Zeitschrift: IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen
Band: 6 (1940-1941)

Artikel: Ausnutzung des Zusammenwirkens von Bogen und Aufbau
Autor: Fischer, U.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-7091

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: 27.07.2025

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

AUSNÜTZUNG DES ZUSAMMENWIRKENS VON BOGEN UND AUFBAU.

LA COLLABORATION ENTRE LES ARCS ET LEUR SUPERSTRUCTURE.

UTILISING THE COMBINED EFFECT OF ARCH AND SUPERSTRUCTURE.

Prof. U. FISCHER, Techn. Hochschule, Breslau.

Eines der hervorstechendsten Merkmale des Baustoffs Eisenbeton ist seine Eigenschaft, alle Einzelteile eines Bauwerks zu einem „monolithischen" Ganzen zu verbinden. Die Baustoffe Stahl und Holz sind schon vermöge ihrer Herkunft auf das Zusammenfügen einzelner Stäbe angewiesen, das biegungssteife Zusammenwirken solcher Teile bedarf besonderer Konstruktionsmaßnahmen. Dagegen wachsen Eisenbetonbauteile selbsttätig sehr starr zusammen und es bedarf umgekehrt verhältnismäßig komplizierter Maßnahmen, um dieses Zusammenwirken zu verhindern. Diese Eigenschaft ist schon frühzeitig als großer Vorzug dieses Baustoffs erkannt worden, wir verdanken ihr die einfache, selbsttätige Erzeugung hervorragender Konstruktionselemente wie des Plattenbalkens, die unübertroffene Eignung des Eisenbetons zu Raumtragwerken u. s. f. Allerdings stellte die außerordentliche Kompliziertheit der so entstehenden Systeme den Statiker zunächst vor fast unlösbare Aufgaben. Man war deshalb gezwungen, sehr weitgehende Vereinfachungen vorzunehmen und hat dank der Anpassungsfähigkeit des Eisenbetons damit erfolgreich arbeiten können. Das Bestreben der Ingenieure ging jedoch im Hochbau immer darauf aus, dieses monolithische Zusammenwirken nutzbar zu machen, und es kann wohl gesagt werden, daß im Hochbau die meisten dieser Probleme mindestens mit brauchbaren Näherungen lösbar sind und angewendet werden, wenn auch zur Rechnungsvereinfachung nicht immer Gebrauch davon gemacht wird.

Es ist verwunderlich, daß diese offensichtlich so klar hervortretende Eigenschaft des Eisenbetons beim Bau massiver Bogenbrücken am wenigsten Berücksichtigung gefunden hat, wo doch der Eisenbeton als „biegefester Stein" seine größten und stolzesten Triumphe feiern konnte. Die Literatur über die Statik dieser Tragwerke ist auch heute noch völlig beherrscht von der „klassischen" Trennung in Bogen, Aufbau (bezw. Hängestangen) und Fahrbahntafel. Man forscht mit subtiler Genauigkeit nach den kleinsten Einflüssen auf den herausabstrahierten Bogen und übersieht offensichtlich, daß das monolithische Zusammenwirken mit dem Aufbau diese Ergebnisse in den meisten Fällen vollkommen unzutreffend macht. Es erscheint überhaupt für die ganze Weiterentwicklung der Eisenbetonbogen von grundsätzlicher Wichtigkeit, daß die theoretische Behandlung dieser Tragwerke gleichfalls auf die im Hochbau und bei Platten- und Balkenbrücken (Trägerroste) so ungemein fruchtbare, monolithische Betrachtungsweise umgestellt wird. Diese Gesichtspunkte sind keineswegs neu, der Verfasser hat an anderer Stelle (3) in kurzen Zügen den Werdegang der bei Berücksichtigung des Auf-

baus entstehenden drei wichtigsten Brückensysteme beschrieben. Alle Brücken mit massivem Aufbau oder mit aufgelöstem Aufbau aus Längswänden werden automatisch zu „Bogenscheiben", solche mit einem Aufbau aus Querwänden oder Stützen zu „versteiften Stabbogen". Der „Rippenbogen unter Mitwirkung der Fahrbahn" stellt eine Zwischenlösung dar.

Es liegt auf der Hand, daß die „klassische" Trennung und damit die reine Bogentheorie dort noch die beste Übereinstimmung zeigen wird, wo der Aufbau sehr hoch und schlank ist, der Bogen jedoch verhältnismäßig starr ausgeführt wird. Gedrungene Aufbauten wirken, auch mit schlanken Stützen und durch Fugen getrennten Stirnmauern, sehr stark mit. Diese Zusammenhänge sind jedoch noch nicht geklärt, insbesondere scheinen die aus Bogen, Stützen und Fahrbahn entstehenden, geschlossenen Rahmen einen weitgehenden Einfluß auszuüben. Es kann eingewendet werden, daß die Bogen vielfach vor Aufbringung des Aufbaus ausgerüstet werden, so daß die Bogenverformung zu einer Zeit stattfindet, wo der Aufbau noch weich und anpassungsfähig ist. Diese Spannungstrennung verliert sich jedoch mit wachsendem Einfluß des Schwindens und Kriechens, für die Nutzlast ist ohnehin nur das monolithische Bauwerk maßgebend.

Bogenscheiben.

Die Theorie der Bogenscheibe kann heute als weitgehend geklärt angesehen werden. Eines der ersten Beispiele, dessen Berechnung im wesentlichen veröffentlicht wurde, ist die vom Verfasser entworfene und berechnete Neckarbrücke der Reichsautobahn bei Unterboihingen aus dem Jahre 1934 (13). Im selben Jahre hat Bay (1) nachgewiesen, daß diese Rechnungsart mit Ausnahme eines kleinen Zwickels über dem Kämpfer den Spannungszustand in den Scheiben zutreffend erfaßt. Bei der Betrachtung der Bewehrungsbilder dieser Brücke fällt noch die große Zahl von Abbiegungen auf. Bei jener Brücke wurde noch in Anlehnung an ältere Konstruktionsregeln der Einfluß der Normalkräfte und Momente auf die Schubspannungen aus Verkehr vernachlässigt. Diese Lücke wurde durch die vom Verfasser abgeleiteten Einflußlinien für die reduzierten Schubkräfte (4) geschlossen. Bei neueren Ausführungen solcher Scheiben kommt man nun ganz ohne Abbiegungen aus, für die kleinen noch auftretenden Schubkräfte genügt eine entsprechende Verbügelung. Damit ist auch der an anderer Stelle in der Literatur als Nachteil der Bogenscheibe vorgebrachte Einwand, daß diese Abbiegungen umständlich zu verlegen seien, hinfällig geworden.

Die Bogenscheibe vereint den Vorteil der Balken- und Bogenbrücke insofern, als sie die kleinen Betonmassen der ersteren mit den geringen Stahlmengen der zweiten Art kombiniert. Dazu kommt, daß durch Anhängen von Auslegern an die Endscheiben die Widerlagerflügel gespart werden können. Als Beispiel seien genannt (Belastung durchweg nach der deutschen DIN 1072, Kl. I):

Scheibe mit unterer Gewölbeplatte.

$l = 60$ m, $f = 5{,}50$ m, Gewölbe 0,32 m stark, Scheiben 0,40 m stark in 4,65 m Abstand, kreuzweise bewehrte Fahrbahnplatte mit Schrägen 0,20 m stark.

Betonbedarf: 0,62 m^3/m^2 Grundriß.

Stahlbedarf einschließlich Gelenke u. s. f.: 61 kg/m^2.

Schalung einschließlich geschlossener Lehrgerüstfläche: 4,0 m^2/m^2.

„Verdeckter Spitzbogen“ nach Fig. 1 ohne untere Platte.
$l = 48{,}6$ m, $f = 4{,}80$ m.
Betonbedarf: 0,80 m^3/m^2.
Stahlbedarf: 40 kg/m^2.
Schalung einschließlich Lehrgerüstfläche: 2,5 m^2/m^2.

Die Massen ändern sich bei steigender Stützweite nur sehr langsam, da die Höhe der Scheiben dabei außerordentlich wirksam wächst.

Die Bogenscheibe kommt naturgemäß nur für flache Gewölbe in Frage, zufolge der großen Trägheitsmomente ist ihre Anwendung an das Dreigelenksystem gebunden, da sonst die unproduktiven Spannungen aus Temperatur und Schwinden viel zu groß werden. Eine erste Ausnahme von dieser Regel stellt die „Duca d'Aosta“-Brücke in Rom dar (2), die 100 m Lichtweite mit sehr eng liegenden Bogenscheiben überspannt. Allerdings ist zu vermuten, daß eine solche Ausführung sich nicht in jedem Klima bewähren wird. Die mittleren Jahresmaxima bezw. -minima betragen für Rom $+35^0$ C und -3^0 C, während beispielsweise Ostdeutschland $+33^0$ C und -18^0 C aufweist. Die Unterkühlung unter die Herstellungstemperatur ist im Verein mit dem Schwinden der weitaus gefährlichere Faktor gegenüber einer etwaigen Erwärmung. Der Beton nimmt als schlechter Wärmeleiter die Kälte nur sehr langsam an, so daß die Dauer des Frostes unter Umständen wichtiger ist als das absolute Minimum. Auch hierin liegen die Verhältnisse bei maritimem Klima viel günstiger als bei kontinentalem.

