

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 113/114 (1939)
Heft: 5

Artikel: Belastungsversuche an der gebogenen Eisenbetonbrücke über den Schwandbach, Kt. Bern
Autor: Roš, Mirko
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-50438>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 06.02.2025

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

INHALT: Belastungsversuche an der gebogenen Eisenbetonbrücke über den Schwandbach, Kt. Bern. — Automatische Brown Boveri-Velox-Dampfkraftanlage in einem Luftschutzkeller. — Neue Kochsalz-Lagerhalle der Vereinigten Schweizer. Rheinsalinen in Ryburg-Rheinfelden. — Charakteristiken der Verbrennungsmotoren. — Siedelung mit Klein- und Mittelstandswohnungen an der Tachlisbrunnenstrasse in Winterthur. — Zeit-

gemässes Führerbremsventil für die automatischen Druckluftbremsen. — Mitteilungen: Zentralbau des Quattrocento und Cinquecento in Italien. Elektromagnet. Präzisions-Dickenmesser. Elektrischer Triebwagen für die Schweizer Südostbahn. Schnellere Tagesverbindungen der Schweiz mit Berlin. Ed. Thomann. 15. Internat. Architekten-Kongress. — Nekrologe: Paul Séjourné. — Literatur. — Sitzungs- und Vortrags-Kalender.

Band 113

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung

Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet

Nr. 5

Belastungsversuche an der gebogenen Eisenbetonbrücke über den Schwandbach, Kt. Bern

Unter dem Titel *Gekrümmte Eisenbeton-Bogenbrücken* hatten wir in Bd. 102, S. 218 (1933) zwei neue versteifte Stabbogenbrücken Maillarts, und zwar mit im Grundriss gebogener Axe gezeigt, die Bohlbach- und die Schwandbachbrücke im Kt. Bern. Schon vorher hatte R. Maillart eine derartige Brücke für die Rätische Bahn in Klosters gebaut (vgl. Bd. 96, S. 337*, 1930), an der eingehende Belastungsversuche durchgeführt worden sind, beschrieben durch M. Roß in Bd. 98, S. 36* (1931). Die eingangs erwähnten kleineren Strassenbrücken sind damals nach Form und Berechnungsmöglichkeit bemängelt worden¹⁾. Um die aufgeworfenen Fragen durch eine eingehende messtechnische Untersuchung (an der der Bauherr kein Interesse hatte) zu ermöglichen, stellte die Eidg. Volkswirtschaft-Stiftung die erforderlichen Geldmittel zur Verfügung, sodass, nach vorgenommener genauer Nachrechnung auf Grund der Elastizitätstheorie, im Juni und Oktober 1935 während insgesamt zehn Tagen die Messungen durchgeführt werden konnten. Die rechnerische Auswertung der Messungsergebnisse und deren Vergleich mit der Rechnung haben die Zweckmässigkeit der Maillart'schen Konstruktion²⁾ erwiesen. Angesichts jener anfänglichen Zweifel an deren Richtigkeit scheint es uns geboten, das Wesentliche aus dem bezüglichen eingehenden Bericht von Prof. Dr. M. Roß dem «99. Bericht der E. M. P. A.» zu entnehmen³⁾. Zur Orientierung über die Lage des Bauwerks zeigen wir hier in Abb. 1 Grundriss und Geländeform. Roß äussert sich wie folgt:

*

«I. Allgemeine Anordnung, Bauliches

Die stark gekrümmte Axe der Fahrbahn folgt einer Ellipse (a = 30 m, b = 10 m). Die konkave Seite des Stabbogens und die beiden durchlaufenden Versteifungsträger folgen gleichfalls dieser Ellipse, während die konvexe Seite des Bogens die Tangente an die Ellipse bildet. Die Bogenendpunkte — Kämpfer — sind an die Stellen gleicher Krümmungsradien der Einfahrtskurven und der Ellipse verlegt (Abb. 1).

Als ausgesprochene Vorteile einer solchen Lösung seien hervorgehoben: Wirtschaftlicher, schmiegsamer Anschluss der Strassen-Linienführung an der Ueberbrückungsstelle an die beiden steil abfallenden Tobellehnen, unter Vermeidung von kostspieligen Einschnitten, und Möglichkeit der Talüberbrückung mit einer einzigen Oeffnung, statt wie bisher meist üblich mit mehreren, kostspieligen Fundationen (Wasser, Geschiebe) verursachenden, im Grundriss polygonal angeordneten Tragwerken (Balken, Gewölbe). — Die Brücke liegt in einer Steigung von 3‰.

Das Eisenbetontragwerk weist nachfolgenden Aufwand an Baumaterialien auf: Fundamentbeton ~ 60 m³, Eisenbeton ~ 160 m³, Bewehrungsseisen ~ 25 t. Der Baubeginn fiel auf den 15. August 1933, die Betonierung war am 24. Oktober beendet, die Absenkung des Lehrgerüsts erfolgte sodann am 2. November und die Brücke konnte bereits am 29. November 1933 dem Verkehr übergeben werden.

II. Ergebnisse der Laboriumsversuche

Der Beton der Brückenkonstruktion hatte im Zeitpunkte der Belastungsversuche ein Alter von ~ 1 3/4 Jahren. Der Gewölbebeton wies in jenem Zeitpunkt nachfolgende Festigkeitseigenschaften auf: Würfeldruckfestigkeit $w\beta_d \cong 575 \text{ kg/cm}^2$, Biegezugfestigkeit $\beta_b \cong 94 \text{ kg/cm}^2$, Elastizitätsmodul $E_e \cong 490\,000 \text{ kg/cm}^2$. Der Fahrbahnbeton wies auf: Würfeldruckfestigkeit $w\beta_d \cong 560 \text{ kg/cm}^2$, Biegezugfestigkeit $\beta_b \cong 90 \text{ kg/cm}^2$, Elastizitätsmodul $E_e \cong 460\,000 \text{ kg/cm}^2$.

¹⁾ Vergleiche z. B. Korr. F. Bohny-R. Maillart in Bd. 103, S. 132* (1934).

