückenberechnungen auch die Gesetze der Dynamik anzuwenden, so muß man doch angesichts der ungeheuren Zahl von Bauwerken stets im Auge behalten, daß die Berechnungen nicht zu umständlich werden. Richtig scheint der Weg zu sein, durch möglichst feine Meßinstrumente und auch auf theoretischem Wege an charakteristischen Beispielen systematisch den dynamischen Einfluß unserer Fahrzeuge zu ergründen und womöglich in Einzeleinflüsse aufzulösen, damit man erkennt, ob wir alle Teile sicher genug oder ob wir einzelne Glieder nicht zu ungünstig berechnen. Dies muß dann auch dazu führen, die Anforderungen an die für die Praxis erforderlichen Meßinstrumente zu bestimmen. Es ist wohl möglich, daß wir bei unseren gewöhnlichen Brückenprüfungen mit viel weniger empfindlichen Meßinstrumenten auskommen; wir müssen aber erst mit den denkbar feinsten Instrumenten einen möglichst genauen Einblick in das Kräftespiel bekommen. Die feinen Instrumente sollen uns zur Eichung der für den täglichen Gebrauch bestimmten dienen.

Regelmäßig wiederkehrende Probelastungen, deren Meßergebnisse nicht ausgewertet werden, sind völlig zwecklos und zudem sehr teuer. Die Deutsche Reichsbahn ist daher schon seit längerer Zeit dazu übergegangen, Probelastungen nur noch bei neuen und verstärkten Brücken auszuführen. Die Ergebnisse werden den theoretischen Durchbiegungen, die an der Hand von Einflußlinien berechnet werden, gegenübergestellt.

An der Hand der Ergebnisse der bis jetzt vorgenommenen Messungen hat Herr BÜHLER eine Fülle von Aufgaben berührt, die ihrer Lösung und Erforschung harren. Auf dem Gebiet der Brückenmeßtechnik ist noch sehr viel zu tun und die Versuche kosten viel Zeit und Geld. Wenn auch sicher von großem Werte wäre, wenn sich verschiedene Forscher unabhängig voneinander mit den schwierigen Problemen beschäftigten, so glaube ich doch vorschlagen zu müssen, daß wir vorläufig die verschiedenen Gebiete, die Herr BÜHLER erwähnt hat, so aufteilen sollten, daß jedes Land sich zunächst auf ganz bestimmte Probleme konzentriert, und es wäre ein großer Gewinn unserer Tagung, wenn in dieser Richtung eine Verständigung stattfände.

Prof. Dr. Ing. M. ROß, Zürich:

Zur Bekräftigung der Ausführungen von Sektionschef A. BÜHLER über die Bedeutung der Messungen an ausgeführten Bauwerken nenne ich nachfolgend die Ergebnisse der von der Eidg. Materialprüfungsanstalt in den Jahren 1924 bis 1928 durchgeführten Verformungs- und Spannungsmessungen an zwei Gruppen hochgradig statisch unbestimmter Eisenbeton-Tragwerke:

1. Eingespannte Bogen,
2. Pilzdecken.

Die rechnerische Ermittlung der Spannungen und Verformungen so hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke aus Eisenbeton ist äußerst zeitraubend und genau praktisch unmöglich. Desto wertvoller sind die Ergebnisse der Messungen am ausgeführten Bauwerk.

1. *Eingespannte Bogen*. In den Jahren 1924 bis 1928 wurden die weitgespannten Bogenbrücken über die *Urnäsch bei Hundwil*, Kanton Appenzell (Abb. 15), und über die *Limmat in Baden*, Kanton Aargau (Abb. 16), Versuchen durch Belastungen im Bogenscheitel und Bogenviertel unterzogen, einmal ohne (Abb. 17 und 18) und sodann mit Überbau (Abb. 15 und 16). Aus dem Vergleich der so gewonnenen Ergebnisse, erstens am dreifach statisch unbestimmten Bogentragwerk (Bogen ohne Überbau) und sodann am hochgradig statisch unbestimmten Bogenträger (Bogen mit Überbau) ist es möglich, auf die *entlastende Wirkung des Überbaues auf den Bogen allein*, so wie er berechnet und dimensioniert wird, zu schließen. Die Er-