Beim Entwurf der Bogenscheiben haben sich einige konstruktive Gesichtspunkte als besonders fruchtbar erwiesen. Da mit Ausnahme einer kleinen Partie am Scheitel die Scheibe einen durch exzentrische Normalkraft beanspruchten Querschnitt darstellt, dessen Zugseite stets oben liegt, so ist die wirksamste Laststellung, wie auch aus den Einflußlinien ohne weiteres hervorgeht, über dem Scheitel. Die Stützlinie ist dann die Linie *SA* oder *SB*. Es gilt nun, die Unterkante möglichst nahe an diese Linie heranzubringen, damit rückt die gesamtresultierende Druckkraft rasch ins Innere des Querschnitts. Dieser Absicht kommt man mit einem Spitzbogen näher als mit anderen Bogenformen. Die reduzierte Schubkraft in einem Scheibenschnitt ist nach Mörsch (10):

$$b_0 \cdot \tau_0 = \frac{Q}{z} - \frac{N}{z} \cdot tg(\alpha - \delta) - \frac{M}{z^2} \cdot tg(\alpha - \delta).$$

Die Schubkraft wird also mit dem Anwachsen von tg $(\alpha - \delta)$ rasch kleiner. Auch dieser Gesichtspunkt spricht dafür, die Unterkante bis zum Scheitel in einer möglichst kräftigen Neigung zu halten, also ebenfalls für den Spitzbogen. Diese Vorteile hat Maillart (6) schon des öfteren bei seinen Rippenbogen mit Erfolg verwertet. Die äußere Erscheinung ausgesprochener Spitzbogen ist nun an vielen Stellen architektonisch unerwünscht. Indem man die kreisförmige Unterkante mit einer dünnen Schürze weiterführt, kommt man zum „verdeckten Spitzbogen“, einer sehr wirtschaftlichen und gefälligen Konstruktionsform (Fig. 1). Die Unterkante der Bogenscheiben wird stets nach einem Kreis gebildet, jede Formberechnung, etwa aus Stützlinien, ist überflüssig. Beim verdeckten Spitzbogen besteht also die statisch in Rechnung zu stellende Bogenleibung aus einem Kreiszylinder, der von Ebenen berührt wird. Am Scheitelpunkt soll das Gewölbe möglichst dünn und breit auseinandergezogen werden, dies ermöglicht eine hohe Gelenklage und macht die Anordnung sehr schmaler, wirtschaftlicher Gelenkbänder aus gewöhn-

lichen Flußstahlblechen möglich. Ein Gelenkband aus zwei Blechen 3/10 cm trägt z. B. auf 1 m Länge 145 t und hat ein Leistungsgewicht von nur 0,35 kg/t.

Die konsequente Fortführung des Spitzbogenprinzips führt dazu, die Unterkante der Scheibe überhaupt vom Scheitel zum Kämpfer geradlinig zu führen. Aus der Bogenscheibe wird damit die Dreieckscheibe, für die sämtliche möglichen Resultierenden immer weit im Querschnitt verlaufen werden. Diese Form erfordert fast keine Zug- und Schubbewehrung mehr und ist trotzdem sehr überlastbar und steif. In ihrer äußeren Erscheinung dürfte jedoch die Dreieckscheibe unangenehm wirken, eine verdeckende Bogenform würde sehr schwerfällig. Es ist seit den ersten Zeiten des Eisenbetonbaus bekannt, daß man alle Bogen- und Rahmenarten mit Fußgelenken durch Einschalten von Zugbändern zu Balken machen kann. Versieht man

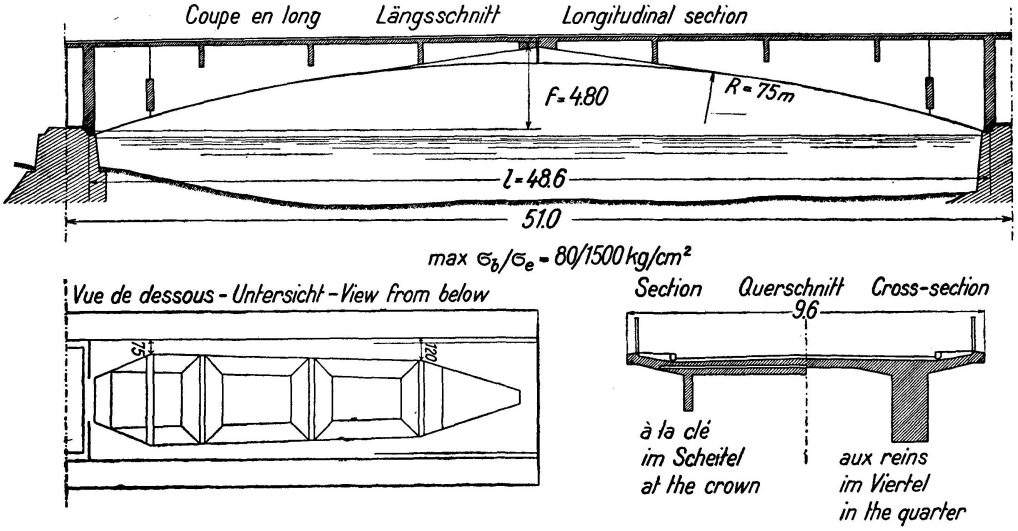

Fig. 1

die Dreieckscheiben mit diesem Zugband, das sich naturgemäß selbsttätig spannt, so entsteht eine neue, sehr leistungsfähige Balkenform. In Fig. 2 ist ein derartiger Entwurf gezeigt. Die wichtigsten Daten sind:

l = 25 m, Konstruktionshöhe = 1,50 m.
Statische Höhe = 1,30 m.
Betonbedarf: 0,50 m^3/m^2.
Stahlbedarf: 88 kg/m^2 (einschließlich Gelenke u. s. f.).
Schalungsbedarf: 1,75 m^2/m^2.
Durchbiegung unter der max. Verkehrslast: $\sim \frac{1}{400} l$

Zum Vergleich sei der Bedarf einer normalen Ausführung mit hochwertigem Stahl von gleicher Konstruktionshöhe angegeben:

Beton: 0,48 m^3/m^2.
Stahl: 120 kg/m^2.
Schalung: 2,0 m^2/m^2.

Wie der Verfasser an anderer Stelle (5) erwähnt hat, dürften derartige „Sprengwerksysteme" dem Wesen des Betons besser entsprechen als ihre Umkehrung, die „Hängewerke".

Für schiefe Brücken ergeben Dreigelenkbogen stets gewisse Schwierigkeiten bei der Gelenkanordnung. Da man die Bogenscheiben in ihrer Form

sehr freizügig gestalten kann, so erlauben sie, besonders ohne untere Gewölbeplatte, eine einfache Lösung für schiefe Brücken. Fig. 3 zeigt eine derartige Brücke. Die Gelenke sitzen senkrecht zur Straßenachse, die Scheitel der Leibungskreise liegen jedoch, parallel versetzt, über der Flußachse. Für die Bogenscheiben liegt daher das Scheitelgelenk nicht in der Mitte, was jedoch auf die inneren Spannungsverhältnisse nur wenig Einfluß ausübt, da die Bogenscheibe auch große Unsymmetrie leicht verträgt. Die Querträger