²⁾ Die übrigens bereits in der «Hütte», 26. Aufl., Bd. III, S. 865 Aufnahme gefunden.

³⁾ Besprochen durch Ing. Ed. Elskes auf Seite 65 dieser Nummer.

Der Gesamtmittelwert der Prismendruckfestigkeit liegt bei $p\beta_d \cong 460 \text{ kg/cm}^2$. Der Auswertung der Messergebnisse wurde ein mittlerer Elastizitätsmodul von $E_e \cong 500\,000 \text{ kg/cm}^2$ zugrunde gelegt. — Siehe unter Abschnitt IV.

III. Ergebnisse der Belastungsversuche

Die Belastungsversuche wurden an den Tagen des 19. bis 22. Juni und 29. bis 31. Oktober 1935 durch vier Ingenieure der Eidg. Materialprüfungsanstalt, mit Zuhilfenahme von 82 Messinstrumenten ausgeführt. Dabei kam eine Last von 12,5 t in 28 verschiedenen Laststellungen zur Verwendung.

Von besonderem Interesse waren die durch den exzentrischen Lastangriff zu erwartenden Querverdreungen der Brücke und die damit verbundenen ungleichen Randbeanspruchungen im Gewölbe und in der Fahrbahnplatte. Die Untersuchung erstreckte sich auf die Schnitte im Scheitel, den Vierteln und an den Kämpfern rechts und links, sowie auf die Mittelschnitte der beiden Fahrbahn-Anschlusssträger. In jedem Schnitt wurde die Einzellast zuerst in die extrem bergseitige und sodann in die extrem talseitige Lage aufgebracht. In allen Schnitten wurden die Durchbiegungen sowohl flussaufwärts als auch flussabwärts gemessen, um daraus auf die Querverdrehung schliessen zu können. Dem gleichen Zwecke dienen zur Brückenaxe quergestellte Klinometer. Andere, zur Brückenaxe parallel gerichtete Libellen zeigten die Verdrehungen in der Längsrichtung an. Die Dehnungen wurden in allen Schnitten, sowohl im Bogen als auch in der Fahrbahn, in den äussersten Randfasern gemessen. Die Anzahl der Einzelmessungen betrug rund 2500.

Die Ergebnisse der Messungen gestatten das Aufzeichnen von Einflusslinien für die Durchbiegungen, Drehungen und Spannungen und ermöglichen damit Schlüsse betreffend das elastische Verhalten der im Grundriss gekrümmten Brücke im Vergleich zu einer geraden Brücke, wodurch innerhalb versuchstechnisch möglicher Grenzen der Einfluss der Brückenkrümmung für alle der Schwandbachbrücke ähnlichen Fälle praktisch ausreichend abgeklärt werden konnte.

1. Einzellast

Als Belastung diente ein mit Sand-Kies gefüllter Wagen von 12,5 t Gesamtgewicht, der auf einem Rollbahngleise mit einer Seilwinde gezogen und in die vorgesehene Laststellung gebracht wurde. An den jeweiligen Laststellen wurde der Wagen vermittels zwei geeichter, in Wagenmitte angeordneter Pressen abgehoben, sodass nun praktisch die Wirkung einer Einzellast erzielt wurde.

Um die Exzentrizität des Kraftangriffes möglichst gross, dem Sinne nach jedoch verschieden zu gestalten, wurde das Einfahren der Einzellast in die einzelnen Laststellungen auf dem zuerst möglichst flussaufwärts und sodann möglichst flussabwärts verlegten Rollbahngleise bewirkt. Das Auffahren der Einzellast erfolgte stets über den jeweiligen vollwandigen Pfosten (Querwand).

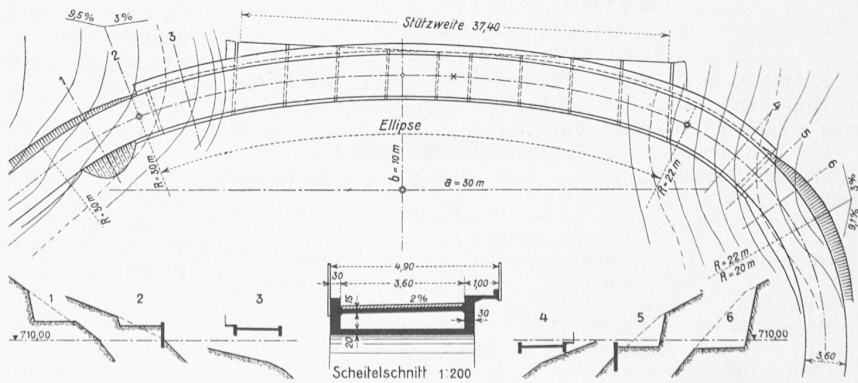


Abb. 1. Grundriss (mit 2 m-Kurven) und Querprofile 1:600, Scheitelschnitt 1:200 der elliptisch gekrümmten Schwandbachbrücke bei Schwarzenburg. — Entwurf Ing. R. Maillart

2. Lotrechte Durchbiegungen

Bei der Fahrt auf dem Geleise flussaufwärts (äussere Fahrbahnseite) betragen die grössten Durchbiegungen:

im Scheitel, Gewölbeseite flussaufwärts $f = 1,80$ mm
 flussabwärts $f = 0,96$ mm

Hälfte des Unterschiedes $\frac{1}{2} \cdot \Delta f \cong \pm 0,42$ mm, somit $\sim 30\%$

auf den Mittelwert von 1,38 mm bezogen,

im Bogen-Viertel rechts und links (Werte in Klammern)
 Gewölbeseite flussaufwärts $f = 1,50$ (1,48) mm
 flussabwärts $f = 1,30$ (1,26) mm

Hälfte des Unterschiedes $\frac{1}{2} \cdot \Delta f \cong \pm 0,10$ mm, somit $\sim 7\%$,

gleichfalls auf den Mittelwert bezogen.