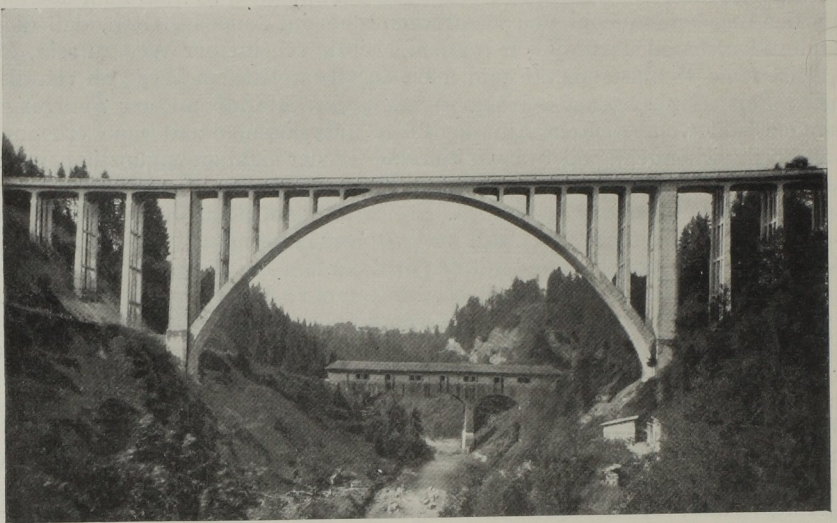


Abb. 15

Hundwilertobelbrücke über die Urnäsch, Kt. Appenzell. Stützweite 105 m. Höhe über Talsohle 73 m. Nach eigenem Entwurfe erbaut von Ed. Züblin & Co. A. G. Zürich-Basel, 1924/25. Bauleitung: A. Schläpfer, Kantonsingenieur, Herisau

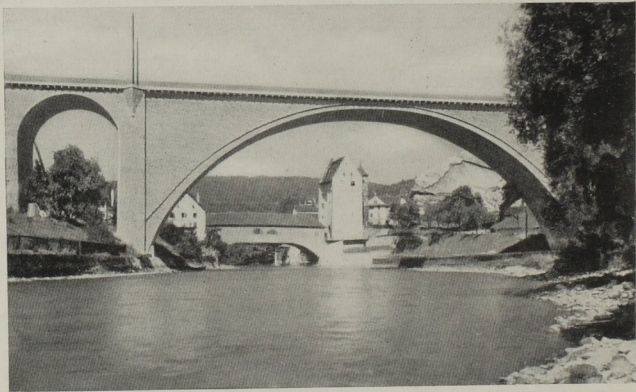


Abb. 16

Hochbrücke Baden-Wettingen, Kt. Aargau, 1925/26. Stützweite 68 m, Höhe über Wasserspiegel 28 m. Entwurf: J. Bolliger & Co., Ingenieurbureau, Zürich. Unternehmung: T. Bertschinger A. G. & Ingenieurbureau Rothplatz & Lienhard. Bauleitung: Kantonsingenieur E. Wydler

gebnisse dieser Messungen sind für die Hundwilertobelbrücke in den Abb. 19 und 20 und für die Hochbrücke Baden-Wettingen in den Abb. 21 und 22 zur Darstellung gebracht. Die Abb. 23 bezieht sich auf die im Jahre 1928 durchgeführten Messungen an der neu erbauten *Tavanasa-Brücke über den Rhein*, Kanton Graubünden (Abb. 24). Da diese letzteren Belastungsversuche nur am Bogen mit Überbau durchgeführt