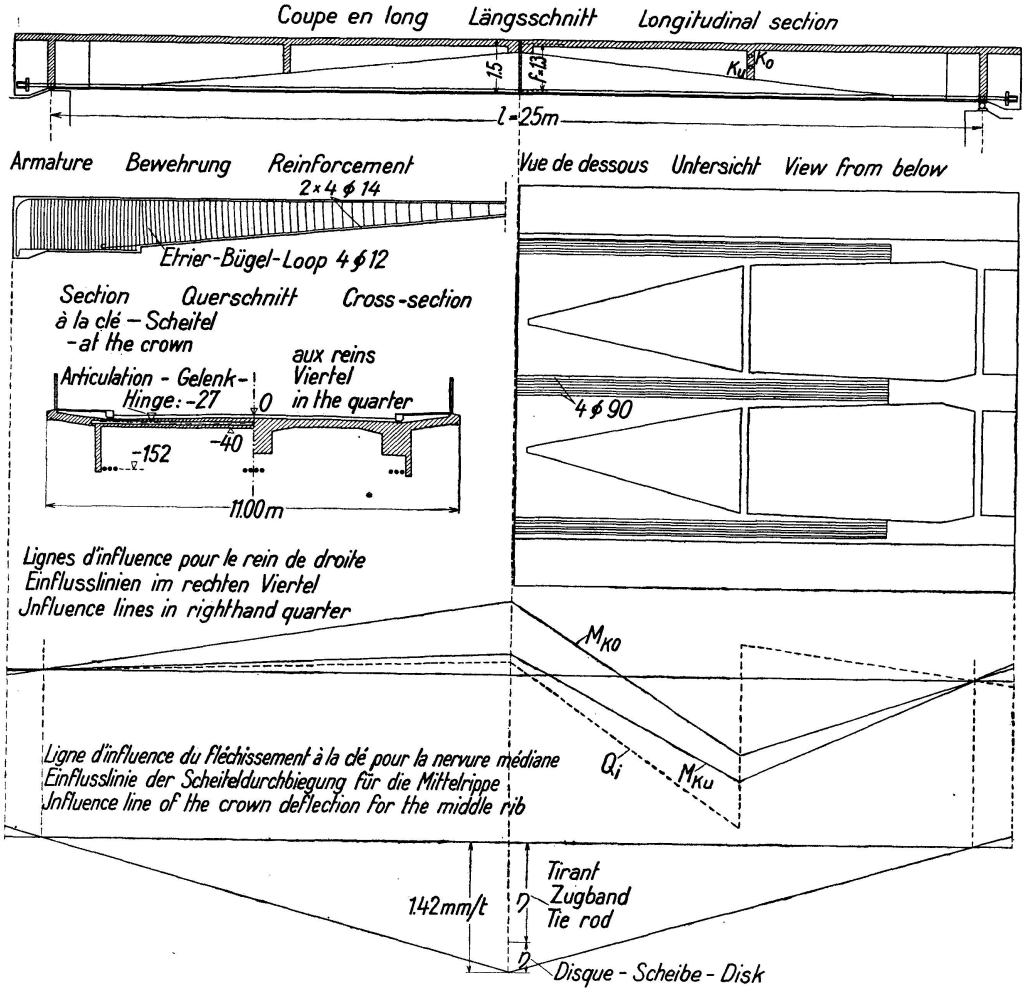

Fig. 2

werden, um Punkte fast gleicher Durchbiegung zu verbinden, so gelegt, daß ihre Achsen sich mit den Gelenklinien in einem Punkte schneiden.

Auf die Brückenbauwerke wirken in der Natur eine große Zahl von Einflüssen, die alle zu gewissen Formänderungen des Baustoffs Anlaß geben. Der Verfasser überwacht nun seit geraumer Zeit eine Anzahl Balken- und Bogenbrücken fortlaufend auf ihre Biegelinien, um sich über das statische Verhalten mehr Klarheit zu verschaffen. Dabei ergeben sich teilweise sehr überraschende Ergebnisse, die bestätigen, daß die meisten Brücken unabhängig von etwaigen Differenzen der Betongüte zwischen Bogen und Aufbau als monolithische Bauteile wirken. Über die Gesamtergebnisse soll an anderer Stelle zusammenhängend berichtet werden, es sollen hier nur einige wichtige Feststellungen an Bogenscheiben und Bogenbrücken alter Bauart herausgegriffen werden. Zur Beobachtung wurden beim Betonieren an ge-

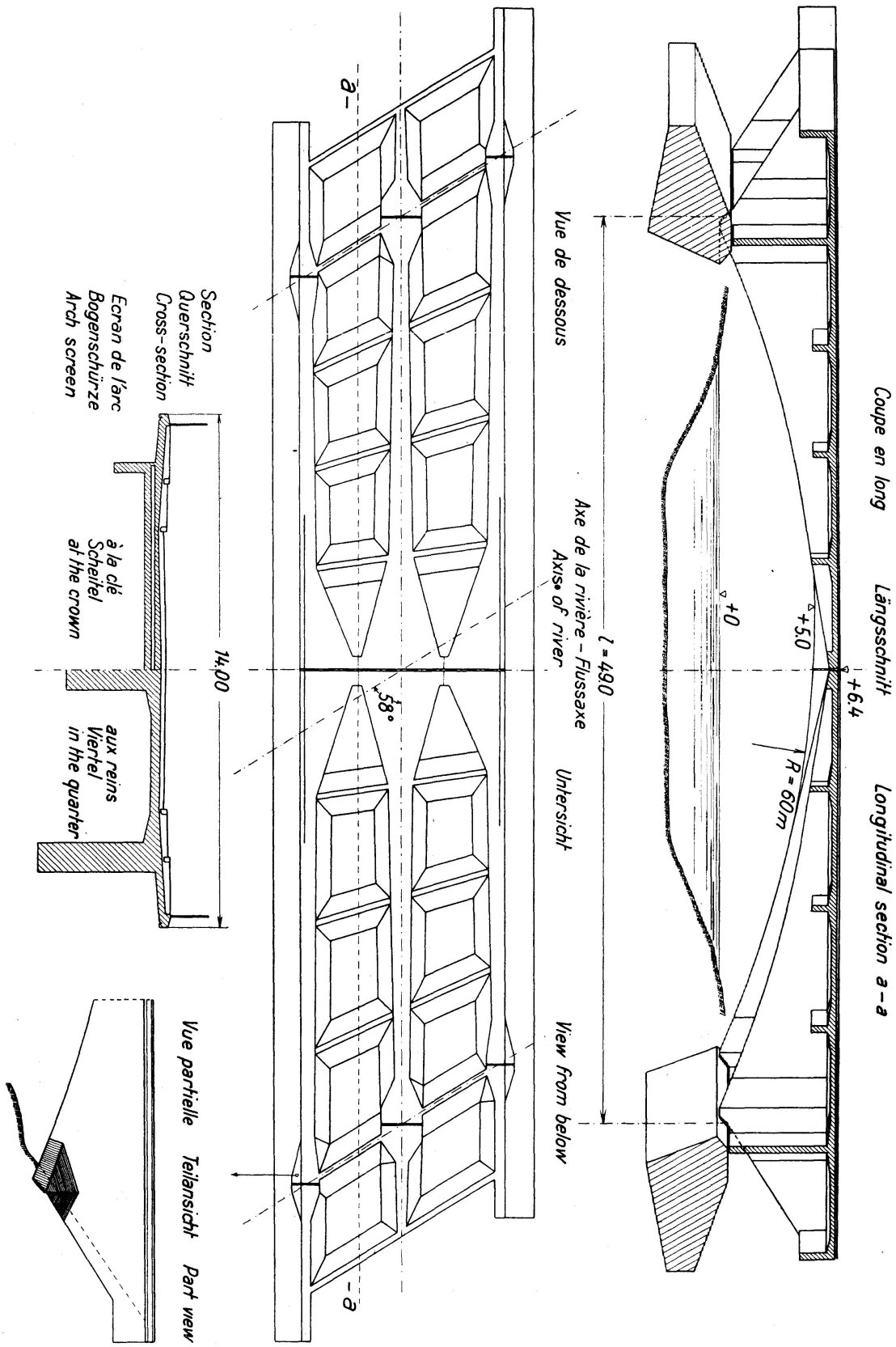
Coupe en long
Längsschnitt
Longitudinal section a – a
+6.4
+5.0
+0
R = 60m
l = 49.0
Vue de dessous
Axe de la rivière – Flussaxe
Axis of river
Untersicht
View from below
a –
– a
58°
Section
Querschnitt
Cross-section
Ecran de l'arc
Bogenschürze
Arch screen
à la clé
Scheitel
at the crown
aux reins
Viertel
in the quarter
14.00
Vue partielle
Teilansicht
Part view

Fig. 3

eigneten Stellen Meßpunkte mit Schutzhüllen eingesetzt, die vor dem Ausrüsten zum ersten Male ausgemessen werden. Eine Öffnung wird mindestens durch 4, am besten 8—10 Meßpunkte gleichen Abstands unterteilt. Mit Hilfe sehr scharfer Nivellements wird die Biegelinie in beliebigen Zeitabständen neu aufgenommen. In den so erhaltenen Linien sind nun eine große Zahl verschiedener Einflüsse überlagert enthalten. Zu ihrer Trennung hat der Verfasser das sogenannte „Kennlinienverfahren" entwickelt. Es beruht auf folgendem Gedanken: Jedem Verformungseinfluß kommt eine ganz spezifische Form einer Biegelinie zu. Man kann diese Biegelinienform zunächst ganz unabhängig von der tatsächlichen Größe der gesuchten Zahl (z. B. Dauerwiderstandsmodul $D = 1$) ableiten. Die Ordinaten einer gemessenen Linie stellen nun an jedem beliebigen Punkte die Summe der entsprechenden Kennlinienordinaten, vervielfacht mit der tatsächlichen Größe der gesuchten Einheit, dar. Durch Herausgreifen von soviel beliebigen, aber möglichst charakteristisch verschiedenen Punkten, als man Unbekannte hat, lassen sich ebensoviel Gleichungen gewinnen und daraus rückwärts die entsprechenden Zahlen berechnen. Als Beispiel sei eine Bogenscheibe von $l = 60$ m, $f = 5{,}50$ m gezeigt. Die Verformungseinflüsse und Kennlinien sind:

1. Senkrechte Setzung der Widerlager:
   Statisch ohne Einfluß, leicht eliminierbar.
2. Für ein waagrechtes Ausweichen der Widerlager (a)
   Kennlinie von gleicher Form wie für
   b) Schwinden,
   c) gleichmäßige Temperaturänderung,
   d) Verformung infolge ständiger Last beim reinen Stützliniengewölbe mit konstantem σ.
   Drehung der Widerlager ist bei Tragwerken mit Fußgelenken ohne Einfluß.
3. Für ungleiches Erwärmen oder Schwinden (Bewehrungseinfluß):
   „Werfen" des Tragwerks.
4. Für Verformung infolge ständiger Last:
   a) elastisch (Elastizitätsmodul E),
   b) plastisch (Kriechzahl ε_{1K}).

