

# DER BAUINGENIEUR

## ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND  
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

25. JAHRGANG

DEZEMBER 1950

HEFT 12

### INHALT:

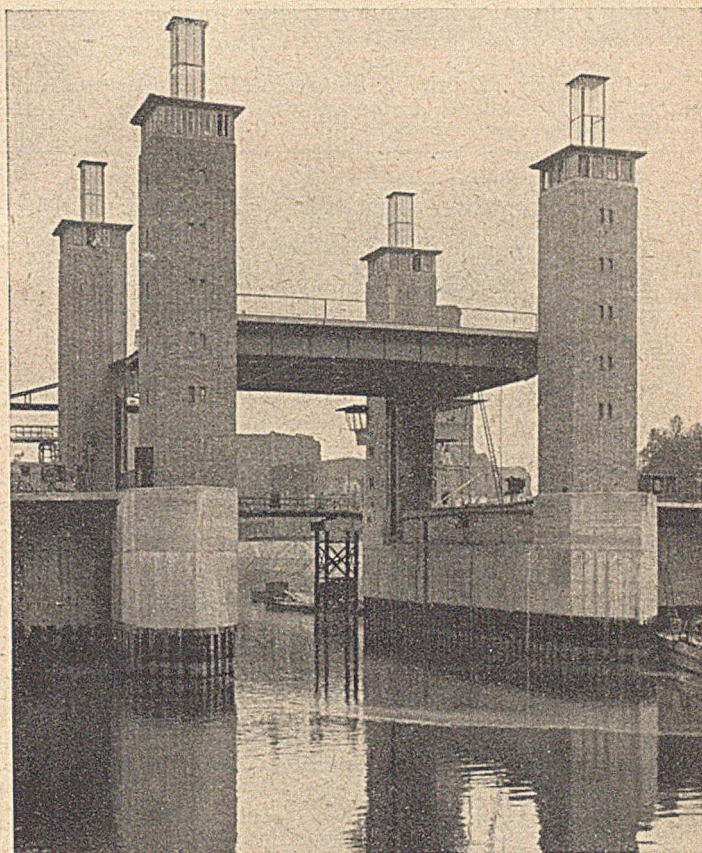
Beitrag zur Theorie der Kreiszyinderschalen. Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Mehmel, Darmstadt .....	437
Die neue Moselbrücke Wehlen. Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart .....	440
Zur Berechnung stählerner Bogenträger mit Hilfe unmittelbarer Integration. Von Dr.-Ing. K. Hoening, Düsseldorf-Kaiserswerth .....	445
Messungen über die Setzungen des Untergrundes unter einem hochbelasteten Bauwerk. Von Dr.-Ing. Heinz Muhs, Berlin .....	450

### Kurze Technische Berichte:

Spannungsoptische Untersuchung von Platten ....	455
Hochbrücke zwischen Philadelphia und Chester ..	455
Der Washburn-Tunnel.....	456
Vorgespannte Betonfertigteile bei den englischen Eisenbahnen .....	457
Buchbesprechungen und Verschiedenes .....	458

*Unser Fertigungsprogramm:*

- Stahl-Brückenbau
- Stahl-Hochbau
- Stahl-Wohnungsbau
- Stahl-Wasserbau
- Apparate- und Behälterbau
- Industriebau
- Bergbauzulieferungen
- Weichenbau
- Baggerbau
- Aufbereitung für Kohle und Erze
- Zerkleinerung
- Kabel- und Verseilmaschinen
- Maschinen und Einrichtungen für Zement-, Kaik-, Gipswerke und verwandte Industrien



**Neue Hubbrücke Schwanentor Duisburg**  
mit Parallelführung und einseitigem Antrieb, erstmalig in Deutschland ausgeführt. Hubhöhe 9,2 m, Hubdauer 1 Minute



# STAHLBAU RHEINHAUSEN



Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen · Fernschreiber: Aml Duisburg 026 838 · Fernsprech-Anschlüsse: Duisburg 343 41, Rheinhausen 741 Moers 27 42

## DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,  
(21b) Dortmund, Plauener Str. 44,

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,  
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung

„DER BAUINGENIEUR“,

Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,  
(21b) Dortmund,  
Plauener Str. 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf be-

sonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 Seiten.

Bezugspreis:

Vierteljährlich DMark 9,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, in den Westzonen auch jedes Postamt, entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher Sammelnummer 91 03 46) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

### SPRINGER-VERLAG

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,  
Fernsprecher: 24 40 u. 54 30.

Berlin-Charlottenburg 2, Jebensstraße 1,  
Fernsprecher: 32 20 70 u. 32 64 46.

Vertriebs-Vertretungen des Verlages im Ausland:

Schweiz: Lange, Maxwell & Springer A.G., Schützenmattstraße 43, Basel. — England, U.S.A. und das übrige Ausland: Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street, London, W. C. 2.

SCHORNSTEINBAU  
KESSELEINMAUERUNG  
WÄRMESPERRE GUHLKE  
FLUGASCHEBLÄSER



**HERRMANN & VOIGTMANN-CHEMNITZ**

Niederlassung: Lüneburg, Reichenbachstraße 4

**Schutz** von Mörtel u. Beton, Stein, Eisen u. Holz  
gegen  
Zerstörung durch aggressive Wässer,  
Laugen, Säuren, Öle und dergl.

durch unsere bewährten und bekannten  
**Bautenschutzmittel**

SIKA, BETONPLAST, IGOL, IGAS  
PURIGO-FLUAT



SIKA G.m.b.H. / Chemische Fabrik  
Durmshheim b. Karlsruhe / Ruf: 14

## Die Methoden der Rahmenstatik

### Aufbau, Zusammenfassung und Kritik

Von  
**Dr.-Ing. habil. Otto Luetkens**

Mit 38 Abbildungen und 9 Zahlentafeln. VII, 281 Seiten. 1949  
DMark 33,—; Ganzleinen DMark 36,—

Hier liegt nun ein sehr gescheites, tief schürfendes und nützliches Buch vor, das von einer höheren Warte aus geschrieben ist. Der Verfasser hat sich das überaus verdienstvolle Ziel gesetzt, Klarheit über den heutigen Stand der Statik der Tragwerke zu schaffen, und es darf restlos anerkannt werden, daß ihm dieses Vorhaben vollauf gelungen ist.

Über dieses wirklich lehrreiche Buch ließe sich vieles sagen. In wirklich meisterhafter Weise bietet das Buch eine kritische Darstellung und Beleuchtung aller bisher bekannten Verfahren zur Berechnung von Stabwerken, außerdem ordnet es diese Verfahren genau ein und vergleicht sie miteinander bzw. wiegt sie gegeneinander ab. Darüber hinaus aber wirkt die Arbeit Luetkens infolge der überaus klaren Darstellung und ihrer strengen Wissenschaftlichkeit ungewöhnlich anregend und befruchtend und ist deshalb vor allem denjenigen zu empfehlen, die etwas tiefer in die Eigenheiten und Schönheiten der Statik eindringen wollen.

„Die Bautechnik“

---

**SPRINGER-VERLAG**  
BERLIN · GÜTTINGEN · HEIDELBERG

# BAUSTAHLGEWEBE



## MITTEILUNGEN für die Beton- und Stahlbetonbau-Praxis

NEU ERSCHIENEN!

Aus dem Inhalt der neuen Hefte:

Nr. 18: Zur Wiedereinführung.  
12 Seiten Zur Entwicklung des BSIG.  
Grundsätzliches über BSIG.

Nr. 19: BSIG in einachsrig gespannten Massiv-  
16 Seiten decken. Baupolizeiliche Zulassung.

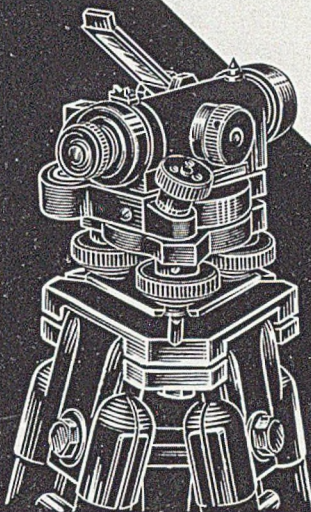
Nr. 20 BSIG in kreuzweise bewehrten Massiv-  
und 21: decken.  
28 Seiten  
1. Grundlagen.  
2. Erklärungen und Anwendungen.  
3. Bewehrungsstafeln für kreuzweise  
bewehrte Platten.

Diese und spätere Ausgaben stellen wir als  
statisches Rüstzeug jedem an neuzeitlichen Be-  
wehrungsfragen und Berechnungen Interessier-  
ten kostenlos und unverbindlich zur Verfügung.

Wir bitten unter Hinweis auf dieses Inserat um  
genaue Angabe der Anschrift.

**BAUSTAHLGEWEBE GMBH**  
DÜSSELDORF      Sammelruf 5 33 56

## TACHYMETER THEODOLITE BAU- UND ING.- NIVELLIERE



CARL ZEISS  
JENA

Auskünfte und Druckschriften 10/F übersendet Ihnen  
OPTIK CARL ZEISS JENA VEB

# LORENZ BETON- PFAHL-GRÜNDUNGEN

## BAUGRUND-UNTERSUCHUNGEN SYSTEM LORENZ.

Bei unsicherem Baugrund  
bei bedrohten Bauwerken

## LORENZ BETON-BOHR-PFAHL

Ausführungen im In- und Ausland  
durch

Allgemeine Baugesellschaft  
**LORENZ & CO. m. b. H.**  
Berlin-Wilmersdorf, Jenaer Straße 7  
Ruf: 87 64 33

Allg. Bauges. Lorenz & Co.  
Lübeck · Hamburg · Kiel

Lorenz-Bau G. m. b. H.  
Iserlohn

Bohrpfahl aus Beton mit Mantelrohr  
Erhöhte Tragfähigkeit durch den gesicherten Bankettfuß

*Everspächer*

## KITTLOSE GLASDÄCHER

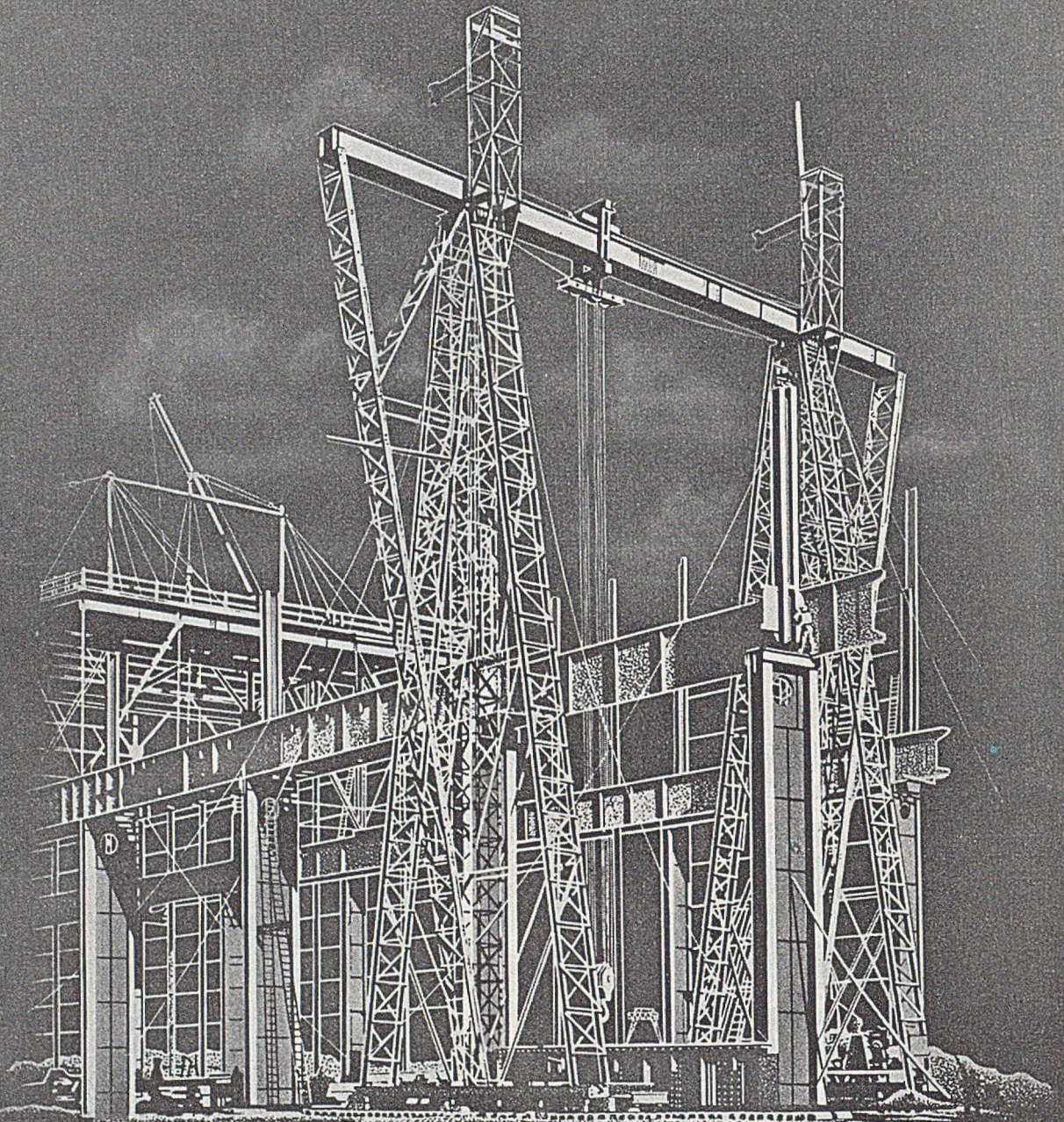
und Glaswände  
für Industriebauten

Seit Jahrzehnten bewährt!