Abb. 17

Hundwilertobelbrücke. Bauzustand Ende Dezember 1924

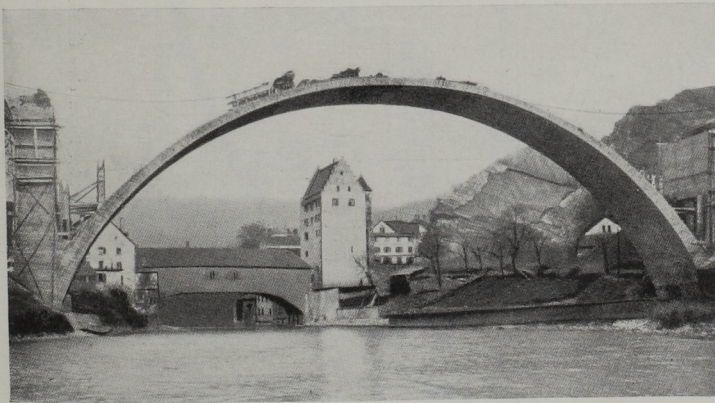
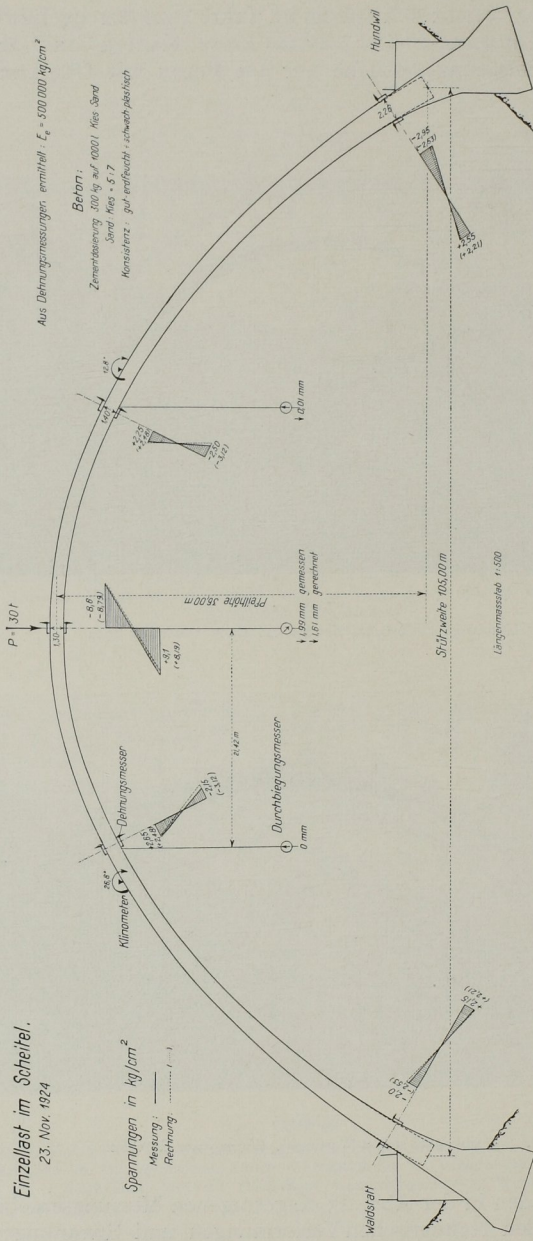


Abb. 18

Hochbrücke Baden-Wettingen. Bogen ohne Überbau

worden sind, ist aus den in der Abb. 23 eingetragenen Messungsergebnissen nur ein Vergleich zwischen den rechnerischen Verformungen und Spannungen des Bogens ohne Überbau und den wirklich gemessenen des Bogens mit Überbau möglich. Zufolge des Vergleichs der rechnerischen Spannungen mit den gemessenen für den Bogen ohne Überbau bei der Hundwilertobelbrücke und Hochbrücke Baden-Wettingen, welcher Vergleich eine praktisch gute Übereinstimmung zeigt, ist es zulässig,