   Dauerwiderstandsmodul $D = \dfrac{1}{\dfrac{1}{E} + \varepsilon_{1k}}$. (Siehe hierzu 3)
5. Für eine Last P = 1 im Scheitel (oder in einem beliebigen anderen Punkt).

Mit Hilfe einer Probebelastung durch ein Fahrzeug bestimmten Gewichts kann mit der Kennlinie 5 das elastische Verhalten der Brücke geprüft und E bestimmt werden. Aus 4. und 5. folgt damit auch das Kriechmaß.

Die Kennlinie 5 ist gleichzeitig Einflußlinie der Scheitelbewegung. Es versteht sich von selbst, daß die Ermittlung der Linien 3, 4 und 5 unter genauer Berücksichtigung der Trägheitsmomente zu erfolgen hat. Über die Zusammensetzung einer solchen Biegelinie aus N, M und Q siehe die vor-

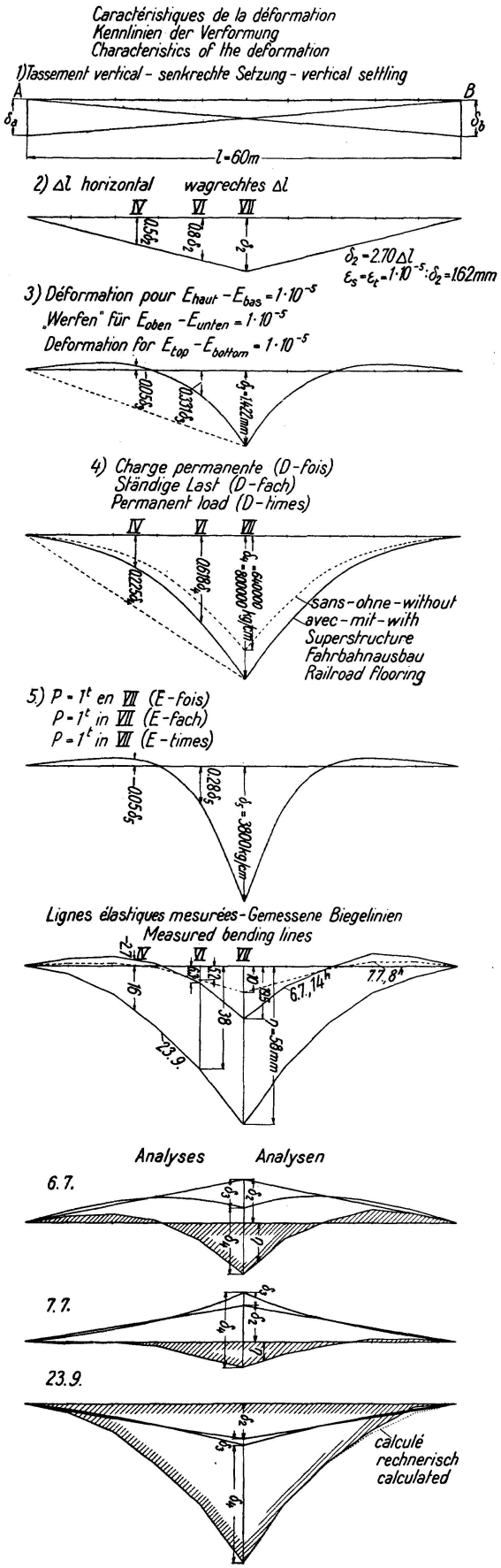

Fig. 4

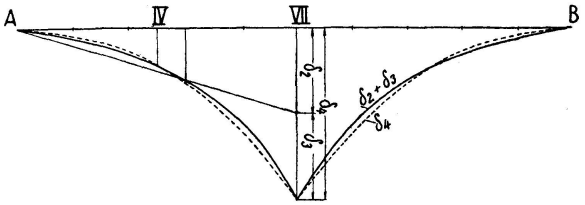

Fig. 6

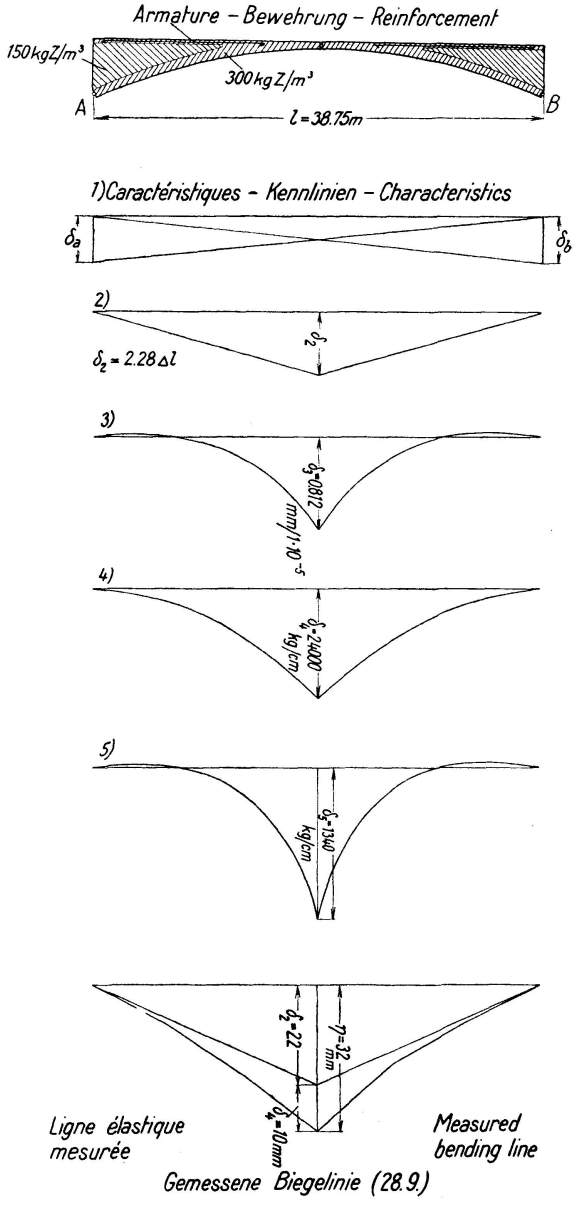

Fig. 7

erwähnte Veröffentlichung. Die Kennlinien dieser Bogenscheibe sind in Fig. 4 dargestellt. Darunter sind als Beispiele zwei unmittelbar hintereinander gemessene Biegelinien dargestellt, die eine im Hochsommer in praller Sonnenhitze nachmittags 14 Uhr, die zweite am anderen Morgen nach ziemlicher nächtlicher Abkühlung aufgenommen. Für irgend einen beliebigen Punkt gilt nun für das unbelastete Tragwerk nach Elimination von 1., worin auch etwaige Übernahmefehler des Horizontes ausgeglichen werden:

$$\eta = \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 \tag{1}$$

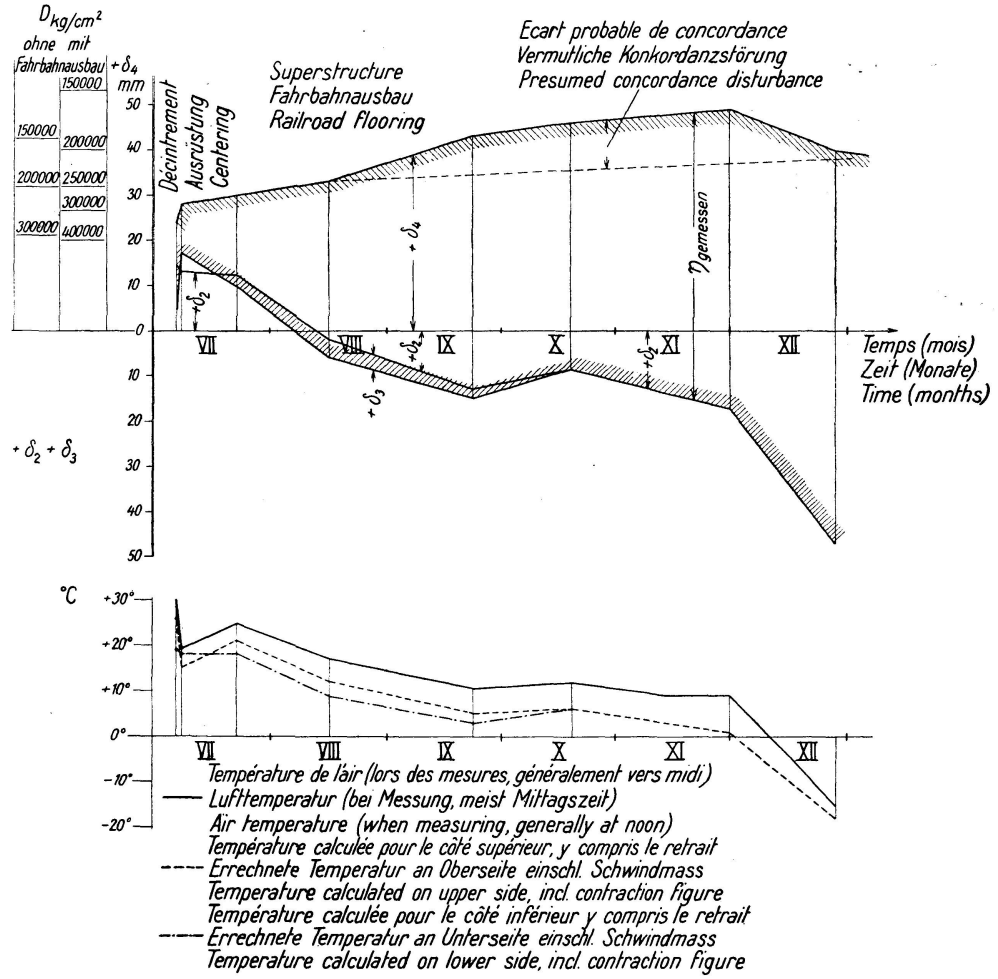

Fig. 5

Wir wollen nun die vorstehende Gleichung speziell auf den Scheitel beziehen, dann bedeuten also δ_2, δ_3, δ_4 die Scheitelsenkungen infolge der einzelnen Einflüsse 2, 3, 4. Mit Hilfe der ermittelten Kennlinien lassen sich nun z. B. für die Punkte IV, VI, VII sofort folgende Gleichungen aufstellen:

$$\eta_{VII} = \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 \tag{1a}$$

$$\eta_{VI} = 0{,}80\,\delta_2 + 0{,}331\,\delta_2 + 0{,}618\,\delta_4 \tag{1b}$$

$$\eta_{IV} = 0{,}50\,\delta_2 - 0{,}05\,\delta_3 + 0{,}225\,\delta_4 \tag{1c}$$

Setzt man in diese Gleichungen die eingeschriebenen, gemessenen Werte ein, so erhält man nach Auflösung der Gleichungen

am 6. 7., 14 h. (Ausrüstung):

$\delta_2 = -14{,}6$ mm. $t = +8{,}8^0$ C.
$\delta_3 = +10{,}1$ mm. $(t_0 - t_u) = +7{,}1^0$ C.
$\delta_4 = 24$ mm. $D = 270\,000$ kg/cm².

am 7. 7., 8 h.:

$\delta_2 = -13{,}1$ mm. $t = +7{,}9^0$ C.
$\delta_3 = -4{,}9$ mm. $(t_0 - t_u) = -3{,}5^0$ C.
$\delta_4 = +28$ mm. $D = 230\,000$ kg/cm².

Da die Herstellungszeit der Bogen in eine verhältnismäßig naßkalte Witterungsperiode fiel ($\sim +10^0$ C), so würde also das Ergebnis bedeuten, daß die ohne Isolierung oder Belag der prallen Hitze ausgesetzte Fahrbahnplatte am Nachmittag des 6. 7. eine Temperatur von $10 + 8{,}8 + 7{,}1 = 25{,}9^0$ C angenommen hätte, die untere Bogenplatte, die ständig im feuchten Schatten liegt (Verdunstungskälte), dagegen nur $10 + 8{,}8 = 18{,}8^0$ C. Am Morgen des 7. 7. hat sich die Fahrbahnplatte abgekühlt auf $10 + 7{,}9 - 3{,}5 = +14{,}4^0$ C, während die Unterkante ihre Temperatur mit $10 + 7{,}9 = 17{,}9^0$ C nur um etwa 1^0 C gesenkt hat. Der Dauerwiderstandsmodul hat zufolge der nach dem Ausrüsten noch stetig zunehmenden Verformung um etwa 17 % abgenommen. Im ganzen gesehen sind diese Ergebnisse sehr plausibel, sie zeigen schlagend, wie oberflächlich es ist, bei solchen Bauwerken stets nur mit vereinfachten Annahmen zu operieren. Unter dem Einfluß der kalten Nacht hat sich der Scheitel um rund 1 cm gehoben! In Fig. 4 ist dargestellt, wie man sich die gemessenen Linien analysiert vorzustellen hat. Bei diesen Bogenscheiben wurde übrigens, um den Einfluß des Belastungsalters an fertigen Bauwerken festzustellen, eine Öffnung im Alter von zwei, andere im Alter von bis zu acht Wochen ausgerüstet.

Mit den verwendeten Zementen wurden im Laboratorium des Verfassers Vergleichsversuche über das Schwinden und Kriechen von Mörtelprismen durchgeführt. Es würde zu weit führen, alle bisherigen Ergebnisse hier aufzunehmen, sie sollen nach längerer Beobachtungszeit geschlossen dargestellt werden. In Fig. 5 ist noch die Auftragung der Ergebnisse in der vom Verfasser angeregten Art (3) gezeigt.

Auf eine Schwierigkeit sei hier noch verwiesen, die bei der Anwendung des Verfahrens aufgetreten ist, nämlich die „Konkordanz" bestimmter Biegelinienkombinationen, die die Trennung der einzelnen Einflüsse sehr schwer machen, ja ohne sehr große Meß- und Rechengenauigkeit fast vereiteln kann. Zeichnet man nämlich eine Kennlinie für ständige Last mit beliebiger Scheitelsenkung auf (Fig. 6), so läßt sich eine Kombination von δ_2 und δ_3 so finden, daß die entstehende Summenlinie mit δ_4 fast identisch ist. Es lassen sich für die Übereinstimmung an bestimmten Punkten unmittelbar die nötigen „Konkordanzgleichungen" anschreiben. Diese Erscheinung zeigt sich in Fig. 5 in dem unmöglichen Schwanken des Dauerwiderstandsmoduls D. Es wird aber möglich sein, beim Vorliegen längerer Beobachtungszeiträume den Konkordanzfehler durch Vergleiche zu eliminieren, da ja die Kombination mit $\delta_{(to-tu)}$, soweit sie nicht in bleibenden Schwindunterschieden besteht, dauernden Schwankungen unterworfen ist. Auf alle Fälle werden solche Beobachtungen uns erlauben, einen ungleich viel tieferen Einblick in das Verhalten unserer Bauwerke zu tun als bisher.

Die Betrachtung der Kennlinien und Biegelinien führt gleichzeitig zu einer interessanten Feststellung über die Drehwinkel der Gelenke. Man nahm bisher aus der rein geometrischen Betrachtung des Dreigelenksystems an, daß der Drehwinkel im Kämpfer halb so groß sei als im Scheitel. Bei Berücksichtigung der genauen Biegelinien ergeben sich nun folgende Werte (Einheit = 10^{-5}):

		Ständ. Last	Schwinden	Temp.	Grenzwerte	1 cm Kämpferausweichung
Bogenscheibe, $l = 60$ m, $f = 5{,}5$ m	Kämpfer	+ 30	+ 80	± 80	$^{+190}_{-50} \cdot 10^{-5}$	$+ 90 \cdot 10^{-5}$
	Scheitel	+ 500	+ 160	± 160	$^{+820}_{+340} \cdot 10^{-5}$	$+ 180 \cdot 10^{-5}$
Vollbogen mit massivem Aufbau, $l = 38{,}75$ m, $f = 4{,}25$ m	Kämpfer	+ 16	+ 70	± 70	$^{+156}_{-54} \cdot 10^{-5}$	$+ 120 \cdot 10^{-5}$
	Scheitel	+ 180	+ 140	± 140	$^{+460}_{+40} \cdot 10^{-5}$	$+ 235 \cdot 10^{-5}$
Zum Vergleich: Schlanke Zweigelenkrahmenbrücke $l = 43$ m, $f = 6{,}8$ m. (Betongelenke)		- 50	+ 52	± 52	$^{+54}_{-102} \cdot 10^{-5}$	$+ 80 \cdot 10^{-5}$

Bei der ständigen Last sind die Kriechmaße mitberücksichtigt. Sehr bemerkenswert ist an diesen Zahlen, daß die Drehwinkel infolge ständiger Last an Kämpfer und Scheitel sich verhalten wie 1 : 16,7 bezw. 1 : 11,2, während nach der üblichen Betrachtungsweise beidemal 1 : 2 erscheinen müßte. Die Zusammenstellung zeigt, daß die von den Kämpfern verlangte Beweglichkeit so gering ist, daß ganz einfache Gelenkausbildungen genügen, während im Scheitel eine wesentlich größere Verdrehung resultiert, als bisher angenommen. Auch aus diesem Grund empfehlen sich im Scheitel die breiten und schmalen Stahlplattengelenke, während man in den Kämpfern mit gewöhnlichen Betongelenken auskommen dürfte.