**J. EBERSPÄCHER**  
ESSLINGEN/NECKAR





M • A • N

# STAHLHOCHBAU

HALLENBAUTEN · BRÜCKEN · WEHRANLAGEN · SCHEIBENGASBEHÄLTER

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG

## Beitrag zur Theorie der Kreiszyklinderschalen.

Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Mehmel, Darmstadt.

Ausschnitt aus der Antrittsrede „Gedanken über die Entwicklung des konstruktiven Ingenieurbauwesens mit besonderer Berücksichtigung des Massivbaues“, gehalten bei der Übernahme des Rektorates am 15. Dezember 1949.

Ein neuer Baustoff gibt nicht selten dem Ingenieur die Möglichkeit, neue Bauformen zu schaffen; dies zeigt sich auch bei dem Baustoff Stahlbeton, und zwar scheint mir hierfür der Schalenbau besonders charakteristisch zu sein. Unter einer Schale versteht man bekanntlich ein gekrümmtes Flächentragwerk, d. h. ein solches, das kräfteübertragend und raumabschließend wirkt, also zugleich zwei Funktionen erfüllt. Die Form der Rotationschale haben schon die Römer in Fortführung des Gewölbes gebaut. Die Rotationskuppel ist von allen Schalenformen konstruktiv und statisch am leichtesten zu beherrschen. Wenn man nämlich, was hier nicht allzu schwierig ist, gewissen Randbedingungen konstruktiv genügt, so wirken als Schnittkräfte nur Dehnungskräfte, und man kann deshalb den Spannungszustand allein aus dem Gleichgewicht der Kräfte — man kann sagen, statisch bestimmt — ermitteln. Der nicht zugfeste Stein ist jedoch als Baustoff auch für die Rotationskuppel nicht ideal: Bei Formen mit lotrechter Endtangente, z. B. der Halbkugel oder ähnlichen Formen, sind Zugspannungen, und zwar in der Ringzone, nicht zu vermeiden. Dies ist wohl zu erreichen, wenn man flachere Kuppelformen wählt; dafür tauscht man dann den Nachteil ein, große waagrechte Reaktionskräfte aufnehmen zu müssen, was, wenn man Zugglieder ausschließen will, nur durch große Massen der stützenden lotrechten Mauer möglich ist.

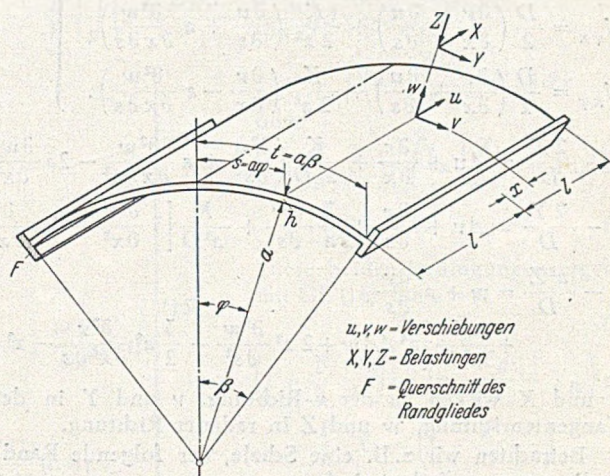
Insgesamt war ein Kuppelbau aus nicht zugfestem Mauerwerk, zumal bei rein empirisch gewonnener und nur unzulänglicher Einsicht in das Kräftespiel, im Altertum und Mittelalter stets ein Wagnis und wurde als solches gewertet. Die Spannweiten, die zu erreichen große Kühnheit erforderte, lagen etwa an der 50 m-Grenze. Heute sind in Stahlbeton die doppelten Spannweiten mit zweifellos unvergleichlich geringerem Baurisiko ausgeführt, und damit hat man die Grenzen noch keineswegs erreicht. Die Gewichte je Einheit der überdeckten Fläche betragen, trotz Verdoppelung der Spannweiten, nur einen Bruchteil, etwa  $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{8}$ .

Die Rotationschale ist in ihrer Verwendung auf repräsentative Bauten beschränkt. Ein viel größeres Anwendungsgebiet steht der Zylinderschale mit waagrecht Achse, namentlich für Dachbauten, offen. Ein Rohr, dessen Wand so dünn ist, daß es nur über geringe Biegefestigkeit verfügt, ist als Träger nicht zu gebrauchen. Es wird jedoch sofort eine beträchtliche Tragfähigkeit hergestellt, wenn man eine oder mehrere aussteifende Scheiben einbaut. Ich möchte diese Erscheinung das Konservendosenprinzip nennen. Nun ist ein volles Rohr als Bauelement kaum zu verwenden, und es ist das Verdienst von Dischinger und Finsterwalder, vor etwa 25 Jahren darauf hingewiesen zu haben, daß das Konservendosenprinzip nicht nur auf volle Kreisquerschnitte, sondern auch auf Segmentquerschnitte anwendbar ist; die Tragfähigkeit wird, das braucht nicht erst bewiesen zu werden, wesentlich verbessert, wenn man den Rand verstärkt. Diese Gebilde wirken offensichtlich wie Träger mit Hohlquerschnitt. Bis zu der Entwicklung der Schalen hat man solche Gebilde aber ganz anders aufgefaßt, konstruiert und berechnet, nämlich als Gewölbe, deren Schub durch Widerlager oder durch Zugbänder und waagrechte

Träger — letztere zur Einleitung des Schubes in die Zugbänder — übernommen werden müssen. Gerade das Tragsystem aus Zugbändern und waagrechten Trägern ist aber im Dachbau häufig aus Gründen der Raumgestaltung nicht anwendbar; auch ist das Gewölbe wesentlich dicker als die Stahlbetonschale, erfordert unter den Kämpfern stützende Mauern, kurz, die Zylinderschale zeichnet sich durch einen geringen Materialverbrauch aus und ist in ihrer formalen Gestaltung fast stets dem Gewölbe überlegen. Von dem sparsamen Stoffaufwand kann man sich ein Bild machen, wenn man sich vorstellt, daß die praktisch vorkommenden Schalen im Verhältnis zu ihren Längsabmessungen dünner sind als eine Eischale.

Eine ihrer Bedeutung für das Bauwesen angemessene Verbreitung haben die Zylinderschalen bisher noch nicht gefunden. Außer formellen, im Patentwesen liegenden Gründen sind hierfür die Schwierigkeiten bestimmend, die ihrer konstruktiven und statischen Beherrschung entgegenstehen. Die Randbedingungen des Membranzustandes sind durch die in der Wirklichkeit auftretenden Belastungen meist nicht einzuhalten, es überlagert sich ein Biegezustand, für dessen rechnerische Erfassung die auf die Schale adaptierten 3 Grundgleichungen der Elastizitätstheorie, d. h. 3 gekoppelte lineare Differentialgleichungen zu lösen sind.

In der Literatur, soweit sie sich mit diesem Problem im einzelnen beschäftigt, wird eine Lösung angegeben derart, daß ein mittels doppelter Fourier-



reihen dargestelltes Partikulärintegral mit Lösungen der homogenen Gleichungen unter Beachtung der Randbedingungen überlagert wird. In der numerischen Auswertung führt dieser Vorschlag jedoch zu Schwierigkeiten, die für die Praxis geradezu unüberwindbar sind, selbst wenn man, wie weiterhin konzidiert wird, die Reihen nach dem 1. Glied abbricht; es ist aber dabei noch zu bedenken, daß in gewissen Fällen die Konvergenz ausgesprochen schlecht ist.

Ich habe deshalb nach anderen Wegen gesucht, und nach vielerlei Untersuchungen, an denen besonders auch mein Mitarbeiter Dr.-Ing. Fuchssteiner beteiligt ist, glaube ich, eine Methode empfehlen zu können, über die im einzelnen noch berichtet werden wird, und die ich hier in den Grundzügen angeben will: Eine in der Elastizitätstheorie bekannte Methode besteht darin, Lösungen zu summieren, die jede einzeln die Randbedin-

gungen, nicht aber die Differentialgleichung befriedigen. Das bedeutet mechanisch, daß nicht die vorgegebene, sondern eine davon abweichende Belastung abgetragen wird; es bleibt eine Restbelastung. Wird diese durch die Überlagerungen mehrerer Lösungen immer kleiner und konvergiert sie gegen Null, so spricht man von einer strengen Lösung. In der Schalentheorie ist eine Summierung mehrerer solcher Lösungen praktisch nicht durchführbar. Hier hilft jedoch eine die Besonderheit der Schale berücksichtigende Überlegung weiter. Ich brauche für die Schale gar nicht die Restbelastung zu Null zu machen; eine Restbelastung macht mir keinerlei Schwierigkeiten, wenn sie zwei Bedingungen genügt:

1. Sie muß so verteilt sein, daß sie nach der Membrantheorie abgetragen werden kann.
2. Die Restbelastung darf von keiner höheren Größenordnung sein als die vorgegebene, damit die Deformationen des Membranspannungszustandes vernachlässigt werden können.

Die Methode sei im folgenden kurz erläutert: Wir legen die Flügge'schen Schnittkraft-Verschiebungsgleichungen (1) und Differentialgleichungen (2) zugrunde:

$$\left. \begin{aligned} M_{\varphi} &= \frac{K}{a^2} \left( w + a^2 \frac{\partial^2 w}{\partial s^2} \right), \\ M_x &= \frac{K}{a^2} \left( a^2 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - a \frac{\partial u}{\partial x} \right), \\ M_{\varphi x} &= \frac{K}{a^2} \left( a^2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial s} - \frac{a}{2} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{a}{2} \frac{\partial u}{\partial s} \right), \\ M_{x\varphi} &= \frac{K}{a^2} \left( a^2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial s} - a \frac{\partial v}{\partial x} \right), \\ N_{\varphi} &= \frac{D}{a} \left( a \frac{\partial v}{\partial s} + w \right) + \frac{K}{a^3} \left( w + a^2 \frac{\partial^2 w}{\partial s^2} \right), \\ N_x &= D \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{K}{a} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \\ N_{\varphi x} &= \frac{D}{2} \left( \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{K}{2a^2} \left( \frac{\partial u}{\partial s} + a \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial s} \right), \\ N_{x\varphi} &= \frac{D}{2} \left( \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{K}{2a^2} \left( \frac{\partial v}{\partial x} - a \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial s} \right). \end{aligned} \right\} (1)$$

$$\left. \begin{aligned} -\frac{2X}{D} &= \Delta u + \frac{\partial e}{\partial x} + \frac{K}{a^2 D} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial s^2} + a \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial s^2} - 2a \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} \right) \\ -\frac{2Y}{D} &= \Delta v + \frac{\partial e}{\partial s} + \frac{2}{a} \frac{\partial w}{\partial s} + \frac{K}{a^2 D} \left[ 3 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - 3a \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial s} \right] \\ -\frac{a^2 Z}{D} &= w + a \frac{\partial v}{\partial s} \\ &+ \frac{K}{a^2 D} \left[ a^4 \Delta w + 2a^2 \frac{\partial^2 w}{\partial s^2} - \frac{5}{2} a^3 \frac{\partial^3 v}{\partial x^2 \partial s} - a^3 \frac{\partial^3 u}{\partial x^3} + \frac{a^3}{2} \frac{\partial^3 u}{\partial x \partial s^2} + w \right] \end{aligned} \right\} (2)$$

u und X wirken in der x-Richtung, v und Y in der Tangentenrichtung, w und Z in radialer Richtung.