Einzelast im Scheitel.
23. Nov 1924

Spannungen in kg/cm^2
Messung: ———
Rechnung: ······

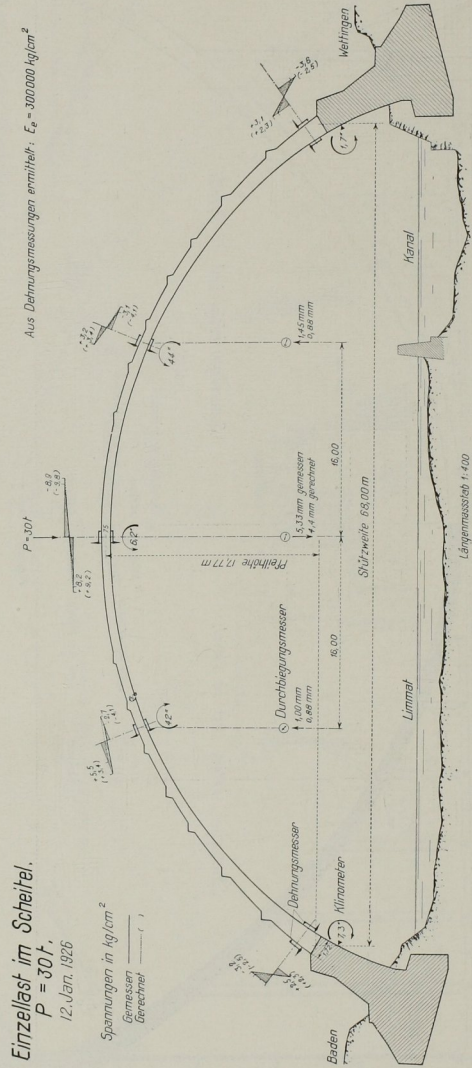
Aus Dehnungsmessungen ermittelt: $E_s = 500.000 \text{ kg/cm}^2$

Beton:
Zementleistung 300 kg auf 1000 l Kies Sand
Sand Kies = 5:17
Konsistenz: gut erdfeucht - schwachsteif

Abb. 19

Hundswilertobelbrücke. Bogen ohne Überbau, Einzelblatt $P = 30t$ im Scheitel. Messungsergebnisse

auch bei der Tavanasa-Brücke die erwähnten rechnerischen und wirklich gemessenen Werte gegenüberzustellen. Die weitgehende entlastende Wirkung des Überbaues auf den Bogen tritt deutlich in Erscheinung und sie ist je nach der Art der Ausbildung und der Steifigkeitsverhältnisse des Überbaues auch verschieden groß. In



Hochbrücke Baden-Wettingen. Bogen ohne Überbau. Einzelblatt $P = 30t$ im Scheitel. Messungsergebnisse

Abb. 21

Zahlen ausgedrückt belaufen sich diese auf die jeweiligen rechnerischen Größen bezogenen Entlastungen:

Hundwilertobelbrücke,	Entlastung
Größte Randfaserspannungen (Bogenscheitel, Viertel und Kämpfer)	30 bis 60%
Größte lotrechte Durchbiegungen (Bogenscheitel)	rund 50%

Hochbrücke Baden-Wettingen,

Größte Randfaserspannungen	75 bis 90%
Größte lotrechte Durchbiegungen	rund 95%
Größte Drehungen (Bogenviertel)	rund 90%