Die älteste und einfachste Ausführungsart massiver Bogenbrücken besteht aus dem mit großer Sorgfalt geformten und bemessenen Bogengurt, dem nicht mitwirkend gedachten Aufbau aus Baustoff minderer Güte, der allenfalls wieder mit einer etwas besseren Deckschicht zur Aufnahme der Dichtung bezw. des Fahrbahnbelags abgeglichen ist. Berechnet man bei einem derartigen Dreigelenkbogen unter der Voraussetzung vollen Zusammenwirkens aller Teile die Schubspannungen, so kommt man einschließlich Verkehr nur auf Werte von wenigen kg/cm², die auch bei mäßiger Haftung zwischen Gurt und Aufbau übertragen werden. Es ist daher sehr wahrscheinlich, daß derartige Bauwerke als Bogenscheiben monolithisch zusammenwirken. Der Verfasser hat die Gelegenheit des Neubaus verschiedener derartiger Bogenöffnungen wahrgenommen, um die Biegelinienüberwachung durchzuführen und gleichzeitig entsprechend diesen neueren Erkenntnissen die bisherige Bewehrungsart zu verlassen. In Fig. 7 ist eine solche Öffnung mit ihren Verformungskennlinien und einer, als Beispiel gezeigten, gemessenen Biegelinie dargestellt. Die Bewehrung ist nicht mehr im Bogengurt verlegt, da sie beim Zusammenwirken mindestens auf der

Oberseite zwecklos wird, sondern dem Spannungszustand der Bogenscheibe angepaßt. Da alle Zug- und Schubspannungen sehr klein sind, genügt für die ersteren eine leichte Bewehrung in einer etwas fetteren Deckschicht, für die Schubspannungen reicht die Güte des Füllbetons völlig aus. Um zu zeigen, daß auch bei starker Überlagerung die Scheibenwirkung noch klar heraustritt, ist diese Öffnung als Beispiel gewählt worden. Sie schließt an einen Gruppenpfeiler an, der auf verhältnismäßig feinen Kies gegründet ist. Unter der zulässigen Beanspruchung drückte sich der Baugrund um das erwartete Maß von rd. 1 cm zusammen. Da nun das Druckdiagramm für den Gruppenpfeiler zunächst nahezu dreieckförmig war, hatte sich der Pfeiler beim Ausrüsten des ersten Bogens gleichzeitig etwas gedreht, was naturgemäß eine entsprechende Scheitelsenkung hervorrief. Beim Ausrüsten des zweiten Bogens wurde die Senkung auf der anderen Seite nachgeholt, der erste Bogen hob sich auch plangemäß wieder um 16 mm, während der Bogen der Fig. 7 eine entsprechende dreieckförmige Senkungskurve aufweisen mußte. Die an den Kämpfern des Pfeilers gemessene Horizontalverschiebung stimmte mit diesen Bewegungen befriedigend überein. Die Herstellung der Bogen erfolgte im Juli-August, die Ausrüstung im Spätherbst, so daß mit Rücksicht auf die große Masse des Bauwerks und den Umstand, daß die Oberfläche durch den schon vor dem Ausrüsten aufgebrachten Fahrbahnbelag sehr gut geschützt war, mit keiner Temperatur- oder Schwinddifferenz zu rechnen ist. Unter diesen Voraussetzungen ergibt die Auswertung der Biegelinie vom 28.9.:

$$\delta_2 = 22\,\text{mm},$$

was durch das Ausweichen der Kämpfer, einige ^{0}C Temperaturabfall und die Kompression der Bleigelenke voll erklärt wird, und

$$\delta_3 = 0,$$
$$\delta_4 = 10\,\text{mm}, \quad \text{woraus} \quad D = 240\,000\,\text{kg/cm}^2.$$

Dieses Beispiel zeigt, daß sogar stark überlagerte Biegelinien noch ohne weiteres mit diesem Verfahren getrennt werden können, und daß sich dabei sehr plausible Ergebnisse gewinnen lassen. Ohne genaue Prüfung und Trennung dieser vielfältigen Einflüsse muß es daher als sehr oberflächlich bezeichnet werden, wenn aus Abweichungen der Biegelinien von der Dreiecksform oder aus Schwankungen der Größe und der Krümmungsform alarmierende Befürchtungen für den Bestand der Bauwerke aus Beton hergeleitet werden. Dem Verfasser ist noch kein einziger Mißerfolg oder gar Einsturz einer Brücke bekannt geworden, der eindeutig auf die Änderung der Verformungswerte des Betons zurückgeführt werden konnte. Wohl aber sind, wie aus dem folgenden hervorgeht, unzutreffende theoretische Abstraktionen bei der Berechnung und Bewehrung geeignet, erhebliche Schäden im fertigen Bauwerk auftreten zu lassen.

Außer der Form der Biegelinie bietet die Beobachtung von Rißbildungen an älteren Bauwerken noch ein bisher fast völlig unbeachtetes Gebiet der Erforschung dieser Zusammenhänge. In Fig. 8 hat der Verfasser für den Dreigelenkbogen eine Rißstelle angegeben, die er unter verschiedenen klimatischen Bedingungen wiederholt an älteren Bauwerken festgestellt hat. An anderer Stelle (3) wurde gezeigt, daß dieser Riß an der Stelle sitzt, wo in der Bogenscheibe die größten Zugspannungen auftreten. Selbst verhältnismäßig nah angeordnete Fugen haben diesen Riß häufig nicht zu verhindern

vermocht. Es erscheint deshalb durchaus richtig, statt der senkrechten und oft zu Leckstellen Anlaß gebenden Fugenunterteilung die obere Bewehrung des Bogengurts auf den Füllbeton zu legen, wie es in Fig. 7 gezeigt ist.

Bei älteren, flachen, eingespannten Bogen hat der Verfasser zu verschiedenen Malen ein Ablösen des Aufbaus durch starke Risse, sowie in einzelnen Fällen Risse im Gewölbe in der Nähe des Kämpfers festgestellt.

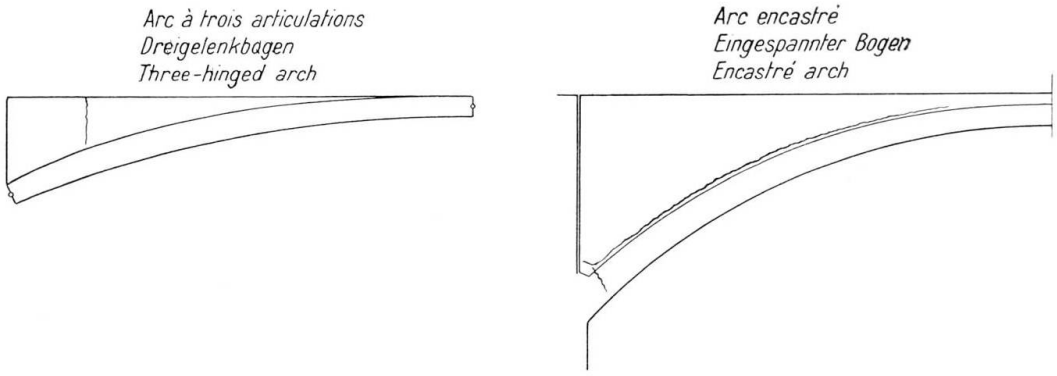

Fig. 8

Es wäre von Wert, gelegentlich des Abbruches eines derartigen Bauwerks einmal festzustellen, ob dieser Riß auf die ganze Brückentiefe durchgeht oder vielleicht auf stärkere Schwinderscheinungen an der Außenhaut zurückzuführen ist. Messungen liegen noch nicht vor, eine Erklärung kann auch noch nicht gegeben werden, es wäre interessant, ob diese Feststellung von anderer Seite bestätigt wird. Einen gewissen Anhalt bieten die Modell-

Fig. 9

messungen von SCHÄCHTERLE (14—16), die an eingespannten Bogen mit vollem Aufbau durchgeführt wurden und eine starke Vergrößerung der Momente für den Einspannpunkt ergaben. Damit wäre der Riß im Bogen erklärlich. In Fig. 9 ist der Anfang solcher Risse am Kämpfer sichtbar. Mit Fugen im Aufbau sind diese Verhältnisse nicht völlig zu beseitigen, die Fugen erzeugen erhebliche Kerbwirkungen im Gesamtquerschnitt und damit Spannungsspitzen im Gewölbe.

Rippenbogen unter Mitwirkung der Fahrbahn.

Dieses System ist aus der Bogenscheibe durch Ausschneiden der oberen Kämpferpartie entstanden, es bildet dementsprechend eine Übergangsform zwischen Scheibe und voll aufgelöstem Aufbau, also dem versteiften Stabbogen.

Versteifter Stabbogen.