Betrachten wir z. B. eine Schale, der folgende Randbedingungen auferlegt sind:

am Binderrand  $x = l$ :

$$w = 0, \quad \frac{\partial w}{\partial x} = 0, \quad (3, 4)$$

$$v = 0, \quad u = 0; \quad (5, 6)$$

am Kämpferrand  $s = t$ :

$$w = 0, \quad M_{\varphi} = 0 \left( \frac{\partial^2 w}{\partial s^2} = 0 \right), \quad (7, 8)$$

$$N_{\varphi} = G, \quad \frac{F}{h} \frac{\partial N_x}{\partial x} = N_{\varphi x}. \quad (9, 10)$$

Die Gl. (5) bis (6) bedeuten, daß die Schale über einen starren Binder durchläuft. Es bedeuten ferner:

Gl. (7): Das Randglied ist in Richtung seiner hohen Kante starr;

Gl. (8): Das Randglied leistet gegen Verdrehen keinen Widerstand;

Gl. (9): Das Randglied kann in Richtung einer niedrigen Kante keine Kraft aufnehmen. Die tangential Komponente G seines Eigengewichtes geht als  $N_{\varphi}$ -Kraft in die Schale;

Gl. (10): In Randglied und Schalenrand sind gleichgroße  $\sigma_x$ -Spannungen. Die zwischen beiden wirkende Schubkraft ist so groß wie die Zunahme der Randgliedkraft.

Im folgenden sei zunächst die Verschiebefunktion w im Einzelnen abgeleitet. Die w allein betreffenden Randbedingungen lauten [vgl. Gl. (3), (4), (7), (8)]:

$$\text{am Binderrand } x = l: w = 0, \quad \frac{\partial w}{\partial x} = 0;$$

$$\text{am Kämpferrand } s = t: w = 0, \quad \frac{\partial^2 w}{\partial s^2} = 0.$$

Sei  $W(x, s)$  eine beliebige Funktion und

$$w(x, s) = W(x, s) + f(x) \cdot g(s),$$

so können f und g so gewählt werden, daß die Randbedingung Gl. (3) erfüllt wird. Durch Einsetzen der ersten Randbedingung erhält man die Bestimmungsgleichung

$$w(l, s) = 0 = W(l, s) + f(l) \cdot g(s).$$

Es folgt mit  $f(l) = -1$

$$g(s) = W(l, s) \text{ und}$$

$$w(x, s) = W(x, s) - W(l, s). \quad (11)$$

In Gl. (11) ist  $W(x, s)$  eine beliebige Funktion von x und s. Setzt man hier wieder

$$W(x, s) = \overline{W}(x, s) + f(x) \cdot g(s), \text{ so wird}$$

$$w(x, s) = \overline{W}(x, s) - \overline{W}(l, s) + [f(x) - f(l)] \cdot g(s).$$

Die Gl. (4) ergibt die Bestimmungsgleichung

$$\frac{\partial w}{\partial x}(l, s) = 0 = \frac{\partial \overline{W}}{\partial x}(l, s) + \frac{df}{dx}(l) \cdot g(s).$$

$$\text{Mit } f(x) = -\frac{x^2}{2l}, \quad \frac{df}{dx}(l) = -1, \quad g(s) = \frac{\partial \overline{W}}{\partial x}(l, s)$$

wird dann

$$w(x, s) = \overline{W}(x, s) - \overline{W}(l, s) + \frac{1}{2l} (l^2 - x^2) \frac{\partial \overline{W}}{\partial x}(l, s).$$

$\overline{W}(x, s)$  ist eine beliebige Funktion von x und s. Der Einfachheit halber nennen wir jetzt  $\overline{W}(x, s)$  wieder  $W(x, s)$ ;

unter diesem Funktionssymbol  $W(x, s)$  soll stets irgendeine beliebige Funktion von x und s verstanden werden.

Nach Befriedigung der Gl. (3) und (4) lautet somit:

$$w(x, s) = W(x, s) - W(l, s) + \frac{l^2 - x^2}{2l} \frac{\partial W}{\partial x}(l, s). \quad (12)$$

Durch die Wiederholung dieses Verfahrens wird zunächst

$$w(x, s) = \overline{W}(x, s) - \overline{W}(l, s) + \frac{1}{2l} (l^2 - x^2) \frac{\partial \overline{W}}{\partial x}(l, s)$$

$$+ \left[ f(x) - f(l) + \frac{1}{2l} (l^2 - x^2) f'(l) \right] \cdot g(s).$$

Die Randbedingung Gl. (7) ergibt

$$0 = \overline{W}(x, t) - \overline{W}(l, t) + \frac{1}{2l} (l^2 - x^2) \frac{\partial \overline{W}}{\partial x}(l, t)$$

$$+ \left[ f(x) - f(l) + \frac{1}{2l} (l^2 - x^2) f'(l) \right] \cdot g(t).$$

Die Lösung ist

$$g(t) = -1; \quad f(x) = \overline{W}(x, t).$$

Hiermit wird, wenn wir für  $\overline{W}(x, s)$  wieder  $W(x, s)$  schreiben

$$w(x, s) = W(x, s) - W(x, t) - W(l, s) + W(l, t)$$

$$+ \frac{1}{2l} (l^2 - x^2) \left[ \frac{\partial W}{\partial x}(l, s) - \frac{\partial W}{\partial x}(l, t) \right]. \quad (13)$$

Um die Randbedingung Gl. (8) zu erfüllen, setzt man wieder

$$W(x, s) = \bar{W}(x, s) + f(x) \cdot g(s)$$

und erhält

$$w(x, s) = \bar{W}(x, s) - \bar{W}(x, t) - \bar{W}(l, s) + \bar{W}(l, t) + \frac{1}{2l}(l^2 - x^2) \left[ \frac{\partial \bar{W}}{\partial x}(l, s) - \frac{\partial \bar{W}}{\partial x}(l, t) \right] + \left[ f(x) - f(l) + \frac{1}{2l}(l^2 - x^2)f'(l) \right] [g(s) - g(t)]$$

und die vierte Randbedingung ist erfüllt mit

$$g(s) = -\frac{s^2}{2}, \quad f(x) = \frac{\partial^2 \bar{W}}{\partial s^2}(x, t).$$

Damit lautet dann die Funktion  $w$ , die alle vier Randbedingungen erfüllt, wenn wir wieder  $W(x, s)$  statt  $\bar{W}(x, s)$  schreiben

$$w(x, s) = W(x, s) - W(x, t) - W(l, s) + W(l, t) + \frac{1}{2l}(l^2 - x^2) \left[ \frac{\partial W}{\partial x}(l, s) - \frac{\partial W}{\partial x}(l, t) \right] + \frac{1}{2}(t^2 - s^2) \left[ \frac{\partial^2 W}{\partial s^2}(x, t) - \frac{\partial^2 W}{\partial s^2}(l, t) \right] + \frac{1}{4l}(l^2 - x^2)(t^2 - s^2) \frac{\partial^3 W}{\partial x \partial s^2}(l, t). \quad (14)$$

Es ist nicht schwierig, durch Hinzunahme weiterer Glieder zu Gl. (14) außer (3), (4), (7), (8) noch weitere Randbedingungen zu erfüllen. Bekanntlich kann jede Lastfunktion in einen geraden und einen ungeraden Anteil zerlegt werden. In Gl. (14) steckt bereits die Voraussetzung der Symmetrie in  $x$  und  $s$  infolge der Wahl der Vorfaktoren. Bei Antimetrie ist die Gleichung in analoger Weise aufzustellen.

Die Verschiebungsfunktionen  $u$  und  $v$  werden in entsprechender Weise gefunden, worauf hier nicht näher eingegangen sei. Hierzu benötigt man den funktionellen Zusammenhang zwischen Schnittgrößen und Verschiebungen, s. Gl. (1).

Dann lauten die Verschiebungsfunktionen  $u, v$  wie folgt:

$$u(x, s) = \frac{\partial U}{\partial x}(x, s) - \frac{x}{l} \frac{\partial U}{\partial x}(l, s)$$

$$v(x, s) = \frac{G}{2D} \frac{c(l^2 - x^2)}{\sqrt{c(l^2 - x^2) + t^2}} \left[ \ln \frac{\sqrt{c(l^2 - x^2) + t^2} + s}{\sqrt{c(l^2 - x^2) + t^2} - s} - \left( \frac{3}{2} \frac{s}{t} - \frac{1}{2} \frac{s^3}{t^3} \right) \ln \frac{\sqrt{c(l^2 - x^2) + t^2} + t}{\sqrt{c(l^2 - x^2) + t^2} - t} \right] + \frac{\partial V}{\partial s}(x, s) - \frac{\partial V}{\partial s}(l, s) - s \left[ \frac{\partial^2 V}{\partial s^2}(x, t) - \frac{\partial^2 V}{\partial s^2}(l, t) \right] + \frac{3}{t^3} \left( \frac{s^3}{6} - \frac{s t^2}{2} \right) \left[ \frac{\partial V}{\partial s}(x, t) - \frac{\partial V}{\partial s}(l, t) - t \frac{\partial^2 V}{\partial s^2}(x, t) + t \frac{\partial^2 V}{\partial s^2}(l, t) \right] + \left( \frac{3}{2} \frac{s}{t} - \frac{1}{2} \frac{s^3}{t^3} \right) \left[ \frac{2F}{h} \left( \frac{\partial^2 U}{\partial x^2}(x, t) - \frac{\partial^2 U}{\partial x^2}(l, t) \right) - \left( 1 + \frac{K}{a^2 D} \right) \left( \frac{\partial U}{\partial s}(x, t) - \frac{\partial U}{\partial s}(l, t) + \frac{1}{2l}(l^2 - x^2) \frac{\partial^2 U}{\partial x \partial s}(l, t) \right) - \frac{K}{a D} \left( \frac{\partial w}{\partial s}(x, t) - \frac{\partial w}{\partial s}(l, t) \right) \right]. \quad (15)$$

Hierin sind  $U, V$  und  $W$  in  $x$  und  $s$  gerade, sonst aber beliebige Funktionen. Die Faktoren  $\frac{x}{l}, (l^2 - x^2)$  usw. sind hier Polynome, es können aber auch irgendwelche anderen Funktionen gewählt werden. Für Schalen mit anderen Randbedingungen lassen sich ohne Schwierigkeiten ebenfalls die Verschiebungsfunktionen in dieser allgemeinen Form angeben.

Im übrigen ist über die Funktionen  $u, v, w$  (z. B. über den Funktionsverlauf innerhalb des Feldes) noch nichts ausgesagt. Diese Funktionen können also auch noch gezwungen werden, das Gleichungssystem (2) zu erfüllen; wir wollen jedoch aus den oben erörterten Gründen hierauf verzichten und die Restbelastung so bestimmen, daß

sie nach der Membrantheorie abgetragen werden kann. Hierzu setzen wir die Verschiebungsgrößen  $u, v$  und  $w$  nach Gl. (14) und (15) in die Differentialgleichungen (2) ein; es ergeben sich dann Lastfunktionen  $X_B, Y_B, Z_B$ , deren Zeiger  $B$  andeuten soll, daß sie den Verschiebungsfunktionen  $u, v, w$  gemäß Gl. (14) bzw. (15), d. h. den Verschiebungen der Biegetheorie entsprechen. Weil wir über  $U, V, W$  noch nicht verfügt haben, können wir die Lastfunktionen  $X_B, Y_B, Z_B$  noch gewissen Bedingungen unterwerfen, nämlich es sollen die Restbelastungen

$$X_M = X_w - X_B, \quad Y_M = Y_w - Y_B, \quad Z_M = Z_w - Z_B \quad (16)$$

nun so beschaffen sein, daß sie den Randbedingungen der Membranspannungstheorie genügen.