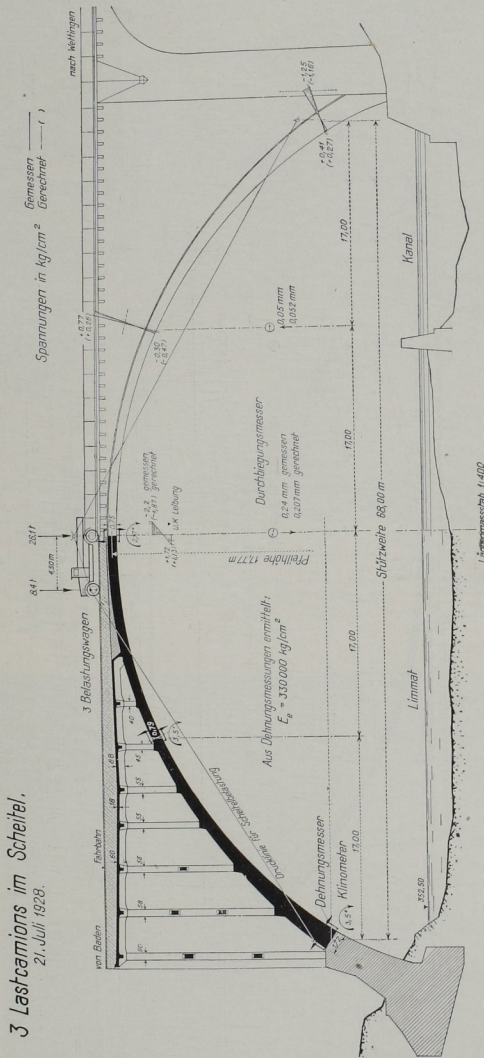


Abb. 22 Hochbrücke Baden-Wettingen. Bogen mit Überbau. 3 Camions im Scheitel. Messungsergebnisse

Rheinbrücke Tavanasa,

Größte Randfaserspannungen	50 bis 75%
Größte lotrechte Durchbiegungen	60%

2. Pilzdecken. Aus den in den Jahren 1925 bis 1927 durchgeführten eingehenden Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen mit den Pilzdecken in Chiasso, Basel, Mülhausen (Elsaß) und Zürich (Abb. 25), wobei gleichmäßig verteilte Belastung

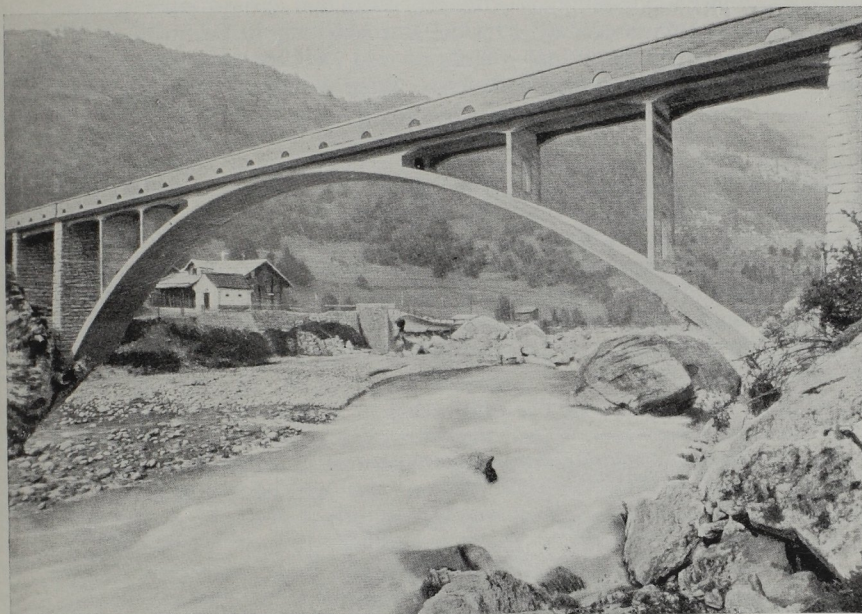


Abb. 24

Rheinbrücke bei Tavanasa. Ansicht. Entwurf: Ing. W. Versell, Chur. Bauunternehmung: B. & C. Caprez, Chur & Arosa.
Bauleitung: Obering. J. Solca, Chur

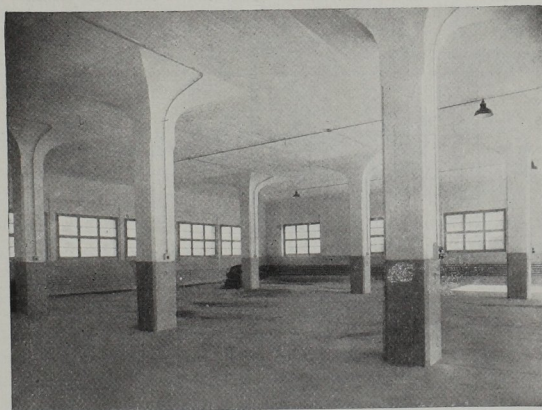


Abb. 25

Pilzdecken. Kehrlichtverbrennungsanstalt Zürich. Entwurf und Bauleitung: Ingenieur R. Maillart, Genf