Fand die Fahrt auf dem Geleise flussabwärts statt (innere Fahrbahnseite), so wurden nachfolgende grösste Durchbiegungen gemessen:

im Scheitel, Gewölbeseite flussaufwärts $f = 1,15$ mm
 flussabwärts $f = 1,35$ mm

Hälfte des Unterschiedes $\frac{1}{2} \cdot \Delta f \cong \pm 0,10$ mm, somit $\sim 8\%$,

auf den Mittelwert von 1,25 mm bezogen,

in den Vierteln rechts und links (Klammerzahlen)
 Gewölbeseite flussaufwärts $f = 1,34$ (1,30) mm
 flussabwärts $f = 1,53$ (1,50) mm

Hälfte des Unterschiedes $\frac{1}{2} \cdot \Delta f \cong \pm 0,10$ mm, somit $\sim 7\%$,

auch hier auf den Mittelwert bezogen.

Die Messung zeigt nur im Bogenscheitel grössere Unterschiede in den Durchbiegungen auf den beiden Gewölbeseiten. Der Einfluss des exzentrischen Lastangriffes beträgt bei der Fahrt auf der äusseren Fahrbahnseite bis zu 30% der mittleren Durchbiegung. Dies ist aber zum grösseren Teil nicht eine Folge der Brückenkrümmung, sondern ist dem zur Fahrbahn-Mittelaxe verschobenen Lastangriff zuzuschreiben. Bei der Fahrt auf dem Geleise flussabwärts wurden um 8% grössere Durchbiegungen auf der inneren Gewölbeseite gegenüber dem Mittelwert gemessen. Die Krümmung der Brücke hätte demzufolge nur einen Einfluss von $\sim 11\%$.

In den Vierteln sind die Unterschiede für die Fahrten auf der äusseren und inneren Fahrbahnseite verhältnismässig gering, der Einfluss der Krümmung sehr klein.

3. Drehungen (Libellenmessung)

Die Drehungen in der Brückenlängsrichtung betragen im Scheitel max. 60 Winkelsekunden a. T. Sie sind für die Fahrten auf dem Geleise flussaufwärts und flussabwärts ziemlich ähnlich und weisen keine grossen Unterschiede auf. Bei der Fahrt auf der äusseren Brückenseite tritt im Scheitel eine grösste Querneigung von 42" auf; für die Fahrt auf der inneren Seite beträgt sie 11" im umgekehrten Drehsinn. Diese Neigungen entsprechen auch gut den Unterschieden in den gemessenen Durchbiegungen. Die Viertel zeigen grösste Längsdrehungen von 44" und Querneigungen von 11" a. T.

4. Oertliche Dehnungen (Spannungen, Abb. 8 u. 9, S. 56/57)

Die Dehnungen im Stabbogen sind durchweg gering; dementsprechend auch die unter Zugrundelegung eines Elastizitätsmoduls des Betons von $E_e \cong 500\,000$ kg/cm² berechneten Spannungen. Diese betragen:

	Gemessene Dehnung	Grösstwerte Betonspannung
Scheitel	+ 0,0125 ‰	+ 6,3 kg/cm ² (+ Zug)
	- 0,0080 ‰	- 4,0 kg/cm ² (- Druck)
Viertel	+ 0,0100 ‰	+ 5,0 kg/cm ²
	- 0,0285 ‰	- 14,3 kg/cm ²
Kämpfer	+ 0,0140 ‰	+ 7,0 kg/cm ²
	- 0,0190 ‰	- 9,5 kg/cm ²

Auch hier zeigen die gemessenen Werte auf der Oberwasser- und Unterwasserseite des Gewölbes ähnlichen Verlauf und weisen keine grösseren Unterschiede auf.

Die Dehnungen der Fahrbahnträger sind, infolge der unmittelbaren Belastung, grösser als diejenigen im Stabbogen, nämlich:

	Gemessene Dehnung	Grösstwerte Betonspannung
im Scheitel	+ 0,009 ‰	+ 4,5 kg/cm ² (+ Zug)
	- 0,017 ‰	- 8,5 kg/cm ² (- Druck)
über dem Bogen-Viertel	+ 0,055 ‰	+ 27,5 kg/cm ²
	- 0,031 ‰	- 15,5 kg/cm ²
über dem Bogen-Kämpfer	+ 0,022 ‰	+ 11,0 kg/cm ²
	- 0,027 ‰	- 13,5 kg/cm ²

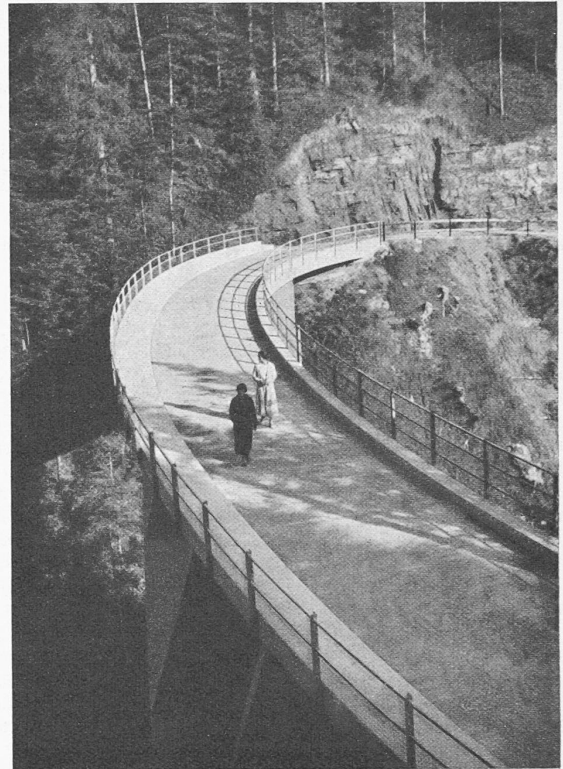


Abb. 2. Tangential-Ansicht der gebogenen Schwandbachbrücke

Eine nähere Prüfung aller Messergebnisse der im Grundriss gekrümmten Schwandbachbrücke lässt einwandfrei erkennen, dass bei einer nicht allzu stark gekrümmten, konstruktiv richtig ausgebildeten Brücke infolge der Torsionswirkung der Last keine erheblich grösseren, einseitigen Verformungen auftreten im Vergleich mit einer geraden Stabbogenbrücke. Im vorliegenden Falle beträgt der Einfluss der Brückenkrümmung 10 bis 20%, im Mittel $\sim 15\%$, d. h. die Verformungen auf der Oberwasserseite sind im Mittel um $\sim 15\%$ grösser, die auf der Unterwasserseite kleiner gegenüber dem Mittelwert.