Die Gleichgewichtsgleichungen der Membrantheorie lauten nach den Schnittkraftgrößen aufgelöst:

$$N_{\varphi M} = -a Z_M, \quad N_{\varphi x M} = \int \left( a \frac{\partial Z_M}{\partial s} - Y_M \right) dx, \quad N_{x M} = - \int \int \left( a \frac{\partial^2 Z_M}{\partial s^2} - \frac{\partial Y_M}{\partial s} \right) dx^2 - f X_M dx + f(s).$$

Die Anwendung der Membrantheorie ist bekanntlich nur dann möglich, wenn am Kämpfer die Randbedingungen erfüllt sind. Bezüglich  $N_{\varphi M}$  ist zu fordern

$$N_{\varphi M} = -a Z_M = 0 \quad \text{am Kämpfer } (s = t),$$

da das Randglied nach Gl. (9) in der  $\varphi$ -Richtung keine Kraft aufnehmen kann. Hieraus folgt:

$$Z_M = 0 \quad \text{am Kämpfer (für } s = t).$$

Ferner muß auch hier die Gl. (10) befriedigt werden, d. h. es muß sein

$$-\frac{F}{h} \left[ \int \left( a \frac{\partial^2 Z_M}{\partial s^2} - \frac{\partial Y_M}{\partial s} \right) dx - X_M \right] = \int \left( a \frac{\partial Z_M}{\partial s} - Y_M \right) dx \quad \text{oder} \quad \left( 1 + \frac{F}{h} \frac{\partial}{\partial s} \right) \left[ \int \left( a \frac{\partial Z_M}{\partial s} - Y_M \right) dx \right] - \frac{F}{h} X_M = 0. \quad (19)$$

Diese beiden Bedingungen ergeben mit Gl. (16) für  $s = t$ ;

$$Z_B = Z_w, \quad (20)$$

$$\left( 1 + \frac{F}{h} \frac{\partial}{\partial s} \right) \left[ \int \left( a \frac{\partial Z_B}{\partial s} - Y_B \right) dx \right] - \frac{F}{h} X_B = \left( 1 + \frac{F}{h} \frac{\partial}{\partial s} \right) \left[ \int \left( a \frac{\partial Z_w}{\partial s} - Y_w \right) dx \right] - \frac{F}{h} X_w. \quad (21)$$

In diesen Gleichungen sind die rechten Seiten durch die gegebenen Belastungen bekannt. In den  $X_B, Y_B, Z_B$  der linken Seiten stecken die Verschiebungsgrößen der Gl. (14) und (15). Diese sind durch Hinzunahme weiterer Glieder derart zu erweitern, daß die Randbedingungen (20) und (21) erfüllt werden. Damit ist es dann gelungen, die Belastungen in zwei Anteile zu zerlegen, von denen einer durch die Biegetheorie, der andere durch die Membrantheorie erfaßt werden kann. Es ist jedoch (s. o.) erforderlich, daß der Lastanteil der Membrantheorie von der gleichen Größenordnung ist wie der der Biegetheorie; diese Forderung kann ebenfalls in die Form von Randbedingungen gebracht oder auch durch einen Minimalansatz befriedigt werden.

### Die neue Moselbrücke Wehlen.

Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Berat. Ing., Stuttgart.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 11.)

d) Die Pylonen. Die Pylonenstiele sind Kastenquerschnitte gemäß Abb. 13, der Riegel ist einwandig. Als Kabellager wurden oben auf eine ausgesteifte Grundplatte lotrechte 50 und 80 mm dicke Bleche aus Panzerplatten

längs je unter die Seile gesetzt und in der Mitte und außen mit eingeschweißten Querblechen abgesteift (Abb. 14). Die Seile liegen in ausgehobelten Rillen. Zwischen den mittleren Seilen wurden Futterstücke aus den gleichen Blechen eingesetzt, die gegeneinander mit angeschweißten Quer-

zustand etwas Spiel haben, so daß sich die Fahrbahn lotrecht ungestört bewegen kann. Die Windlager kommen also nur bei Wind zum Anliegen (Abb. 11). Unter der Fahrbahn befinden sich Einstiegsöffnungen zur Unter-

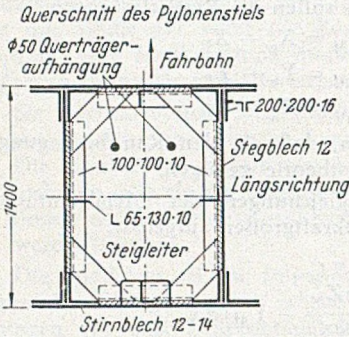


Abb. 13. Querschnitt durch einen Pylonenstiel.

blechen gehalten sind. Über das ganze wurde eine abnehmbare Blechhaube gesetzt, um diesen wichtigen Bauteil vor der Witterung zu schützen.

In den Pylonenstielen sind oben im Bereich des Riegelanschlusses die Abstände der Bleche für die Unterhaltung durch Anstriche zu eng. Dieser Teil wurde daher mit Beton ausgefüllt, um jeden Rostansatz zu verhüten.

In der Höhe der Fahrbahn sind in den Pylonenstielen waagrechte Windlager eingebaut, die beiderseits im Ruhe-

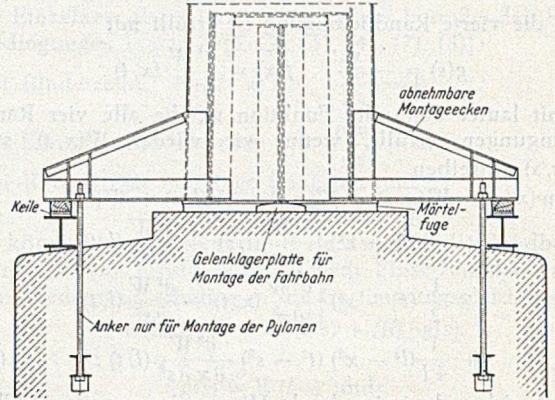


Abb. 15. Pylonenfuß. Angeschraubte Montagekonsolen zur anfänglichen Fußspannung der Pylonen und Gelenkplatte zur gelenkigen Lagerung während des Anhängens der Fahrbahn.

haltung des Inneren der Pylone; oben sind kleine Lüftungsöffnungen zur Verhütung von Schwitzwasser vorgesehen. Die Stöße der Pylonenstiele sind auf Kontakt bearbeitet und nur innen verlascht, damit die Linien nicht durch Stoßlaschen gestört werden.

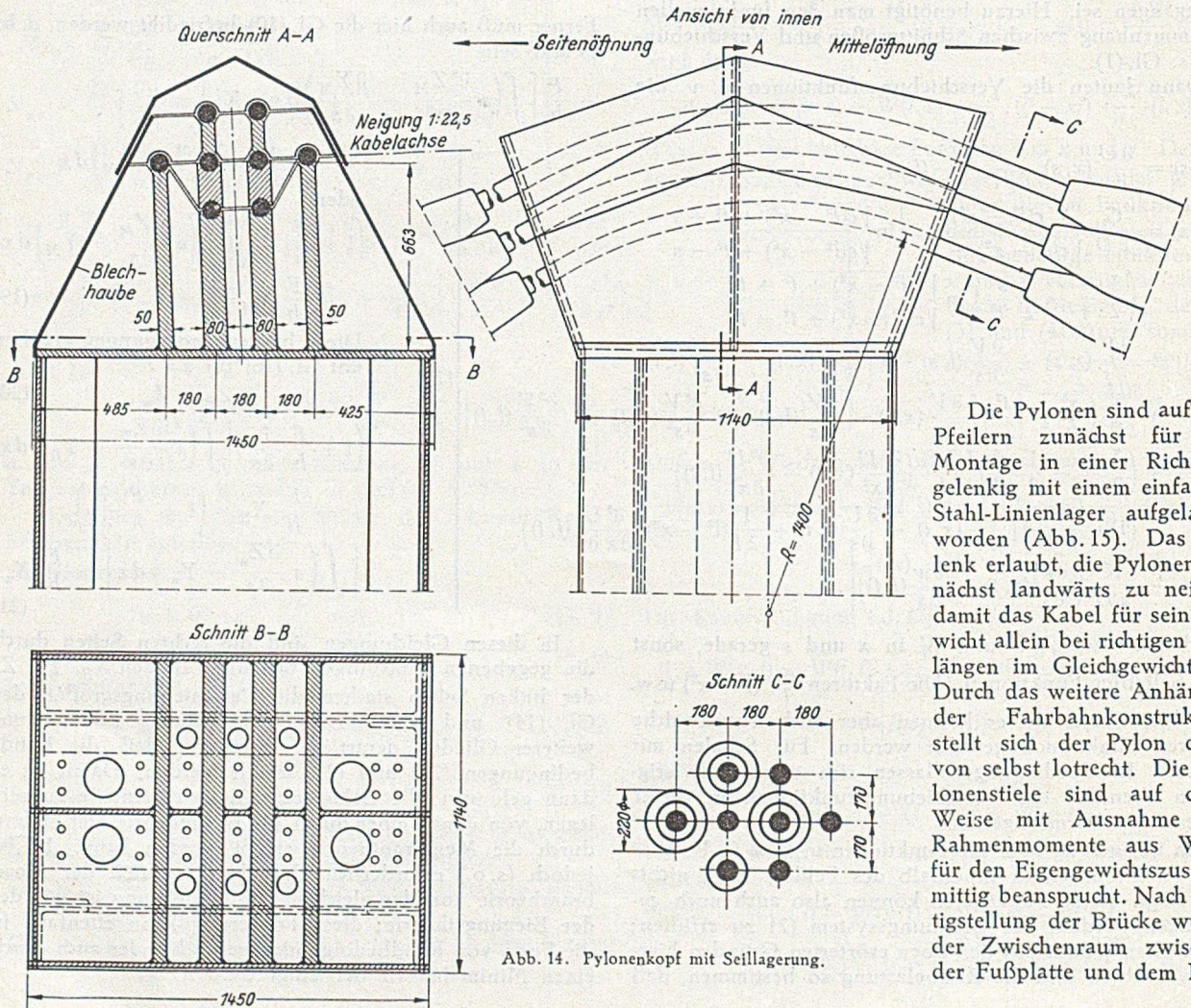


Abb. 14. Pylonenkopf mit Seillagerung.

Die Pylonen sind auf den Pfeilern zunächst für die Montage in einer Richtung gelenkig mit einem einfachen Stahl-Linienlager aufgelagert worden (Abb. 15). Das Gelenk erlaubt, die Pylonen zunächst landwärts zu neigen, damit das Kabel für sein Gewicht allein bei richtigen Seillängen im Gleichgewicht ist. Durch das weitere Anhängen der Fahrbahnkonstruktion stellt sich der Pylon dann von selbst lotrecht. Die Pylonenstiele sind auf diese Weise mit Ausnahme der Rahmenmomente aus Wind für den Eigengewichtszustand mittig beansprucht. Nach Fertigstellung der Brücke wurde der Zwischenraum zwischen der Fußplatte und dem Pfei-



ler mit Zementmörtel ausgestopft, so daß für die Verkehrslasten eine beschränkte Fußeinspannung entsteht, die mit dazu beitrug, mit einem so einfachen und billigen

vollem Eigengewicht  $185 \text{ kg/cm}^2$ , was bei dem breiten, stark bewehrten Stahlbetonquader vertreten werden kann. Für das Aufstellen der Pylonen wurde eine Fußein-

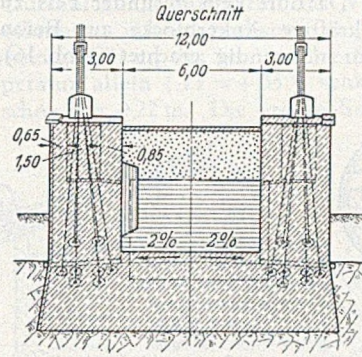
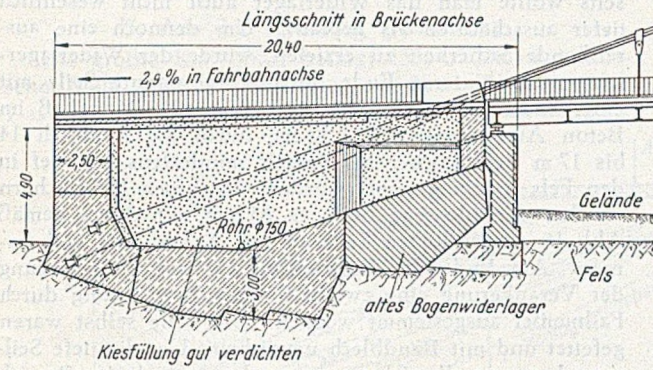


Abb. 16. Verankerungswiderlager in Wehlen.