ganzer Pilzdeckenfelder bis zu 2000 kg/qm, sowie wandernde Einzellasten bis zu 6,5 t zur Auswirkung gelangten (Abb. 26), kann auf Grund einer praktisch sehr gut brauchbaren Näherungsformel für die Durchbiegung in Feldmitte δ_m bei voller gleichmäßig verteilter Belastung p eines ganzen Deckenfeldes, dessen theoretische Stützweiten l_x und l_y betragen und dessen Trägheitsmoment von der Größe J ist,

$$\delta_m = \frac{p (l_x^4 + l_y^4)}{552 E \cdot J}$$

der Wert des Elastizitätsmoduls E ermittelt werden. Legt man den so errechneten E -Modul der Bestimmung der Randfaserspannungen aus den gemessenen Randdehnungen und somit der Ermittlung der Biegemomente zugrunde, so ergeben sich die in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellten Größtwerte der Momente für die Feldmitte (Feldmoment) und für die der Mitte zwischen den Säulen (Gurtmoment). Den so aus den Messungen abgeleiteten Momenten wurden die nach H. MARCUS rechnerisch ermittelten gegenübergestellt. Die Übereinstimmung ist eine sehr befriedigende.

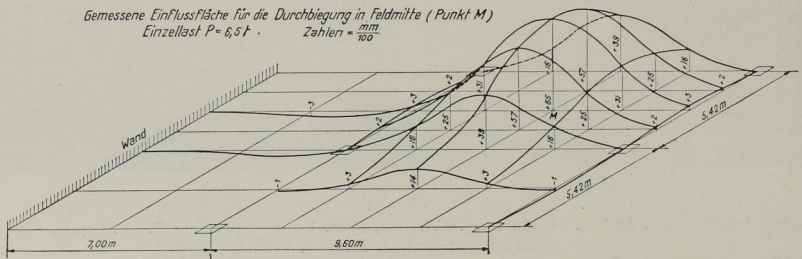


Abb. 26

Pilzdecken, Kehrlichtverbrennungsanstalt Zürich. Messungsergebnisse

Pilz-Decken

Ort	Zeit	Probe-Belastung		Nutzlast p	Plattenstärke	Feldweiten l_x und l_y	Gemessene bzw. abgeleitete Durchbiegung in Feldmitte f. Feldbelastung m. Nutzlast	Elastizitätsmodul	Beiwerte n M für Streifenbelastung $= \frac{p l^2}{n}$				Entwurf	
		t/qm	t						Feldmitte		Gurtmitte			
				t/qm	cm	m	mm	t/cqm	Mess.	Rech.	Mess.	Rech.		
Chiasso	X. 1925	2,0	2,0	23	5,0	5,2	3,1	169	37,4	33,6	24,6	22,4	R. MAILLART	
Basel	XI. 1926	2,0	2,0	22	5,0	4,3	1,7	243	34,6	32,4	21,6	21,6	Dr. M. RITTER	
Mulhouse	I. 1927		5,0	0,5	23	8,0	7,0	2,2	257	32,6	31,5	23,3	21,0	Dr. M. RITTER
Zürich	XII. 1927		6,5	1,0	29	9,6	5,4	2,1	389	26,8	31,7	24,0	21,1	R. MAILLART

BÜHLER:

Zu den Ausführungen der Diskussionsredner möchte ich zusammenfassend bemerken, daß ich die Auffassung von Herrn Reichsbahndirektor KOMMERELL (Berlin), die Dauerfestigkeit spiele bei der Bemessung keine Rolle, nicht ganz teilen kann, indem ansonst zahlreiche Brucherscheinungen bei älteren Brücken nicht erklärt werden könnten. Hingegen stimme ich mit ihm überein, was die dynamischen

Erscheinungen an den Brücken anbelangt. Es wird wohl unmöglich sein, diese stets und in allen Beziehungen in den Berechnungen zum Ausdruck zu bringen, weshalb es angezeigt wäre, zu international anerkannten Bautypen zu gelangen, um so mehr als es ausgeschlossen ist, bei der Fülle der Bauaufgaben alle Entwürfe „ab ovo“ stets gleich gut zu studieren. Auch die Bemerkungen betreffend die Meßapparate (einfache, die sich aus den feinsten Instrumenten herleiten lassen) halte ich für zutreffend.