Durch Fahrten auf der äusseren und inneren Fahrbahnseite werden dagegen grössere einseitige Verformungen wachgerufen, die bis zu 30% ausmachen können.

Der Einfluss der Brückenkrümmung ist bei der Schwandbachbrücke kleiner als der Einfluss einer zur Fahrbahnaxe exzentrischen Last.

IV. Ergebnisse der statischen Nachrechnung

Die statische Nachrechnung bezweckt den Vergleich zwischen den theoretischen, rechnerischen Werten und den in Wirklichkeit auftretenden, gemessenen Verformungen. Im nachfolgenden sollen die der Berechnung zugrunde gelegten Voraussetzungen erörtert werden.

Die Schwandbachbrücke ist nach ihrer konstruktiven Ausbildung ein im Grundriss gekrümmter Stabbogen, bei dem ein Zusammenwirken zwischen der kräftig ausgebildeten Fahrbahn und dem leichtgehaltenen Stabbogen vorausgesetzt wird. Das Tragsystem der Schwandbachbrücke ist räumlich gekrümmt, so dass bei der Belastung durch äussere lotrechte Kräfte Verdrehungsbeanspruchungen auftreten. Eine genaue statische Untersuchung des hochgradig statisch unbestimmten Tragwerkes ist praktisch nicht möglich. Es müssen vereinfachte Annahmen getroffen und es muss der Weg des Näherungsverfahrens eingeschlagen werden.

Bei der Nachrechnung der Messergebnisse wurde daher vorerst die Krümmung der Brücke vernachlässigt und die Berechnung für den ebenen, geraden Stabbogen durchgeführt und erst nachher der Einfluss der Brückenkrümmung, d. h. der Anteil der Verdrehung (Torsion), untersucht. Dieses rechnerische Näherungsverfahren darf unter geeigneten Annahmen ohne allzu grosse Fehler und Abweichungen angewandt werden.

1. Berechnung des ebenen, geraden Stabbogens

Um die Anzahl der inneren, statisch überzähligen Grössen herabzusetzen, werden die Zwischenwände als Pendelstützen mit Gelenken, oben an der Fahrbahn und unten am Stabbogen, angenommen. Diese Annahme ist bei den höheren und schlankeren



Abb. 3. Talseitige Ansicht, Stützweite 37,4 m, Pfeilhöhe 6,0 m, Gewölbstärke 20 cm

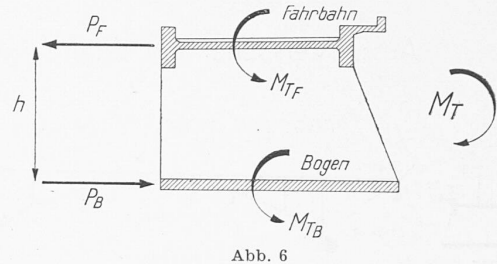


Abb. 6

die genaue Lösung des Spannungs- und Verformungszustandes äusserst verwickelt, schwierig und sehr weitläufig. Dazu kommt noch die verschiedene Auflagerungsart von Bogen (eingespannt) und Fahrbahn (durchlaufend gestützt). In der vorliegenden Nachrechnung wurde daher versucht, unter vereinfachten Annahmen den Anteil der Torsion zu erfassen.

Das durch die Zwischenwände ausgesteifte Brückensystem Bogen — Fahrbahn wird durch ein Torsionsmoment wie in Abb. 6 dargestellt beansprucht: Soll der ganze Querschnitt verdreht werden, so ist es notwendig, dass der Bogen (Untergurt) in der einen Richtung und die Fahrbahn (Obergurt) in der andern Richtung horizontal verschoben bzw. verformt werden. Zugleich erfolgen Drehungen der beiden Gurtungen, die unter der Annahme starrer Zwischenwände gleich gross sein müssen. Die horizontalen Verschiebungen erzeugen als Reaktionen Horizontalkräfte, die Drehungen dagegen Torsionsmomente. Beide Gurtungen werden also auf horizontale Biegung und auf Torsion beansprucht.

Es kann nun leicht eingesehen werden, dass der Widerstand der Einzelgurtung bedeutend grösser gegenüber einer horizontalen Verschiebung als gegenüber einer Verdrehung ist. Für eine Näherungsberechnung genügt es, die horizontale Steifigkeit allein zu berücksichtigen und anzunehmen, dass die Verdrehung der Einzelquerschnitte nur mit geringem, praktisch ohne Arbeitsaufwand erfolge.

Es ist dann $M_T = P_F \cdot h + M_{TF} + M_{TB}$
 und da $M_{TF} + M_{TB} =$ sehr klein ist, ergibt sich
 $M_T \cong P_F \cdot h = P_B \cdot h.$

Das angreifende äussere Torsionsmoment wird somit durch eine horizontale Kraft in der Fahrbahn und durch eine entgegengesetzt gerichtete, gleich grosse horizontale Kraft im Bogen aufgenommen. Zur Aufnahme dieser horizontalen Kräfte wurde der Bogen als auf seinen Enden starr eingespannt vorausgesetzt und die Fahrbahn als durchlaufender Balken über drei Felder angenommen. Sind die Biegebeanspruchungen des Bogens und der Fahrbahn bekannt, so sind auch die horizontalen Durchbiegungen gegeben und damit ergeben sich auch die α -Verdrehungen der Querschnitte. Nach Abb. 7 ist

$$\alpha = \frac{\delta_F + \delta_B}{h}$$

Der Anteil der Torsion an den Durchbiegungen, Drehungen und Dehnungen (Spannungen) kann nun ermittelt werden. Er ist im allgemeinen nicht sehr gross und fällt hauptsächlich für die Laststellungen im Scheitel in Betracht.