Gelenk auszukommen. Für diese Lösung war mitbestimmend, daß ein stumpf aufgesetzter Pylon besser aussieht als einer mit sichtbarem Fußgelenk. Die Pressung unter der nur 450 mm breiten unteren Lagerplatte beträgt bei

gegen die von den Kabeln übertragenen Windkräfte mit Streben gesichert.

e) Die Pfeiler. Die alten Brückenpfeiler wurden niedriger gemacht und verbreitert, um ein besseres Aus-

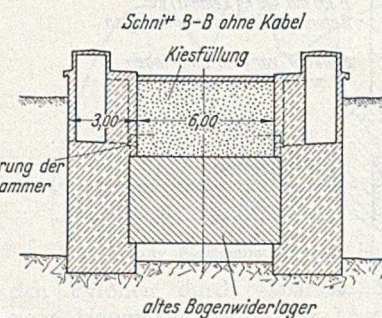
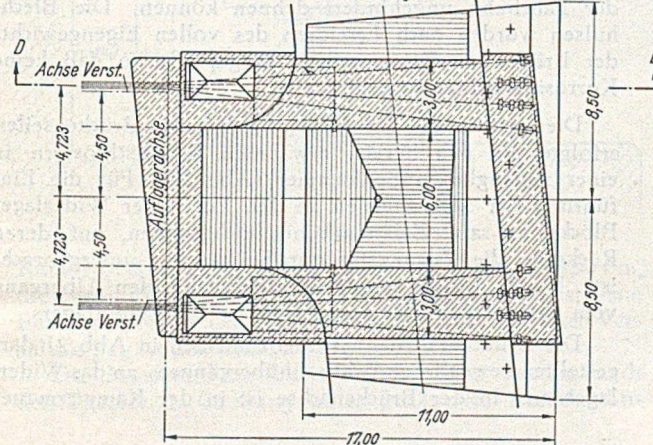
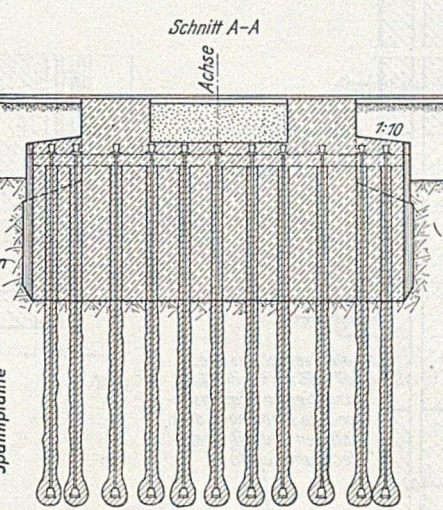
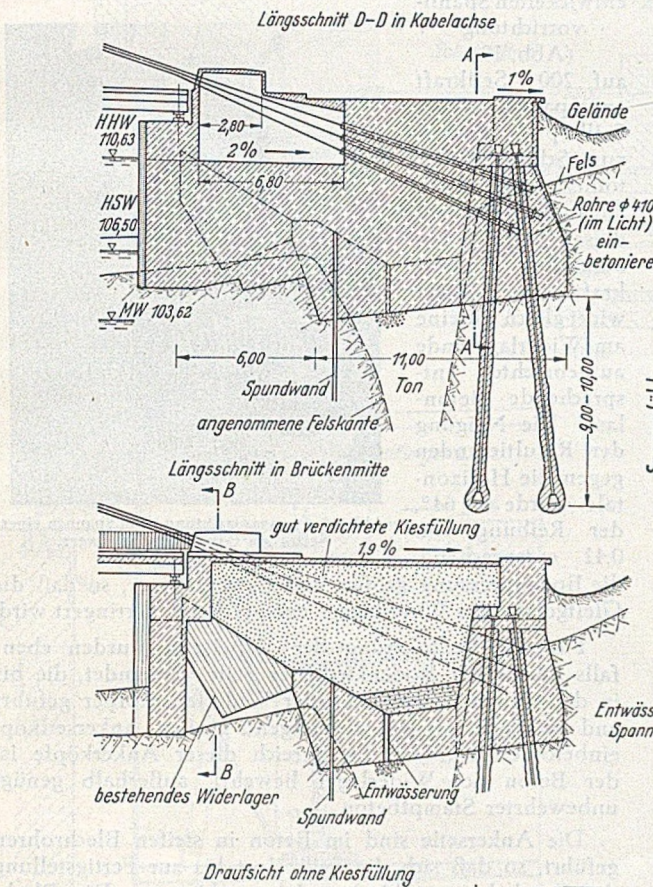


Abb. 17. Verankerungswiderlager auf der Graacher Seite.

sehen der Pfeiler für die Hängebrücke zu erzielen. Dabei wurde in Kauf genommen, daß die Pfeileroberkante rund 2,7 m unter HHW blieb, d.h. die großen Hochwasserströmen gegen die stählernen Pylonenstiele, die entsprechend mit sehr kräftigen Dollen gegen Horizontalkräfte bei Eisgang gesichert wurden.

Die alte Gründung konnte benutzt werden. Der neue Beton wurde durch in Bohrungen verankerte Rundstäbe mit dem alten Pfeilerbeton ausreichend verbunden und erhielt eine durchgehende äußere Netzbewehrung. Unter den Pylonenlagern wurden kräftig bewehrte neue Auflagerquader hergestellt.

f) Die Verankerungswiderlager. Es wurde zunächst durch Schürftgruben ermittelt, daß man auf beiden Seiten verhältnismäßig rasch auf einen brüchigen, schiefrigen Fels kommt. Da dort kein gesunder Fels zu erwarten war, wurden kräftige Ankerblöcke aus Beton mit einer Kiesfüllung für notwendig erachtet (Abb. 16).

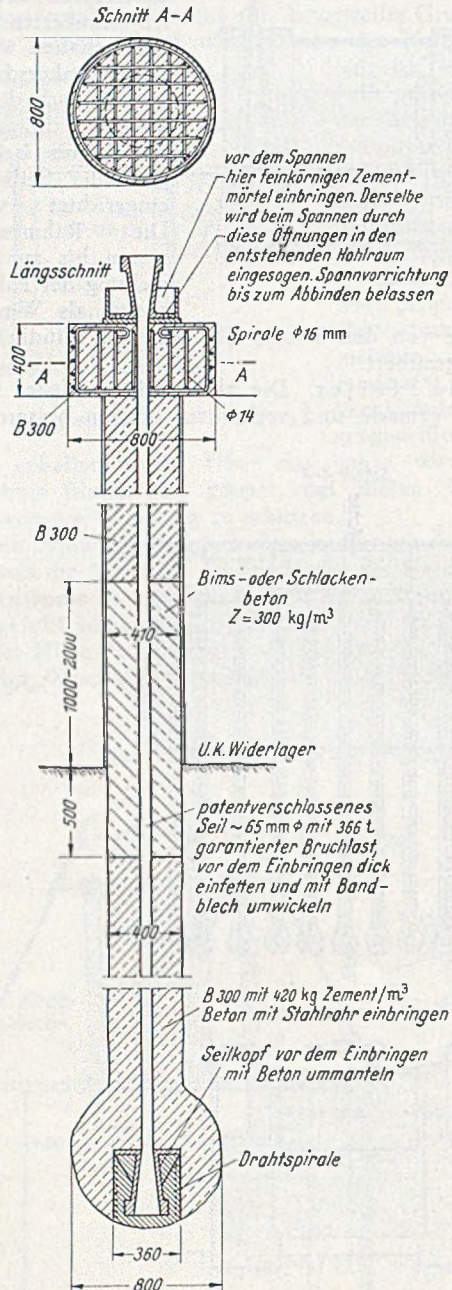


Abb. 18. Einzelausbildung der Spannpfähle am Graacher Widerlager.

Diese Ankerblöcke schlossen die alten Bogenwiderlager mit ein und wurden in der Grundfuge mit dem Fels verzahnt. Die ungünstigste Neigung der Resultierenden gegen die Horizontale ergab sich bei den gewählten Abmessungen zu  $55^\circ$ , was einem Reibungswert von 0,70 entspricht. Dieser Wert konnte nur zugelassen werden, wenn die Schichtung des schiefrigen Felses nicht parallel zu einer möglichen Gleitfuge verläuft, so daß mit einem gewissen Scherwiderstand des Felsens gerechnet werden konnte. Auf der Wehlener Seite war dies der Fall, die Schichtung fiel dort steil genug ein.

Auf der Graacher Seite traf man auf eine mit Lehm ausgefüllte, sehr tiefe Verwerfungsspalte, die gerade mitten durch die Gründung hindurchzog (Abb. 17). Da

das Gelände vor dem Widerlager dort noch stark abfällt, konnte mit einem wesentlichen Widerstand des vor dem Spalt liegenden Felsteiles nicht gerechnet werden. Andererseits wollte man das Widerlager auch nicht wesentlich tiefer ausschachten als geplant. Um dennoch eine ausreichende Sicherheit zu erzielen, wurde der Widerlagerkörper am hinteren Ende durch vorgespannte Seile mit einer Kraft von rund 2200 t niedergepreßt. Man ließ im Beton Aussparungen  $50 \cdot 50$  cm, durch die hindurch 14 bis 17 m tiefe Löcher bis jeweils mindestens 8 m tief in den Fels hinein gebohrt wurden. In diesen Bohrlöchern wurden verschlossene Seile  $\phi 65$  mm mit einem gemäß Abb. 18 ausgebildeten Seilkopf mit Ankerplatte einbetoniert. Am Ende des Bohrloches war zur Verbesserung der Verankerung eine zwiebelförmige Erweiterung durch Fallmeißel ausgestemmt worden. Die Seile selbst waren gefettet und mit Bandblech umwickelt. Um die tiefe Seilverankerung voll wirksam zu machen, wurde im Bereich der Gründungssohle auf rund 2 m Höhe das Seil mit nachgiebigem Bimsbeton umgeben. Nach ausreichendem Erhärten des Betons im Bohrloch wurden die oberen Seilköpfe gegen einen gut bewehrten Auflagerquader mit der für die Elzbrücke Bleibach [s. Bautechnik 26 (1949) S. 302] entwickelten Spann-

vorrichtung

(Abb. 19)

auf 200 t Seilkraft angespannt. Die Seilköpfe wurden zum Schluß einbetoniert und sind unzugänglich. Die von diesen elf Seilen ausgeübte Spannkraft von 2200 t wirkt gleich wie eine am Widerlagerende aufgebrachte entsprechende Betonlast. Die Neigung der Resultierenden gegen die Horizontale wurde so  $64^\circ$ , der Reibung von 0,41 entsprechend, die Bodenpressung größer und gleichmäßiger, so daß die Gleitgefahr des Widerlagers entsprechend verringert wird.

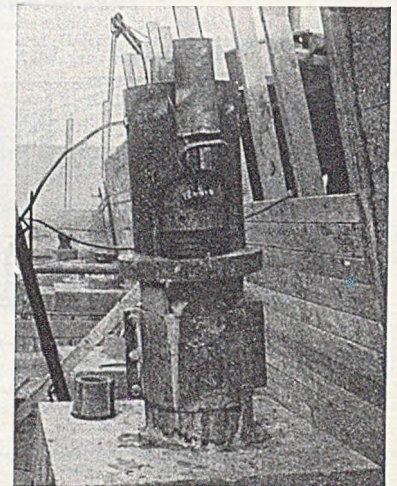


Abb. 19. Spannvorrichtung beim Spannen eines Seiles am Graacher Widerlager.

Für die Verankerung der Kabelleile wurden ebenfalls Stücke der Rodenkirchener Seile verwendet, die bis in die hintere untere Ecke der Widerlagerkörper geführt und am Ende mit einem genügend großen Ankerseilkopf einbetoniert wurden. Im Bereich dieser Ankerköpfe ist der Beton der Widerlager bewehrt, außerhalb genügt unbewehrter Stampfbeton.

Die Ankerseile sind im Beton in steifen Blechrohren geführt, so daß sich die Seile dort bis zur Fertigstellung der Fahrbahn ungehindert dehnen können. Die Blechhülsen wurden nach Erreichen des vollen Eigengewichts der Brücke mit Zementmörtel ausgepreßt, so daß keine Korrosionsgefahr besteht.

Die Verbindung der Ankerseile mit den Brückenseilen erfolgte mit den bereits erwähnten Spannschlössern in einer zugänglichen Seilkammer (Abb. 20). Für die Einführung der Seile wurden an den Ecken der Widerlager Blöcke bis auf Geländerhöhe hochgezogen, auf deren Rückseite die Zugangstür zur Seilkammer untergebracht ist. Dieser Block vermittelt gleichzeitig den Übergang vom Brückengeländer zum Geländer des Widerlagers.

Die Brückenfahrbahn schließt mit den in Abb. 21 dargestellten beweglichen Fahrbahnübergängen an das Widerlager an. In der Brückenachse ist in der Kammermauer

über der Auflagerbank eine waagrechte Stahlkonsole einbetoniert, die durch den Endquerträger hindurchgesteckt als Windaufleger dient.