Die Beispiele von Herrn Direktor Roš (Zürich) beweisen sicherlich die Wichtigkeit der Messungen an Bauwerken; sie zeigen ebenfalls deutlich, wie unvollkommen unsere Berechnungsmethoden eigentlich noch sind. Die Beweiskraft seiner Darlegung wäre indessen wohl ein Vielfaches, wenn nicht die Entlastung der Gewölbe, die uns weniger interessiert, als vielmehr die Mehrbelastung der Aufbauten angegeben worden wäre.

Die Anregung von Herrn Professor KARNER (Zürich) begrüße ich sehr. Als „Punkt 4“ der Schlußfolgerungen meines Referates könnte daher auch im Sinne der dortigen Darlegungen aufgenommen werden:

4. Der Wert der Messungen an Bauwerken ist derzeit noch ein relativer. Bei eisernen Bauwerken sind die Voraussetzungen der Theorie und Praxis am besten erfüllt, um sichere Schlüsse ziehen zu können. Bei den massiven Bauten sinkt die Sicherheit der Beurteilung erheblich, weil die wirksamen Querschnitte und Trägheitsmomente nicht genau zu ermitteln sind und die Voraussetzung der Homogenität der Materialien fehlt. Beim Holzbau wird der Wert durch die Nachgiebigkeit der Verbindungen und durch die vorerwähnten Umstände weiter herabgesetzt.

Zusammenfassend möchte ich daher feststellen, daß die Kongreßteilnehmer mit dem Inhalt meines Referates einig gehen und insbesondere den großen Wert der Messungen an Bauwerken anerkennen. Ich hoffe daher, daß das Meßwesen sich weiter verbreitet und daß insbesondere den jüngeren projektierenden Ingenieuren Gelegenheit gegeben werden möge, aus dem Bureau herauszutreten und das Werk, die Frucht ihrer Studien zu sehen, nachzuprüfen und so die Anregung und den Eifer zu Verbesserungen und Vervollkommnungen für neu zu erstellende Bauwerke heimzubringen. Wo es nötig ist, möge das Referat denjenigen eine Unterstützung bieten, denen bei der Anforderung der für solche Messungen erforderlichen Geldmittel etwelche Schwierigkeiten begegnen.

Professor Dr.-Ing. W. GEHLER, Dresden (Vorsitzender):

Wir danken nicht nur dem Herrn Berichtstatter, sondern auch den Herren Diskussionsrednern für ihre wertvollen Darlegungen. Unser Dank gilt vor allem den schweizerischen Fachgenossen, deren Versuche an Bauwerken als vorbildlich zu bezeichnen sind. Das von Herrn Roš vorgeführte Beispiel der Messungen an massiven Bogenbrücken, sowohl vor, als auch nach Aufbringung der Überbauten, sind besonders lehrreich. In erster Linie ist unser Ziel, zweckmäßige Bauwerke zu schaffen, selbst dann, wenn dadurch eine höhere statische Unbestimmtheit, ja sogar eine statische Unklarheit in Kauf genommen werden muß. Die Gewölbeaufbauten wirken nicht nur lastverteilend, sie sind auch günstig hinsichtlich der Stoßwirkungen. Sie verschleiern aber die Kraftwirkung oft derart, daß nur durch die Messung an Bauwerken selbst ein Aufschluß erzielt werden kann. Auch das von Herrn FALTUS aufgerollte Problem der Lastverteilung im Quersinn ist ein bemerkenswertes Beispiel für die Bedeutung der Messungen an Bauwerken.