Der Einfluss der den waagrechten Verformungen zugeordneten lotrechten Durchbiegungen wurde aus den jeweiligen Biegelinien unter Beachtung der Beziehung $M = \frac{EJ}{\rho}$ berücksichtigt. Allen Nachrechnungen wurde ein Elastizitätsmodul von $E = 500\,000 \text{ kg/cm}^2$ zugrunde gelegt (Siehe auch Abschnitt II).

V. Vergleich der gemessenen mit den berechneten Verformungen

1. Lotrechte Durchbiegungen

Die berechneten und gemessenen Einflusslinien der Durchbiegungen im Scheitel stimmen der Form nach gut überein, der Grösse nach sind aber die theoretischen Werte rund doppelt so gross wie die gemessenen, weil die Scheitelpartie in Wirklichkeit viel steifer ausgebildet ist, als für die Berechnung voraus-

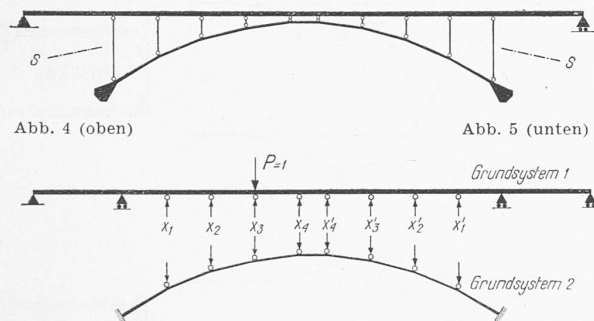


Abb. 4 (oben)

Abb. 5 (unten)

Säulen von geringem Einfluss und führt nur bei den kurzen Wänden, in der Scheitelpartie, zu Unterschieden gegenüber dem wirklichen Verhalten. Das Tragsystem für die statische Nachrechnung (Abb. 4 und 5) wird dadurch äusserlich 5fach und innerlich 8fach statisch unbestimmt. Eine weitere Vereinfachung würde darin bestehen, die Gelenke im Bogen selbst anzunehmen. Im Bogen würden dann keine Biegemomente auftreten, was der Wirklichkeit — wie die Messung zeigt — nicht entsprechen würde.

In der vorliegenden Nachrechnung wurde diese Vereinfachung nicht gemacht, einzig die Zwischenwände wurden, wie erwähnt, oben (Fahrbahn) und unten (Stabbogen) als gelenkig gelagert und somit als Pendelstützen wirkend vorausgesetzt.

Durch einen Schnitt s—s können Fahrbahn und Gewölbe voneinander getrennt werden, sodass zwei Grundsysteme — ein dreifeldriger, durchlaufender Balken, Grundsystem 1, und ein eingespannter Bogen, Grundsystem 2 — erhalten werden. Die beiden Grundsysteme sind zwar an und für sich auch noch hochgradig statisch unbestimmt, ihre Berechnung bietet aber keine besonderen Schwierigkeiten.

Die Bestimmung der Stabkräfte X_1 bis X_1' , in den Pendelwänden wirkend, erfolgt durch Gleichsetzung der Durchbiegungen von Balken und Bogen. Es müssen vorerst die Durchbiegungen für $P = 1$ der beiden Grundsysteme bekannt sein, bevor die acht Elastizitätsgleichungen aufgestellt werden können. Sind alle überzähligen Grössen bekannt, so können die Biegemomente, Normal- und Querkkräfte ermittelt, sowie die Durchbiegungen, Drehungen und örtlichen Dehnungen (Spannungen) berechnet werden.

2. Einfluss der Brückenkrümmung

Infolge der räumlichen Krümmung der Brücke tritt eine Verdrehungsbeanspruchung hinzu. Diese wird durch den Lastangriff ausserhalb der Fahrbahnaxe (Fahrt auf Geleise flussaufwärts) erhöht und durch die Fahrt auf Geleise flussabwärts vermindert. Die ganze Brücke (Bogen, Zwischenwände und Fahrbahn) nimmt an der Ableitung des auftretenden Torsionsmomentes in die Widerlager teil. Infolge des weitgehend gegliederten Brückenquerschnittes, des veränderlichen Abstandes zwischen Fahrbahn und Bogen und der verschiedenen Exzentrizitäten zwischen Lastangriff und Querschnittschwerpunkt wird

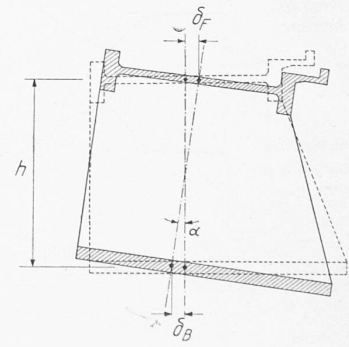


Abb. 7

Aus: „Versuche und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbeton-Bauwerken in der Schweiz,