3. Aus der statischen Berechnung.

Die größte Kabelkraft beträgt 1350 t. Die verschlossenen Seile  $\varnothing$  65 mm sind also mit  $5,72 \text{ t/cm}^2$  beansprucht. Das Eigengewicht der Brücke für halbe Brückenbreite (je

gung der senkbaren Lagerung des Versteifungsbalkens in den Pylonen ermittelt. Dabei ergab sich die in Abb. 22 gezeigte Linie der Größtmomente. Die größte rechnerische Durchbiegung annähernd im Viertelpunkt der Hauptöffnungen infolge höchster Temperatur und Verkehrslast beträgt 0,81 m, das ist  $1/165$  der Spannweite. Durch Temperatur allein ( $\Delta t = +35^\circ$ ) senkt sich die Brückenmitte schon um 0,22 m. Die größte Senkung der Fahrbahn an

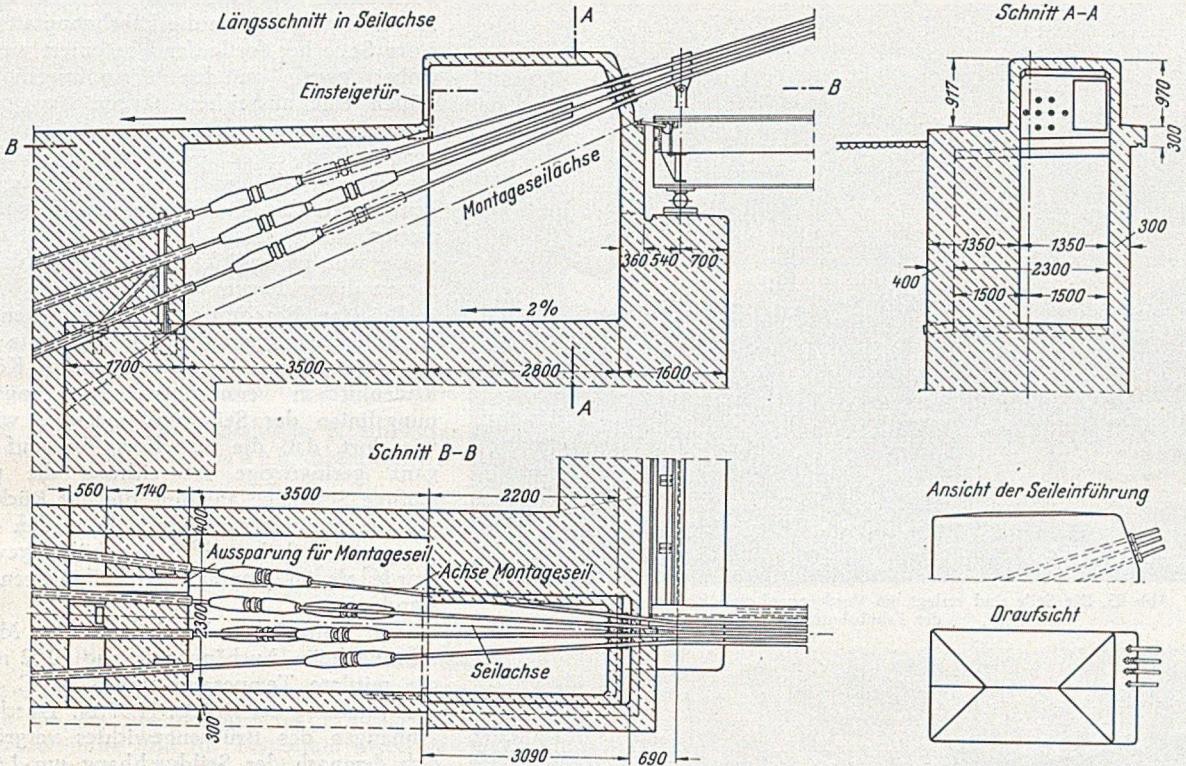


Abb. 20. Seilkammer in den Widerlagern mit Seilstößen.

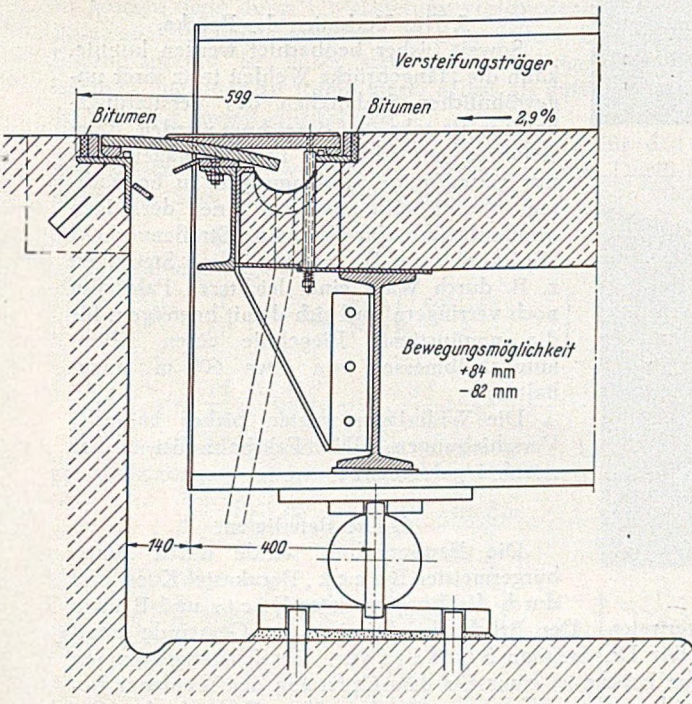


Abb. 21. Beweglicher Fahrwegübergang.

Kabel) beträgt einschließlich Kabel und Hänger 4,90 t/m, die zugehörige Verkehrslast für Brückenklasse II ist ohne Berücksichtigung der Einzelfahrzeuge 1,61 t/m. Das Verhältnis  $p:g$  ist demnach  $\sim 1:3$ .

Die Momente des Versteifungsbalkens wurden nach der Theorie 2. Ordnung unter genäherter Berücksichti-

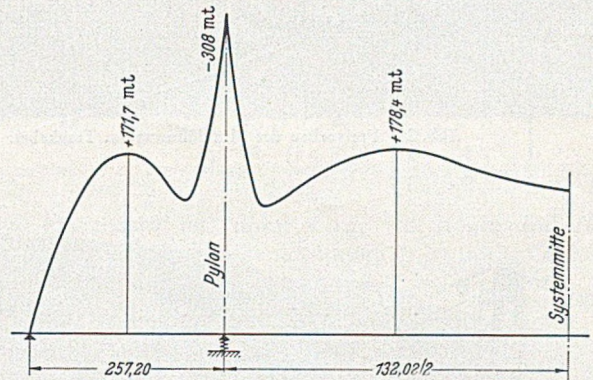


Abb. 22. Die Maximalmomentlinie für den Versteifungsbalken.

den Pylonen durch elastische Verlängerung der dortigen Hängeseile wurde auf 2,6 cm begrenzt und ergibt eine Verminderung des negativen Stützmomentes um  $\Delta M = 32 \text{ tm}$  gegenüber starrer Lagerung. Die Windkräfte werden fast ganz von der steifen Fahrbahntafel aufgenommen, die sich infolge der kurzen Seitenöffnungen nur wenig horizontal ausbiegen kann. In der Berechnung wurde daher die volle Windkraft auf die Fahrbahntafel gerechnet, wobei sich ein größtes Windmoment an der Stütze von 313 tm und im Felde von 232 tm ergab. Die dabei auftretende Beanspruchung der Windgurte (I P 100) beträgt  $0,090 \text{ t/cm}^2$ .

4. Die Bauausführung.

Über die Herstellung der Pfeiler und Widerlager ist nichts Besonderes zu berichten.

Für die Montage der Seile und Hänger sowie für das Hochziehen des stählernen Fahrbahngerippes wurden

zwei Hilfsseile auf am Pylonenkopf pendelartig aufgesetzten Hilfssätteln verlegt, auf denen ein leichter Montagewagen gefahren wurde. Die Trage-seile wurden zunächst über die Mosel gebracht und dann an den Pylonen hochgezogen. Die Hängeseilklemmen wurden vom Montagewagen aus angebracht, auf dem auch Winden montiert waren, mit welchen die Fahrbauteile hochgezogen wurden, wobei je 3 Querträger mit den Versteifungsbalken-

den Versteifungsbalkenstößen auftretenden Knickwinkel und die damit zusammenhängenden Biegespannungen an den Seilen wurden dadurch wesentlich geringer als wenn die Fahrbahnplatte in einem Zug auf Schalung hergestellt worden wäre.

Um wenigstens in den Seitenöffnungen mit dem Betonieren der Fahrbahnplatte frühzeitig beginnen zu können, wurden dort die Versteifungsbalken behelfsmäßig nach unten abgestützt und vernietet. In der Mittelöffnung konnte die Fahrbahnplatte von einer Seite her fortlaufend betoniert werden, wobei jeweils an den Versteifungsbalkenstößen eine ausreichend breite Bewegungsfuge gelassen werden mußte, die erst nach dem Aufbringen des Gehwegbetons geschlossen wurde, also zu einem Zeitpunkt, wo keine merkliche Winkeländerung mehr zu erwarten war. Auch die Versteifungsbalkenstöße wurden erst kurz vor dem Ausbetonieren dieser Fugen vernietet.

Bei der Berechnung der Seillängen für das spannungslose Ablängen benutzte man die beim Bau der Hängebrücke Köln-Rodenkirchen ermittelten Spannungsdehnungslinien der Seile und erreichte wieder wie dort, daß die Kabelform bis auf eine ganz geringfügige Abweichung die planmäßige Soll-Lage annahm, die mit Rücksicht auf die später eintretenden bleibenden Dehnungen der Seile um 30 mm höher gewählt wurde als im planmäßigen endgültigen Zustand.

Der Durchhang der Seile in der Mittelöffnung beim Aushängen betrug 10,32 m für die mittlere Temperatur von  $+10^{\circ}\text{C}$ , nach Fertigstellung der Brücke 11,97 m. Durch das Anhängen des Brückengewichtes vergrößert sich demnach der Seildurchhang um 1,65 m.

#### 5. Das Verhalten der Brücke.

Soweit bisher beobachtet werden konnte, kann die Hängebrücke Wehlen trotz ihrer ungewöhnlichen Schlankheit des Versteifungsbalkens als sehr steif bezeichnet werden. Beim Befahren mit schweren Lastkraftwagen sind nur geringfügige Schwingungen zu beobachten. Man könnte also bei einer derartigen Straßenbrücke für leichten Straßenverkehr (Brückenkategorie II) künftig die Steifigkeit z. B. durch Wahl einer leichteren Fahrbahn noch verringern und sich damit begnügen, für die ungünstigste Biegelinie einen Krümmungshalbmesser von etwa 600 m einzuhalten.

Die Widerlager zeigten bisher keinerlei Verschiebungen. Die Fahrbahn ist bisher rissfrei geblieben.

#### 6. Die Beteiligten.

Die Bauherrschaft wurde durch Amtsbürgermeister B o e c k, Bernkastel/Kues, und durch die Bürgermeister D i e t z und B a u m vertreten. Der Brückenkommission der Gemeinde stand Herr Dr. Stephan S t u d e r t vor. Das Zustandekommen der Brücke ist einerseits dem Opfersinn der Wehlener Bevölkerung und andererseits der zähen Tatkraft der Genannten zu verdanken. Der Bau erfolgte unter dem Protektorat der Landesregierung Rheinland-Pfalz, Verwaltung Straßen, unter der Leitung von Oberregierungs- und Baurat Dr. W a h l und Dipl.-Ing. S c h n e c k e als Brückenzernent und Baurat S c h n e i d e r als Vorstand des Landesbauamtes Trier. Die Bauleitung oblag dem Landesbauamt, das örtlich Herrn Dr.-Ing. J o o s eingesetzt hatte.

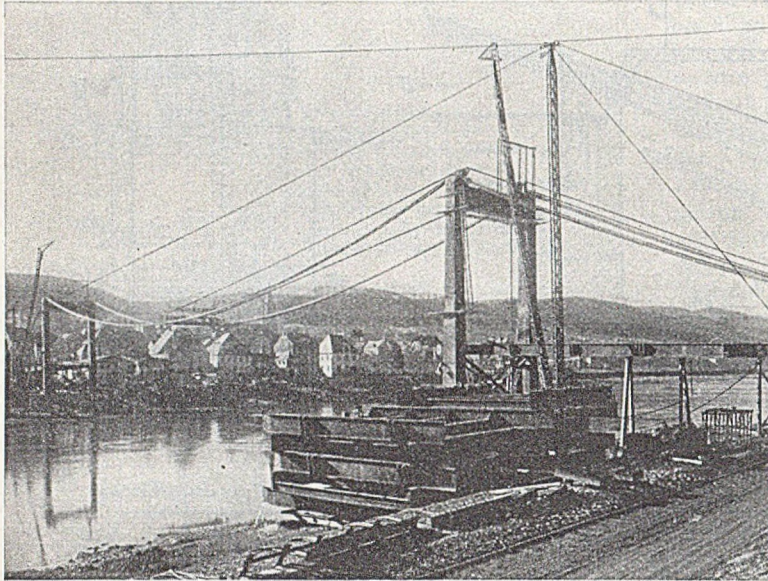


Abb. 23. Die Seile sind verlegt, im Vordergrund zum Einbau fertige Teile der Fahrbahnträger.