Alle Bogenbrücken, deren Fahrbahn auf Stützenreihen oder Querwänden abgestützt ist, werden bei Berücksichtigung des monolithischen Zusammenwirkens zu sogenannten „versteiften Stabbogen". Hierbei ist es gleichgültig, ob der Bogen über oder unter der eigentlichen Fahrbahn angeordnet ist, im ersteren Falle dürfte der rahmensteife Zusammenhalt zwischen Stützen und Tragwerk allerdings nahezu wegfallen. In den Abmessungen, und damit in den Steifigkeitsverhältnissen sind selbstverständlich unendlich viele Varianten möglich. Der aus dem Stahlbau stammende „Stabbogen" wird in Anlehnung an die dort übliche Berechnungsweise meist mit sehr steifem Träger, aber schlankem Bogengurt ausgebildet und berechnet. Das hindert jedoch nicht, auch andere Stärkeverhältnisse, also starker Bogen und schlanke Fahrbahn, hierher zu zählen, weil ja das statische System grundsätzlich dasselbe bleibt. Damit stellen alle bislang mit aufgelöstem Aufbau ausgeführten Brücken „versteifte Stabbogen" dar, wobei es zunächst unerheblich erscheint, ob sie als solche berechnet und durchgebildet sind oder als getrennt aufgefaßt wurden, jedenfalls wirken sie weitgehend als solche.

Bei Berücksichtigung des biegungssteifen Zusammenhangs aller Teile entsteht nach der üblichen, auf Gleichungssystemen aufgebauten Theorie dieser „Stabwerke" eine solche Vielzahl von Unbekannten und Gleichungen, daß es aussichtslos erscheint, mit einem annehmbaren Arbeitsaufwand zum Ziel zu kommen. Man hat deshalb, wie es bei Stahlbauten mit mehr Recht als bei den steiferen Betonbauten üblich ist, die Knotenpunkte gelenkig angenommen. Maillart hat mit sehr schlanken Gewölben und Stützwänden eine große Anzahl außerordentlich wirtschaftlicher und schöner Bauwerke so berechnet und ausgeführt. Nach den weiter unten angeführten Messungen hat sich dabei auch eine befriedigende Übereinstimmung mit der Wirklichkeit ergeben. Der biegungssteife Zusammenhalt kommt allerdings auch bei schwachen Abmessungen zum Ausdruck. Um diese Kräfteverteilung besser zu erfassen, scheint es jedoch angebracht, auch Bogenbrücken mit sehr steifem Bogen als Stabbogen zu berechnen und zu prüfen. Sinngemäß wird dann der Bogen als steif angenommen und Aufbau und Fahrbahnträger, soweit nötig, gelenkig gedacht. Da es sich in all diesen Fällen nur um mehr oder weniger zutreffende Näherungen handeln kann, lassen sich für diese Vereinfachungen viele Varianten finden. In Fig. 10 sind solche Näherungssysteme gezeigt. Als Beispiel für die Anwendung der dritten Näherungsart mit festem Bogen diene das Ergebnis der Nachrechnung eines eingespannten Bogens mit sehr leichtem Aufbau. Während das Trägheitsmoment des Bogens sich zwischen 0,062 und 0,30 m^4 bewegt, beträgt J für die längs über die dünnen Stützwände gespannte Fahrbahnplatte nur 0,0307 m^4. Um die Entlastungswirkung auf einen bestimmten Schnitt festzustellen, wurde für dessen maßgebende Laststellung die Biegelinie des Bogens berechnet. Da die Fahrbahntafel diese Biegelinie mitmachen muß, läßt sich rückwärts der Lastanteil berechnen, den die Fahrbahntafel zur Erzeugung einer möglichst ange-

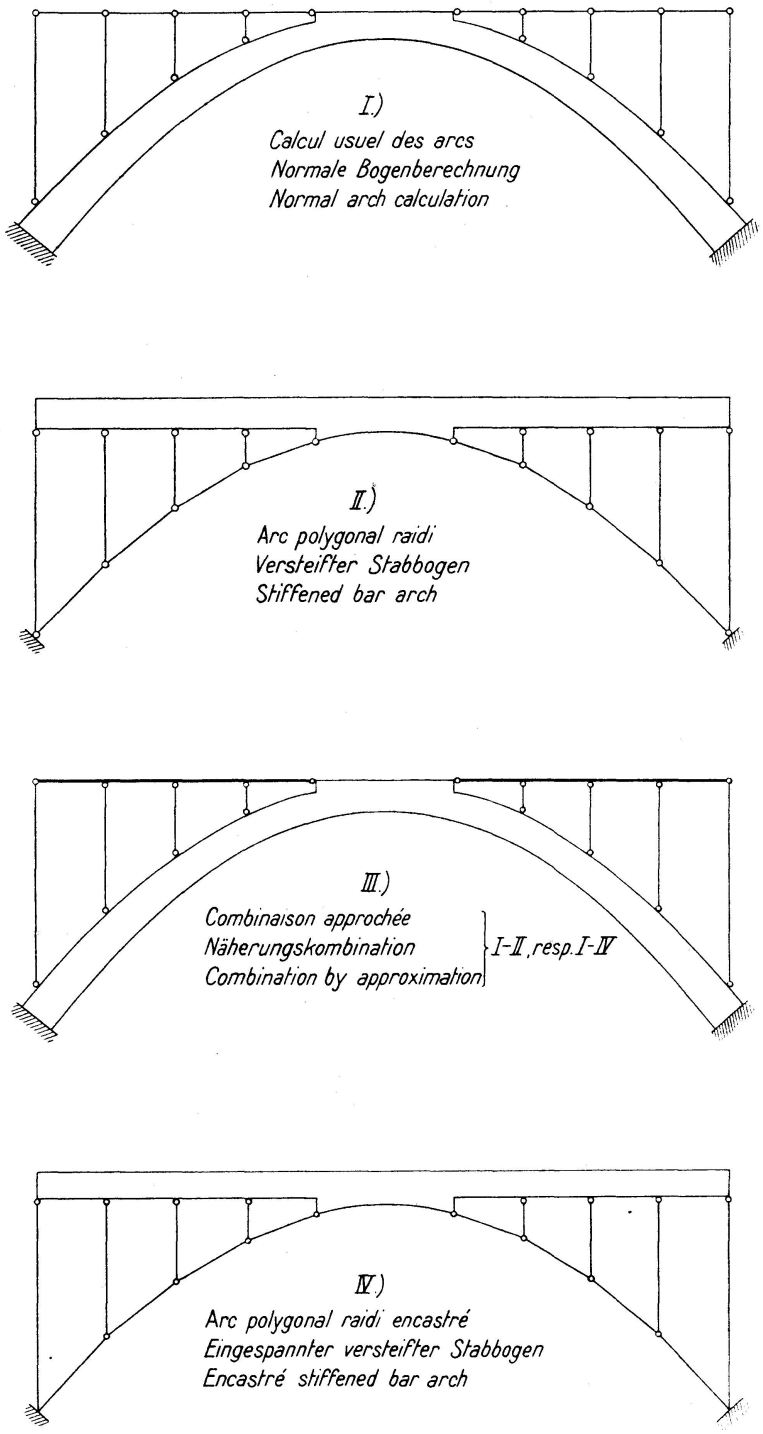

Fig. 10

näherten Biegelinie aufnehmen muß. Er ergab sich hier zu 14 %. Da diese Gewölbeentlastung die vorausgesetzte Biegelinie jedoch wieder verändert, tritt wiederum eine entsprechende Verbesserung des Gewölbemomentes ein. Man kann das reduzierte Moment M_r im Bogen demnach mit folgender Reihe ansetzen:

$$M_r = M(1 - 0{,}14 + 0{,}14^2 - 0{,}14^3 + 0{,}14^4 - \ldots),$$

worin M das ursprünglich ermittelte Bogenmoment bedeutet. Die Ent-

lastungswirkung kann demnach in diesem Fall zu 12,3 % oder rund $^1/_8$ angenommen werden. Da dünne Gewölbe gegen Vergrößerung der Momente empfindlich sind, bedeutet diese Mitwirkung eine fühlbare Entlastung, allerdings müssen in der Plattenbewehrung die Zusatzmomente berücksichtigt werden, die auf der belasteten Seite die positiven, auf der unbelasteten Seite die negativen Momente vergrößern. Durch eine derartige Überlagerung lassen sich auch Verbesserungen der Einflußlinien herleiten. Für die Zukunft wird anzustreben sein, die groben Vereinfachungen zu verfeinern und insbesondere das biegungssteife Zusammenwirken zu erfassen. Das Problem zeigt eine grundsätzliche Verwandtschaft mit der elastischen Einspannung. So wie es zwischen dem frei drehbar gelagerten Balken mit Einspanngrad = 0 und der vollen Einspannung unendlich viele Zwischenstufen gibt, kann man sich vorstellen, daß der in Fig. 10 gezeigte Fall I mit völliger Gelenkauflösung des Aufbaus der „freien Auflagerung", also der gänzlichen Freiheit der Gurtverformung entspricht, während das der vollen Einspannung entsprechende Gegenstück die Bogenscheibe mit vollkommen starrer Verbindung von Druck- und Zugseite und stetigem Übergang der Spannungen nach dem NAVIER'schen Prinzip ist. Dazwischen gibt es sinngemäß unendlich viele Möglichkeiten einer „elastischen Kupplung" von Druck- und Zuggurt, die die Funktion eines teilweisen Schubausgleichs je nach den Steifigkeitsverhältnissen ermöglicht. Man kann für solche Querschnitte einen rechnerischen Ausdruck für ein „ideelles Trägheitsmoment" ableiten. Nach den noch durchzuführenden Messungen von Biegelinien soll dieses Verfahren auf seine Brauchbarkeit geprüft werden.