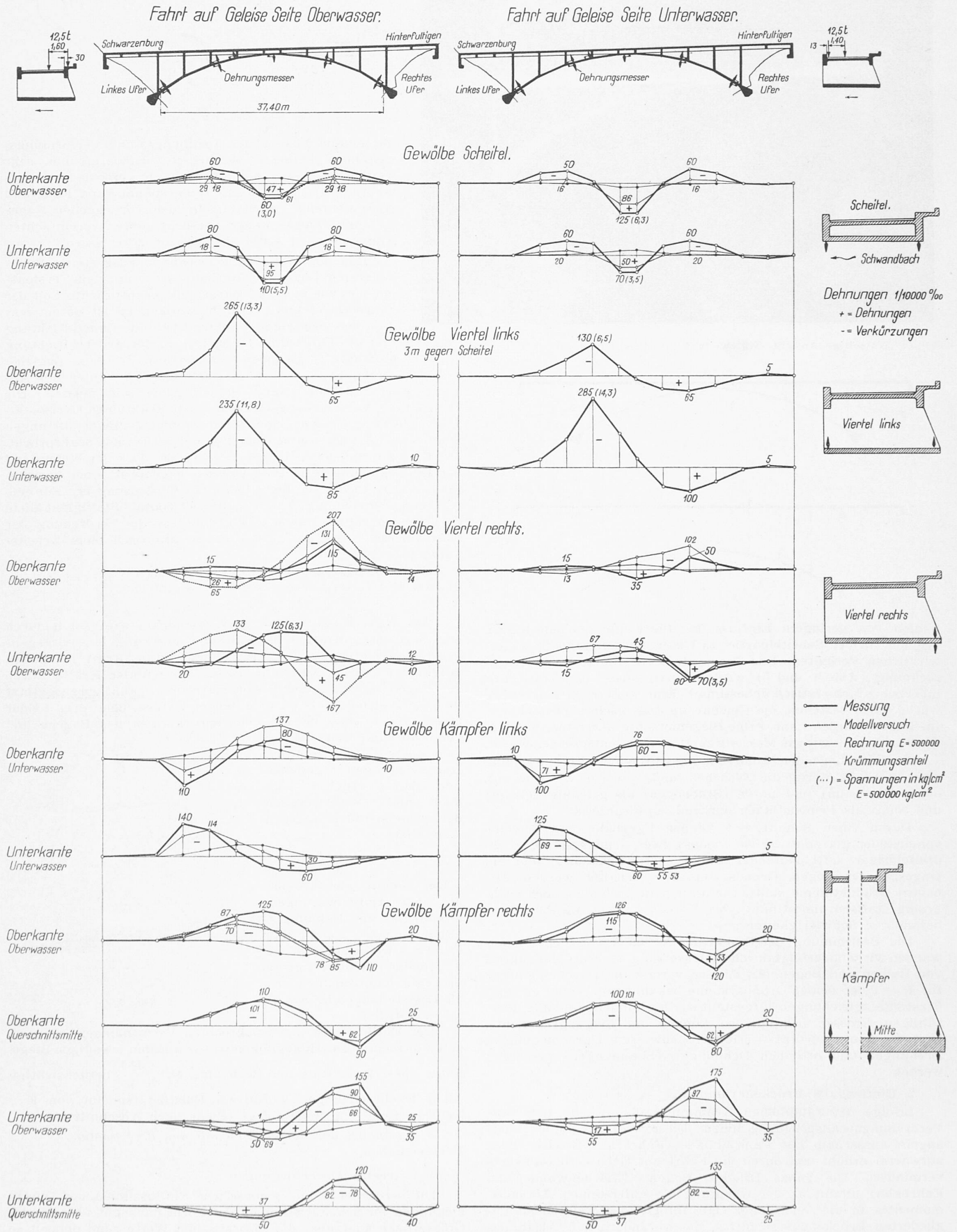


Abb. 8. Untersuchung der Schwandbachbrücke, Entwurf Ing. R. MAILLART. Einflusslinien der örtlichen Dehnungen (Spannungen) im Gewölbe

1925 bis 1937", Bericht Nr. 99 der E. M. P. A. Zürich. Erstattet von Prof. Dr. M. ROß