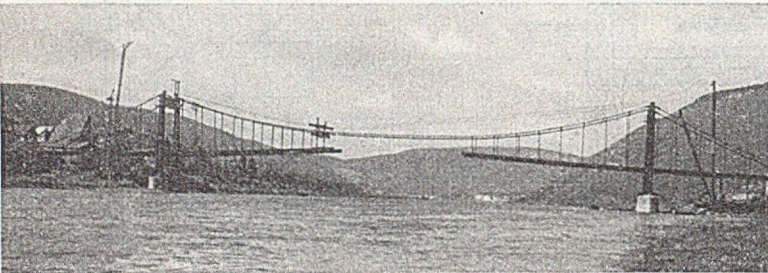


Abb. 24. Freivorbau der Mittelöffnung am Tragkabel.



Abb. 26. Kurz vor der Fertigstellung.

stücken verbunden waren (Bild 23). Die Versteifungsbalkenstöße blieben zunächst offen, die Stege waren etwa in Fahrbahnhöhe gelenkig miteinander verbunden, so daß sich die insbesondere beim Betonieren auftretenden starken Knickwinkel (Abb. 25) ungehindert einstellen konnten.

Auch die Betonfertigteile der Fahrbahn konnten mit den Einrichtungen der Stahlbauer von der Mosel aus hochgezogen und verlegt werden. Es hat sich dabei als besonders günstig erwiesen, daß das Gewicht der Fahrbahn durch die Betonfertigteile unterteilt war. Die an

Die Tiefbauarbeiten und die Fahrbahnplatte wurden von der Firma Gebrüder Keller, Bernkastel, ausgeführt, welche die ihr ungewohnte Aufgabe gut meisterte.

Überbau ruhte die Verantwortung für die schwierigen Berechnungen und Konstruktionen auf Herrn Direktor Kramer. Die örtliche Durchführung der Montage oblag Dipl.-Ing. Sonntag.

Bei der künstlerischen Gestaltung wurde der Entwurfsverfasser durch Herrn Architekt G. Lohmer, Köln, unterstützt.



Abb. 25. Die starken Verformungen der Kabel bei noch ungleicher Belastung, solange die Fahrbahn erst teilweise aufgebracht ist.

Bei dem der Firma Stahlbau Rheinhausen (Leitung Direktor Dr.-Ing. Hermann) übertragenen stählernen

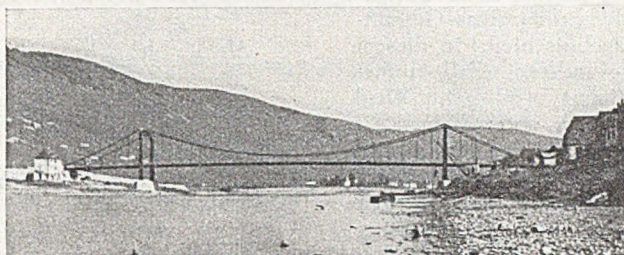


Abb. 27. Die fertige Hängebrücke.

Der guten Zusammenarbeit aller Beteiligten ist das Gelingen des schönen Bauwerkes zu verdanken, das am 17. September 1949 in einer dreitägigen Feier eingeweiht wurde und hoffentlich der Gemeinde Wehlen recht lange dienen wird.

## Zur Berechnung stählerner Bogenträger mit Hilfe unmittelbarer Integration.

Von Dr.-Ing. K. Hoening, Düsseldorf-Kaiserswerth.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 11.)

### II. Biegemomente und Biegeordinaten.

Die Formeln für die Momente und Biegeordinaten werden für die obenbezeichneten Bogenarten, und zwar für Vollbelastung und für bestimmte Streckenbelastungen aufgestellt. Sind mehrere Laststrecken zu berücksichtigen, so können diese durch Überlagerung verschiedener Einzelbelastungszustände hergestellt werden. Jedem Einzelbelastungszustand ist dabei stets der endgültige Bogenschub  $H$  zugrunde zu legen, dieser selbst als äußere Kraft ist aber nur einmal einzuführen.

Für den Zwei- und Dreigelenkbogen sowie für den gelenklosen Bogen werden die Momente und Durchbiegungen auch für Einzellasten angegeben.

#### A. Zweigelenkbogen:

##### a) Vollbelastung:

$$M = \frac{1}{\omega^2} (p - H_p \frac{8f}{l^2}) \left( \frac{\cos x\omega}{\cos \frac{l}{2}\omega} - 1 \right). \quad (12)$$

$$y = \frac{M}{H} - \frac{1}{H} (p - H_p \frac{8f}{l^2}) \left( \frac{l^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right). \quad (13)$$

b) Eine Belastungsscheide im Punkte  $x = \xi$  Links davon Belastung  $p_l$ , rechts Belastung  $p_r$ , Hilfswert:

$$p_0 = \frac{p_r + p_l}{2} - \frac{p_r - p_l}{2} \frac{\sin \xi\omega}{\sin \frac{l}{2}\omega}.$$

$$M_l = \frac{p_l - p_r}{\omega^2} \left[ \frac{\cos \left( x + \frac{l}{4} - \frac{\xi}{2} \right) \omega}{\cos \left( \frac{l}{4} + \frac{\xi}{2} \right) \omega} - 1 \right] + \frac{1}{\omega^2} (p_0 - H_p \frac{8f}{l^2}) \left( \frac{\cos x\omega}{\cos \frac{l}{2}\omega} - 1 \right), \quad (14)$$

$$M_r = \frac{p_r - p_l}{\omega^2} \left[ \frac{\cos \left( x - \frac{l}{4} - \frac{\xi}{2} \right) \omega}{\cos \left( \frac{l}{4} - \frac{\xi}{2} \right) \omega} - 1 \right]$$

$$\left. \begin{aligned} & + \frac{1}{\omega^2} (p_0 - H_p \frac{8f}{l^2}) \left( \frac{\cos x\omega}{\cos \frac{l}{2}\omega} - 1 \right). \\ y_l = & \frac{M_l}{H} - \frac{1}{H} (p_l - H_p \frac{8f}{l^2}) \left( \frac{l^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right) \\ & - \frac{p_r - p_l}{H} \frac{(l - 2\xi)^2}{8} \left( \frac{x}{l} + \frac{1}{2} \right), \\ y_r = & \frac{M_r}{H} - \frac{1}{H} (p_r - H_p \frac{8f}{l^2}) \left( \frac{l^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right) \\ & - \frac{p_r - p_l}{H} \frac{(l + 2\xi)^2}{8} \left( \frac{x}{l} - \frac{1}{2} \right). \end{aligned} \right\} (15)$$

c) Einzellast  $P$  im Punkte  $x = \xi$ . Der Bogenschub  $H_p$  bleibt als äußere Last unberücksichtigt, er ist in die Grundbelastung einzurechnen.

$$\left. \begin{aligned} M_l = & \frac{P}{\omega} \frac{\sin \left( \frac{l}{2} + x \right) \omega \cdot \sin \left( \frac{l}{2} - \xi \right) \omega}{\sin l\omega}, \\ M_r = & \frac{P}{\omega} \frac{\sin \left( \frac{l}{2} - x \right) \omega \cdot \sin \left( \frac{l}{2} + \xi \right) \omega}{\sin l\omega}. \end{aligned} \right\} (16)$$

$$\left. \begin{aligned} y_l = & \frac{M_l}{H} - \frac{P}{H \cdot l} \left( \frac{l}{2} + x \right) \left( \frac{l}{2} - \xi \right), \\ y_r = & \frac{M_r}{H} - \frac{P}{H \cdot l} \left( \frac{l}{2} - x \right) \left( \frac{l}{2} + \xi \right). \end{aligned} \right\} (17)$$

d) Zusätzliche Streckenbelastung  $p$  auf der Strecke  $a-b$ . Der Bogenschub  $H_p$  bleibt als äußere Kraft unberücksichtigt.

Strecke  $-\frac{l}{2}$  bis  $a$ : Momente  $M_1$ , Biegeordinaten  $y_1$ ;  
"  $a$  "  $b$ : "  $M_2$ , "  $y_2$ ;  
"  $b$  "  $+\frac{l}{2}$ : "  $M_3$ , "  $y_3$ .

Mit  $l\omega = \pi$  würde die Auswertung der Gl. (16) bis (19) für Zusatzbelastungen, wenn dabei der zusätzliche Bogen

schub als äußere Kraft unberücksichtigt bleibt, unendlich große Werte für die Momente und Durchbiegungen ergeben, denen aber andererseits unendliche Werte mit umgekehrtem Vorzeichen aus dem Zuwachs des Bogenschubes gegenüberstehen. Das Gesamtergebnis bleibt in diesem besonderen Fall unbestimmt ( $\infty - \infty$ ). Wird  $l\omega > \pi$ , so erscheinen die Momente aus den Gl. (16) und (18) mit umgekehrtem Vorzeichen, sie werden also für positive Lasten

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{p}{\omega^2} \left[ \cos\left(\frac{l}{2} - b\right)\omega - \cos\left(\frac{l}{2} - a\right)\omega \right] \frac{\sin\left(\frac{l}{2} + x\right)\omega}{\sin l\omega}, \\ M_2 &= \frac{p}{\omega^2} \left[ \frac{\sin\left(\frac{l}{2} - x\right)\omega \cdot \cos\left(\frac{l}{2} + a\right)\omega + \sin\left(\frac{l}{2} + x\right)\omega \cdot \cos\left(\frac{l}{2} - b\right)\omega}{\sin l\omega} - 1 \right], \\ M_3 &= \frac{p}{\omega^2} \left[ \cos\left(\frac{l}{2} + b\right)\omega - \cos\left(\frac{l}{2} + a\right)\omega \right] \frac{\sin\left(\frac{l}{2} - x\right)\omega}{\sin l\omega}. \end{aligned} \right\} (18)$$

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \frac{M_1}{H} - \frac{p}{2Hl} \left(\frac{l}{2} + x\right) (b - a) (l - b - a), \\ y_2 &= \frac{M_2}{H} - \frac{p}{2Hl} \left\{ \frac{l}{2} [b(l - b) - a(l + a)] + x [b(l - b) + a(l + a)] - lx^2 \right\}, \\ y_3 &= \frac{M_3}{H} - \frac{p}{2Hl} \left(\frac{l}{2} - x\right) (b - a) (l + b + a). \end{aligned} \right\} (19)$$

negativ, während das aus dem Zuwachs von  $H$  resultierende Moment positives Vorzeichen hat. Wenn auch dies Verhalten der Anschauung zunächst widerspricht, hindert es nicht die Erzielung zahlenmäßig richtiger Endergebnisse, denen zufolge die Momente und Durchbiegungen aus positiven Lasten natürlich positiv werden müssen. Dieser Fall ( $l\omega > \pi$ ) tritt bei schlanken Bogenformen ein, bei denen die Eulersche Knickgrenze des als beiderseits gelenkig gelagerter Stab betrachteten Bogens überschritten ist. Der Bogen bleibt dessenungeachtet stabil. Zur Berechnung ist hier wie in jedem andern Fall nur die folgerichtige Anwendung obiger Gleichungen erforderlich, wobei auf anschauungsmäßige Verfolgung des Rechnungsganges verzichtet werden kann. Der Grenzfall  $l\omega = \pi$  kann hier unerörtert bleiben, weil er exakt kaum eintreten wird. Wenn  $l\omega$  auch nur wenig von  $\pi$  abweicht, liefern die Formeln brauchbare Endergebnisse.

$$\left. \begin{aligned} y_l &= \frac{M_l}{H} + \frac{H_p}{H} f \left( 1 - \frac{4x^2}{l^2} \right) - \frac{l^2}{16H} (p_l + p_r) \\ &\quad + \frac{lx}{8H} (p_l - p_r) + \frac{p_l x^2}{H \cdot 2}, \\ y_r &= \frac{M_r}{H} + \frac{H_p}{H} f \left( 1 - \frac{4x^2}{l^2} \right) - \frac{l^2}{16H} (p_l + p_r) \\ &\quad + \frac{lx}{8H} (p_l - p_r) + \frac{p_r x^2}{H \cdot 2}. \end{aligned} \right\} (23)$$

c) Einzellast  $P$  an beliebiger Stelle  $\xi$ , ohne Berücksichtigung von  $H_p$ , das in die Vorbelastung eingerechnet werden muß.