In vorstehenden Ausführungen wurde versucht, ein Bild über die wichtigsten Wege und Gesichtspunkte zu skizzieren, die für den entwerfenden Ingenieur bei der Nutzbarmachung der Mitwirkung des Aufbaus im Vordergrunde stehen. Es bleibt noch zu erwähnen, daß die Aufbaumitwirkung schon in umfangreichen experimentellen Arbeiten als außerordentlich einflußreich festgestellt ist. In erster Linie sei hier auf den Bericht Nr. 99 der E.M.P.A. von Prof. Dr. Roš (12) hingewiesen, wo ein sehr wertvolles und umfangreiches Zahlenmaterial zu diesem Thema ermittelt wurde. Allerdings handelt es sich fast ausschließlich um die Feststellung des Verhaltens unter Nutzlasten, die zwar für die Ermittlung des Mitwirkungsgrades sehr aufschlußreich sind, aber zur vollkommenen Beurteilung noch der Ergänzung durch Biegelinienbeobachtungen über lange Zeiträume bedürfen. In dem genannten Werk sind Ansätze hierzu vorhanden. Scheitelbewegungen von Brücken über längere Zeiträume sind schon des öfteren veröffentlicht worden, nach den dargelegten Gesichtspunkten ist jedoch die Beobachtung ganzer Biegelinien notwendig, um eine Trennung der einzelnen Einflüsse versuchen zu können. In dieser Richtung liegt für die Bauforschung noch ein dankbares Betätigungsfeld. Zum Zweiten seien die Arbeiten von SCHÄCHTERLE hier angeführt, der die Schwierigkeiten der Berechnung so hochgradig statisch unbestimmter Systeme durch sein elastostatisches Modellverfahren (14) bewältigt. Seine Ergebnisse sind häufig geradezu verblüffend, indem für manche Größen überhaupt völlig andere Einflußlinien f o r m e n gegenüber der vereinfachten Berechnung entstehen (20). Bei Vergleichsmessungen am fertigen Bauwerk ist festgestellt worden, daß das Modellverfahren zutreffende Ergebnisse zu liefern vermag, so daß diese Abweichungen sicher in unserer mangelhaften Erfassung des tatsächlichen Kräfteverlaufs begründet sind.

Der Zweck dieser Abhandlung sollte sein, die Ingenieure erneut auf die großen Fehlerquellen und die weitreichenden Möglichkeiten hinzuweisen,

die in der monolithischen Verbundenheit aller Teile der massiven Bogenbrücken enthalten sind. Es ergibt sich von dieser Plattform aus eine ganz andere Beurteilung der auf unseren üblichen, rechnungsmäßigen Abstraktionen aufgebauten Einschätzung der Tragfähigkeit, Sicherheit und Verformung der Bauwerke. Es sei hier noch des Brückenbauers Ing. MAILLART gedacht, der seit über drei Jahrzehnten mit ausgezeichneter intuitiver Erfassung dieser Zusammenhänge eine große Zahl von Bauwerken erstellt hat, die diesen Prinzipien mit größtem wirtschaftlichem und technischem Erfolg Rechnung tragen. In der innigen Verbindung aller Bauteile schlummern noch sehr große Tragfähigkeitsreserven, die nach Meinung des Verfassers größere Hoffnung auf eine wirtschaftliche und technische Weiterentwicklung des Bogenbrückenbaus geben als etwa der Streit um kleine Berechnungsvorteile in den Beanspruchungen, die sich auf so unzuverlässige Grundlagen aufbauen wie die plastischen Eigenschaften des Betons. Diese Eigenschaften kommen nämlich erst bei Spannungsstufen richtig zur Geltung, die für den Brückenbau nicht in Frage kommen; ausschlaggebend wichtig ist jedoch, das Kräftespiel im elastischen Gebrauchsbereich einigermaßen zutreffend zu erfassen, damit Schäden nach Art der Fig. 9 vermieden werden. Auf solche Mängel gründen sich auch stets die Zweifel in die Lebensdauer des Eisenbetons, während sich gut durchkonstruierte und ausgeführte, im Kräftespiel zutreffend erfaßte Bauwerke bekanntlich in tausenden von Fällen ausgezeichnet bewährt haben. Die Mitwirkung des Aufbaus steht unter den Möglichkeiten für die Weiterentwicklung der Bogenbrücken an erster Stelle.

Verzeichnis der angeführten Literatur.

1. BAY, Die Dreigelenkbogenscheibe. Berlin 1934.
2. BERTARELLI, Il Ponte Duca d'Aosta. Le Strade 1939, S. 519.
3. FISCHER, U., Die Mitwirkung des Aufbaus. Beton und Eisen 1938, S. 310.
4. — Einflußlinien der Schubkräfte. Beton und Eisen 1936, S. 117.
5. — Eine neue Bau- und Bewehrungsart. Beton und Eisen 1938, S. 193.
6. MAILLART, Zahlreiche Ausführungen in der Schweiz seit 1903 (s. auch ROŠ, 11).
7. — Bauing. 1931, S. 165.
8. — Schweizer. Bauzeitung 1936.
9. Schweizer. Bauzeitung 1938, S. 287 u. a. m.
10. MÖRSCH, Der Eisenbetonbau, II, 2, S. 515.
11. ROŠ, Schweizer. Bauzeitung 1929 u. a.
12. — E.M.P.A.-Bericht 99: Versuche und Erfahrungen 1924—37.
13. SCHÄCHTERLE, Neckarbrücke Unterboihingen. Bautechn. 1936, S. 7.
14. — Mitwirkung der Überbauten. Bautechn. 1935, S. 503.
15. — Bautechnik 1939, S. 535.
16. — Bauing. 1938, S. 123.

Weitere Veröffentlichungen zum Thema.

17. BAY, Die Schubspannungen in der Bogenscheibe. Ing.-Archiv 1936, S. 118.
18. JÄGER, Modellversuche. Beton und Eisen 1936, S. 234 (nach amerikanischen Versuchen von WILSON und KLUGE).
19. — Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, 1938, Heft 46.
20. RIETLI-KLETT, Rohrbachbrücke. Beton und Eisen 1938, S. 77.

Zusammenfassung.

Mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit und Sicherheit der Tragwerke vertritt der Verfasser die Forderung, daß bei der baulichen Ausbildung und bei der statischen Berechnung der Bogenbrücken, seien es nun „Bogen-

scheiben" (massiv oder aufgelöst) oder „Stabbogen" (Aufbau aus Ständern oder Querwänden), das Zusammenwirken von Bogen und Aufbau ausgenutzt wird.

Bei Beobachtungen an ausgeführten Bauten benutzt der Verfasser ein Verfahren zur Analyse gemessener Biegelinien, womit die einzelnen Einflüsse separiert werden können. Auch die Beobachtung von Rißerscheinungen bestätigt den Mangel in der bisherigen Betrachtungsweise der Gewölbe als losgelöste Bauteile.

Zur Berechnung empfiehlt der Verfasser Näherungssysteme, da er eine genaue Berechnung als vielfach statisch unbestimmtes System für aussichtslos hält.

Résumé.

Tenant compte de l'économie et de la sécurité des systèmes porteurs, l'auteur est d'avis qu'il faut utiliser la collaboration de l'arc et de sa superstructure dans la construction et le calcul des ponts en arc, qu'il s'agisse d'arcs en disque (massifs ou ajourés) ou d'arcs polygonaux (superstructure constituée de colonnes ou de parois transversales).

Pour l'observation des ouvrages exécutés, l'auteur utilise une méthode spéciale d'analyse des lignes élastiques relevées et qui permet de répartir les différentes influences. Le contrôle des fissures confirme l'inexactitude des méthodes actuelles considérant l'arc comme un élément indépendant.

L'auteur recommande l'introduction dans le calcul de systèmes approchés car il considère le calcul exact d'un système plusieurs fois statiquement indéterminé comme sans avenir.

Summary.

With regard to the economy and security of the supporting structure, the author advocates the desirability of utilising in the structural designing and in the static calculating of arched bridges — whether "slab arches" (solid or hollow) or "bar arches" (structure of stanchions or transverse walls) — the combined effect of arch and superstructure.

In observations on executed structures the author makes use of a method for analysing measured deflection lines, whereby the separate influences can be compared. Also the observation of crack phenomena confirms the insufficiency of the method hitherto adopted of considering the arch as detached structural parts.

For calculating, the author recommends systems of approximation, since he considers an exact calculation as hopeless for very statically indeterminate systems.