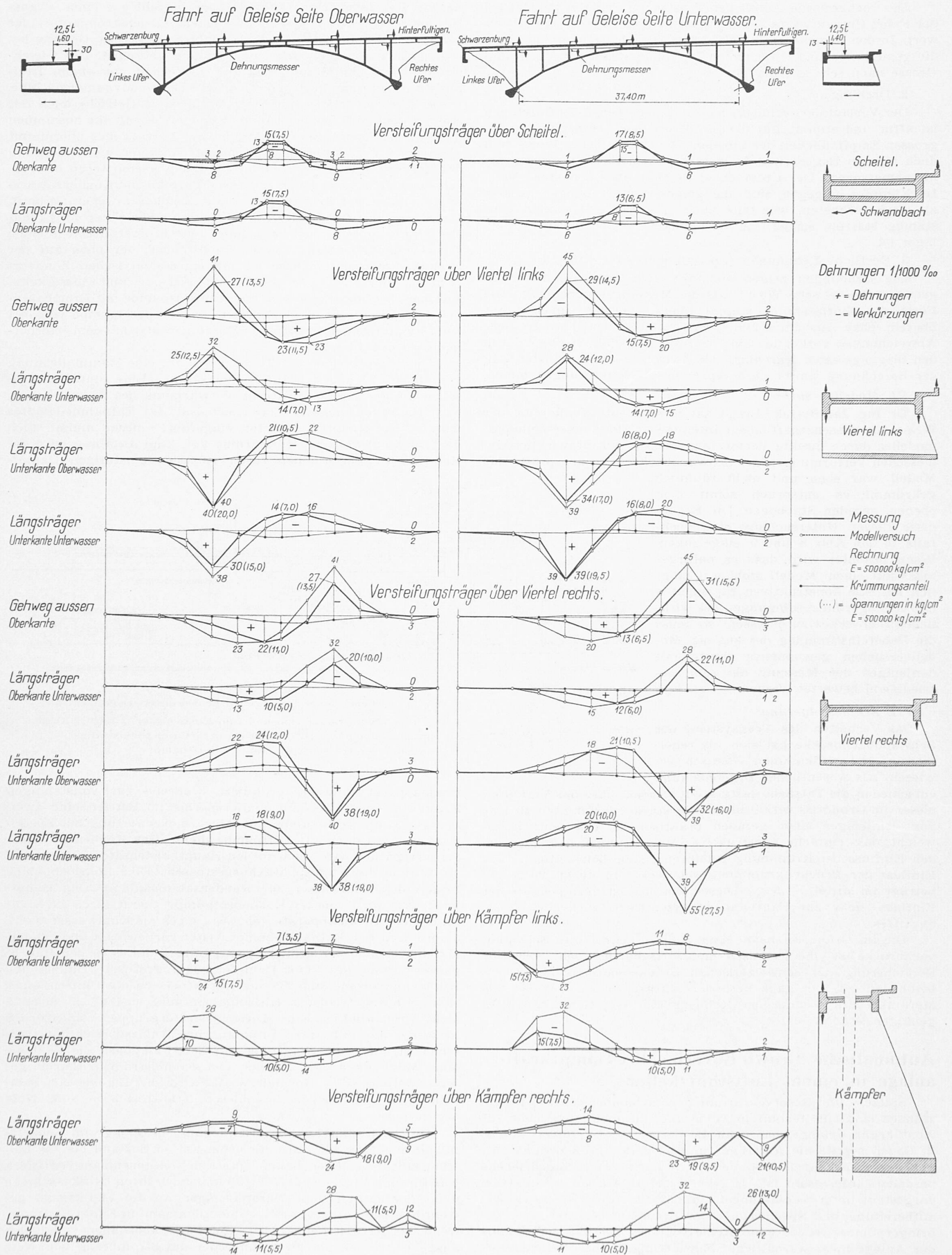


Abb. 9. Untersuchung der Schwandbachbrücke. Einflusslinien der örtlichen Dehnungen (Spannungen) im Versteifungsträger

gesetzt wurde. In der Berechnung ist ein Verbund von Bogen und Fahrbahn nicht berücksichtigt worden, ferner entsprechen die kurzen Zwischenwände in der Scheitelpartie nicht den für die Nachrechnung angenommenen Pendelstützen.

Der rechnerische Anteil der Torsion im Scheitel beträgt bei der Fahrt flussaufwärts + 25%, flussabwärts - 11% vom Mittelwert. In den Bogenvierteln und in den Anschlussträgern stimmen die gemessenen und berechneten Durchbiegungen der Form und Grösse nach sehr gut überein.

2. Drehungen

Der Verlauf der rechnerischen und gemessenen Einflusslinien ist affin und stimmt gut überein, trotz der erfahrungsgemäss grossen Empfindlichkeit der Libellen. Die theoretischen Werte sind auch hier im Bogenscheitel wie auch in den Vierteln grösser als die gemessenen. Der Unterschied beträgt aber höchstens 50%. Im Kämpfer dagegen sind die gemessenen Drehungen grösser als die berechneten, was teils auch eine Folge der nicht vollständig starren, sondern in Wirklichkeit verformbaren Widerlager ist.

3. Örtliche Dehnungen (Spannungen, Abb. 8 und 9)

Die Dehnungen zeigen ebenfalls zum grossen Teil etwas grössere theoretische Werte, als die Messung ergeben hat. Die Form der Einflusslinien stimmt überall verhältnismässig gut überein. Eine Ausnahme bildet der Gewölbe-Viertel, wo grössere Abweichungen vorhanden sind, zufolge örtlicher Störung durch den biegungsfesten Anschluss der Zwischenwände (Pfosten). In der Berechnung waren diese Anschlüsse gelenkig angenommen.

VI. Modellversuche

Dr. Ing. Jan Blažek (Prag) hat in sehr entgegenkommender Weise aus wissenschaftlichem Interesse an Hand eines Zelluloidmodelles durch direkte Verformungsmessungen die wirklich gemessenen Verformungen der Schwandbachbrücke überprüft. Das Modell war eben und nicht räumlich gekrümmt, es entsprach somit dem ebenen, geraden Stabbogen. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind ebenfalls in den Abb. 8 und 9 eingetragen. Wenn beachtet wird, dass es naturgemäss mit einem Modell nicht gut möglich ist, alle konstruktiven Eigenheiten und Auflagerbedingungen des wirklichen Bauwerkes zu erfassen, so muss die Uebereinstimmung der aus den Modellversuchen gewonnenen Werte mit denjenigen der Messung als sehr befriedigend bewertet werden.

VII. Schlussfolgerung

Das Verhalten des Tragsystems der Schwandbachbrücke hat sich als regelmässig und vollkommen elastisch erwiesen. Als wesentliches Ergebnis kann entschieden die Tatsache festgestellt werden, dass das Verhalten dieser im Grundriss verhältnismässig stark gekrümmten Brücke von demjenigen einer geraden praktisch so unwesentlich abweicht, dass einfache konstruktive Ueberlegungen genügen, um den Einfluss der Krümmung gebührend zu berücksichtigen. Der Einfluss der Brückenkrümmung schwankt um 10 bis 20% und beträgt im Mittel $\sim 15\%$. Dieser Einfluss ist geringer als der Einfluss eines zur Fahrbahnaxe exzentrisch wirkenden Lastangriffes.

Die im Grundriss nach einer Ellipse gekrümmte Schwandbachbrücke ist eine technisch und wirtschaftlich sehr wertvolle Bereicherung der schweizerischen Brückenbaukunst in Eisenbeton und trägt in ganz besonders ausgesprochener Weise alle Merkmale des technischen Könnens und der Genialität ihres geistigen Schöpfers.»

Automatische Brown Boveri-Velox-Dampfkraftanlage in einem Luftschuttkeller

Spitzen- und Reservekraftanlagen in bombensicheren Unterständen sind eine technische Neuerung, die mehr und mehr zur Ausführung gelangt, hat doch die Firma Brown, Boveri & Cie. in Baden bereits die Aufträge für drei derartige Zentralen entgegennehmen können, von denen die nachfolgend beschriebene besonders interessant ist. In Abb. 1 ist ihr Aufbau schematisch dargestellt, unter Weglassung der Apparatur für die Speisewasseraufbereitung und Speicherung, der Brennstoffbehälter und Zubringerpumpen, sowie einer Reihe weiterer, für das Verständnis der Anlage nicht wesentlicher Einrichtungen. Ein Veloxdampferzeuger mit einer Leistungsfähigkeit von 52 t/h bei einem Dampf-

druck von 24 ata und einer Ueberhitzungstemperatur von 420°C bildet den Kern der Anlage (Abb. 2). Seine Gliederung in eine Brennkammer mit Verdampfer und Ueberhitzer, einen Dampfabscheider und einen Vorwärmer geht aus dem Schema deutlich hervor. Die zugehörige Aufladegruppe besteht aus einer Abgasturbine, einem Axialgebläse und einem Gleichstrommotor, der bei steigender Belastung des Dampferzeugers das Gebläse beschleunigt und umgekehrt bei Entlastung abbremst. Den Gleichstrom liefert ein Motor-Generator, bestehend aus einem Dreiphasen-Synchronmotor und einer Gleichstromdynamomaschine. Dieser Umformer-Maschinensatz ist über ein Getriebe auch mit einer Hilfsdampfturbine gekuppelt und bildet mit ihr zusammen die Anfahrgruppe. Beim Ausfallen des Netzstromes übernimmt diese neben der Lieferung des Gleichstroms auch die Versorgung der Zentrale mit Drehstrom für die Dreiphasenmotoren der verschiedenen Hilfsmaschinen zu Kessel, Turbine und Kondensationsanlage, indem der Synchronmotor als Dreiphasen-Generator läuft. Der Brennstoff für den Kessel wird durch einen Filter der Brennstoffpumpe unter Druck zugeführt, durchfliesst hernach einen Vorwärmer und gelangt dann zum Brenner, der oben auf der Brennkammer sitzt. Diese ist mit einer elektrischen Zündvorrichtung ausgerüstet. An den Dampfabscheider und Flüssigkeitsspeicher des Veloxkessels ist eine Umwälzpumpe mit Dreiphasenmotor angeflanscht. Eine Schmier- und Steuerölpumpe versorgt den Dampferzeuger, bzw. dessen Maschinensätze mit dem erforderlichen Drucköl.

Die Dampfturbine der Turbogruppe für eine Maximalleistung von 10000 kW arbeitet auf Kondensation. Eine einfache Zwischendampfenahme dient zur Vorwärmung des Speisewassers, bzw. Hauptkondensates. Das Kondensat des Entnahmedampfes wird in den Hauptkondensator eingeführt; dieser nimmt auch den Abdampf von der Hilfsturbine auf. Zum Anfahren wird der Kondensator durch einen rasch wirkenden einstufigen Dampf-

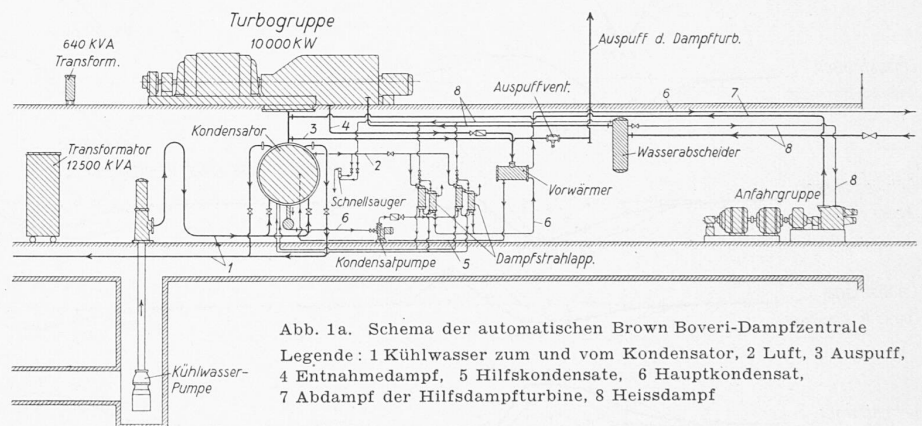


Abb. 1a. Schema der automatischen Brown Boveri-Dampfkraftanlage

Legende: 1 Kühlwasser zum und vom Kondensator, 2 Luft, 3 Auspuff, 4 Entnahmedampf, 5 Hilfskondensat, 6 Hauptkondensat, 7 Abdampf der Hilfstampfturbine, 8 Heissdampf

strahlapparat teilweise evakuiert, während zur vollständigen Evakuierung und zwecks Dampfersparnis im Betrieb eine zwei-stufige Dampfstrahlpumpe mit Abwärmeverwertung zur Speisewasservorwärmung als Luftpumpe dient. Das Kondensat dieser Strahlapparate wird auch in den Hauptkondensator geleitet und die Luft in die Atmosphäre ausgestossen. Eine Bohrlochpumpe fördert das Kühlwasser zur Kondensationsanlage. Das Hauptkondensat wird von der Kondensatpumpe zuerst durch die Kühlröhren der Strahlapparate gepresst, wo es als Kühlwasser dient, dann durch den Entnahmedampf weiter vorgewärmt und gelangt hernach in eine der beiden Speisepumpen, die es in den Rauchgasvorwärmer des Velox-Dampferzeugers fördert. Haupt- und Hilfsdampfturbine sind für die Anfahrperiode noch mit je einer elektrisch angetriebenen Hilfsölpumpe ausgerüstet (im Schema nicht ersichtlich). Eine Dieselgeneratorgruppe von 420 PS Leistung, die mit einer automatischen Anlassvorrichtung versehen ist, dient als Notgruppe für den Fall, dass die Zentrale ohne Möglichkeit des Bezugs von Fremdstrom in Betrieb gesetzt werden soll. Normalerweise wird die Eigenbedarf-Sammelschiene über einen besonderen Transformator vom Netz her gespeist.

Um auch ohne ständige Bewachung die Anlage im Bedarfsfall in ungefähr zehn Minuten vom kalten Zustand bis zur Leistungsabgabe bringen zu können, ist sie weitgehend automatisiert, was für eine ganze Dampfkraftanlage mit allen ihren Hilfsmaschinen und Apparaten höchste Anforderungen an die Lieferfirma gestellt hat. Die Automatik soll namentlich dann in Funktion treten, wenn das Netz stromlos wird. Sie kann aber auch willkürlich ausgelöst werden und zwar ohne oder mit Strombezug vom Netz her für den Eigenbedarf der Hilfsmaschinen. In diesem Fall