Unbelastete Bogenhälfte:  $M = 0, y = 0$ .  
Belastete Bogenhälfte, wenn  $\xi > 0$ :

B. Dreigelenkbogen:

a) Vollbelastung:

$$M = \frac{1}{\omega^2} \left( p - H_p \frac{8f}{l^2} \right) \left( \frac{\cos\left(x \pm \frac{l}{4}\right)\omega}{\cos \frac{l}{4}\omega} - 1 \right) \quad (20)$$

(+ links, - rechts),

$$y = \frac{M}{H} - \frac{1}{H} \left( p - H_p \frac{8f}{l^2} \right) \left( \frac{l^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right). \quad (21)$$

b) Linke Bogenhälfte mit  $p_l$ , rechte mit  $p_r$  belastet, Balastungsscheide im Scheitelgelenk.

$$\left. \begin{aligned} M_l &= \frac{1}{\omega^2} \left( p_l - H_p \frac{8f}{l^2} \right) \left( \frac{\cos\left(x + \frac{l}{4}\right)\omega}{\cos \frac{l}{4}\omega} - 1 \right), \\ M_r &= \frac{1}{\omega^2} \left( p_r - H_p \frac{8f}{l^2} \right) \left( \frac{\cos\left(x - \frac{l}{4}\right)\omega}{\cos \frac{l}{4}\omega} - 1 \right). \end{aligned} \right\} (22)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Teil 0 bis } \xi: M \Big|_0^\xi &= \frac{P}{\omega} \frac{\sin x\omega \cdot \sin\left(\frac{l}{2} - \xi\right)\omega}{\sin \frac{l}{2}\omega}, \\ \text{" } \xi \text{ " } \frac{l}{2}: M \Big|_\xi^{\frac{l}{2}} &= \frac{P}{\omega} \frac{\sin\left(\frac{l}{2} - x\right)\omega \cdot \sin \xi\omega}{\sin \frac{l}{2}\omega}. \end{aligned} \right\} (24)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Teil 0 bis } \xi: y \Big|_0^\xi &= \frac{M \Big|_0^\xi}{H} - \frac{2P}{Hl} x \left( \frac{l}{2} - \xi \right), \\ \text{" } \xi \text{ " } \frac{l}{2}: y \Big|_\xi^{\frac{l}{2}} &= \frac{M \Big|_\xi^{\frac{l}{2}}}{H} - \frac{2P}{Hl} \xi \left( \frac{l}{2} - x \right). \end{aligned} \right\} (25)$$

d) Streckenbelastung zwischen den Grenzen  $a$  und  $b$ , die beide positiv angenommen werden. Der Bogenschub  $H_p$  wird in die Grundbelastung eingerechnet.

Unbelastete Bogenhälfte:  $M = 0, y = 0$ .  
Belastete Bogenhälfte:

$$\left. \begin{aligned} \text{Teil 0 bis } a: M \Big|_0^a &= \frac{p}{\omega^2} \left[ \cos\left(\frac{l}{2} - b\right)\omega - \cos\left(\frac{l}{2} - a\right)\omega \right] \frac{\sin x\omega}{\sin \frac{l}{2}\omega}, \\ \text{" } a \text{ " } b: M \Big|_a^b &= \frac{p}{\omega^2} \left[ \frac{\sin x\omega \cos\left(\frac{l}{2} - b\right)\omega + \cos a\omega \sin\left(\frac{l}{2} - x\right)\omega}{\sin \frac{l}{2}\omega} - 1 \right], \\ \text{" } b \text{ " } \frac{l}{2}: M \Big|_b^{\frac{l}{2}} &= \frac{p}{\omega^2} [\cos a\omega - \cos b\omega] \frac{\sin\left(\frac{l}{2} - x\right)\omega}{\sin \frac{l}{2}\omega}. \end{aligned} \right\} (26)$$

$$\left. \begin{aligned}
 y|_0^a &= \frac{M|_0^a}{H} - \frac{px}{HI} (b-a)(l-b-a), \\
 y|_a^b &= \frac{M|_a^b}{H} - \frac{px}{HI} \left[ x(b-l-b^2+a^2) - \frac{l}{2}(x^2+a^2) \right], \\
 y|_b^l &= \frac{M|_b^l}{H} - \frac{p(\frac{l}{2}-x)}{HI} (b^2-a^2).
 \end{aligned} \right\} (27)$$

$$\left. \begin{aligned}
 y_l &= \frac{1}{H} \left( p - H_p \frac{8f}{l^2} \right) \\
 & \left[ \frac{1}{\cos \frac{l}{2} \omega} \left( \frac{l}{2\omega} - \frac{1}{\omega^2} \sin \frac{l}{2} \omega \right) \left( \sin x\omega + \sin \frac{l}{2} \omega \right) \right. \\
 & \left. + \frac{1}{\omega^2} \left( \cos x\omega - \cos \frac{l}{2} \omega \right) - \left( \frac{l^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right) \right]. \quad (33)
 \end{aligned} \right\}$$

C. Gelenkloser Bogen:

a) Vollbelastung:

$$M = \frac{1}{\omega^2} \left( p - H_p \frac{8f}{l^2} \right) \left( \frac{l}{2} \omega \frac{\cos x\omega}{\sin \frac{l}{2} \omega} - 1 \right). \quad (28)$$

$$y = \frac{1}{H} \left( p - H_p \frac{8f}{l^2} \right) \left[ \frac{l}{2\omega} \frac{\cos x\omega - \cos \frac{l}{2} \omega}{\sin \frac{l}{2} \omega} - \left( \frac{l^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right) \right]. \quad (29)$$

b) Streckenlasten  $p_l$  und  $p_r$  mit einer Belastungsscheide  $x = \xi$ .

$$\left. \begin{aligned}
 M_l &= -\frac{1}{\omega^2} \left( p_l - H_p \frac{8f}{l^2} \right) + \frac{1}{2\omega \sin \frac{l}{2} \omega} \left[ \sum p \cdot l_p - H_p \frac{8f}{l^2} + \frac{p_l - p_r}{\omega} \sin \left( \frac{l}{2} - \xi \right) \omega \right] \cos x\omega \\
 & - \frac{p_l - p_r}{2\omega^2} \frac{1 + \omega^2 \left( \frac{l^2}{8} - \frac{\xi^2}{2} \right) - \cos \left( \frac{l}{2} - \xi \right) \omega - \frac{l}{2} \omega \sin \left( \frac{l}{2} - \xi \right) \omega}{\sin \frac{l}{2} \omega - \frac{l}{2} \omega \cos \frac{l}{2} \omega} \sin x\omega, \\
 M_r &= -\frac{1}{\omega^2} \left( p_r - H_p \frac{8f}{l^2} \right) + \frac{1}{2\omega \sin \frac{l}{2} \omega} \left[ \sum p \cdot l_p - H_p \frac{8f}{l^2} + \frac{p_r - p_l}{\omega} \sin \left( \frac{l}{2} + \xi \right) \omega \right] \cos x\omega \\
 & + \frac{p_r - p_l}{2\omega^2} \frac{1 + \omega^2 \left( \frac{l^2}{8} - \frac{\xi^2}{2} \right) - \cos \left( \frac{l}{2} + \xi \right) \omega - \frac{l}{2} \omega \sin \left( \frac{l}{2} + \xi \right) \omega}{\sin \frac{l}{2} \omega - \frac{l}{2} \omega \cos \frac{l}{2} \omega} \sin x\omega.
 \end{aligned} \right\} (30)$$

Die formelmäßige Ableitung der Biegeordinaten  $y$  wäre zu weitläufig. Die Biegelinie kann, wenn erforderlich, nach Aufzeichnen der Momentenlinie durch zweimaliges Integrieren ermittelt werden.

c) Einzellast  $P$  im Punkte  $\xi$ , ohne Berücksichtigung des Bogenschubes als äußere Kraft.

$$\left. \begin{aligned}
 M_l &= \frac{P}{2\omega} \left[ \frac{1 - \cos \left( \frac{l}{2} - \xi \right) \omega}{\sin \frac{l}{2} \omega} \cos x\omega \right. \\
 & \left. + \frac{\sin \left( \frac{l}{2} - \xi \right) \omega - \frac{l}{2} \omega \cos \left( \frac{l}{2} - \xi \right) \omega + \xi \omega}{\sin \frac{l}{2} \omega - \frac{l}{2} \omega \cos \frac{l}{2} \omega} \sin x\omega \right], \\
 M_r &= \frac{P}{2\omega} \left[ \frac{1 - \cos \left( \frac{l}{2} + \xi \right) \omega}{\sin \frac{l}{2} \omega} \cos x\omega \right. \\
 & \left. - \frac{\sin \left( \frac{l}{2} + \xi \right) \omega - \frac{l}{2} \omega \cos \left( \frac{l}{2} + \xi \right) \omega - \xi \omega}{\sin \frac{l}{2} \omega - \frac{l}{2} \omega \cos \frac{l}{2} \omega} \sin x\omega \right].
 \end{aligned} \right\} (31)$$

D. Eingelenkbogen mit Scheitelgelenk:

a) Vollbelastung:

$$M_l = \frac{1}{\omega^2} \left( p - H_p \frac{8f}{l^2} \right) \left[ \cos x\omega - \left( \sin \frac{l}{2} \omega - \frac{l}{2} \omega \right) \frac{\sin x\omega}{\cos \frac{l}{2} \omega} - 1 \right]. \quad (32)$$

b) Eine Belastungsscheide im Bogenscheitel, links  $p_l$ , rechts  $p_r$ .

Zerlegung in symmetrische und antisymmetrische Belastung.

Aus symmetrischer Belastung:  $M_l$  wie oben mit  $p = \frac{p_l + p_r}{2}$ .

Aus antisymmetrischer Belastung:

$$M_l = \frac{1}{\omega^2} \frac{p_r - p_l}{2} \left[ 1 - \cos x\omega \right. \\
 \left. + \frac{1 - \cos \frac{l}{2} \omega - \frac{l}{2} \omega \sin \frac{l}{2} \omega + \frac{l^2 \omega^2}{8}}{\sin \frac{l}{2} \omega - \frac{l}{2} \omega \cos \frac{l}{2} \omega} \sin x\omega \right]. \quad (34)$$

Bei  $M_r$  sind  $p_l$  und  $p_r$  zu vertauschen und das Vorzeichen von  $x$  umzukehren.

Die Anwendung vorstehender Formeln auf ein bestimmtes Zahlenbeispiel, bei dem der Reihe nach die verschiedenen Gelenkanordnungen vorgesehen werden, bietet Gelegenheit zu Vergleichen der Ergebnisse mit denjenigen früherer Bearbeiter der hier behandelten Fragen. Das zuerst von Kasarnowsky [2], später von Fritz [3] und Dischinger [5] untersuchte Ausführungsbeispiel bezieht sich auf eine Bogenbrücke von 212 m Stützweite mit einer Pfeilhöhe der parabelförmigen Bogenachse von 21,25 m. Die ständige Last für eine Tragwand soll zu 8,8 t/m, die Verkehrslast zu 4,2 t/m angenommen werden. Die rechte Bogenhälfte ist belastet, die linke unbelastet. Die Bogen-Querschnittsfläche ist  $F_c = 0,319 \text{ m}^2$ , ihr Trägheitsmoment  $0,46 \text{ m}^4$ , das Widerstandsmoment  $0,358 \text{ m}^3$ . In der folgenden Aufstellung werden die Ergebnisse von Kasarnowsky, der nur die Zweigelenkbrücke behandelt, mit K, diejenigen von Fritz mit F, von Dischinger mit D und die nach vorstehenden Formeln ermittelten mit H bezeichnet. Für den Dreigelenkbogen gibt Fritz außerdem noch das Ergebnis nach der von J. Melan [1] vorgeschlagenen Berechnungsweise an, das mit M bezeichnet werden soll.

Beim Vergleich ist zu berücksichtigen, daß insbesondere Dischinger einen von obigen Überlegungen abweichenden Weg einschlägt, der nicht vom Bogenschub  $H$ , sondern vom Knickfall ausgeht, so daß  $H$  aus diesen Berechnungen nicht zu entnehmen ist. In Anbetracht der verschiedenartigen Berechnungsweise ist die Übereinstimmung bei den meisten Werten befriedigend. Beim ein-

seitig belasteten Dreigelenkbogen dürfte bei Fritz ein Irrtum vorliegen, auf den auch Dischinger hinweist. Daß die von Fritz ermittelten Momente in den Viertelpunkten nicht zutreffen können, zeigt sich, wenn man die einseitige Belastung in den symmetrischen und den antimetrischen Lastfall zerlegt. Bei der Umlagerung müssen Bogenschub und Scheiteleinsenkung unverändert bleiben. Die zusätzlichen Momente aus antimetrischer Last in den Bogenvierteln müssen entgegengesetzt gleich sein, der Mittelwert der beiderseits auftretenden endgültigen Momente muß also gleich den Momenten aus symmetrischer Last sein. Die von Fritz errechneten Zahlen führen dabei zu erheblichen Widersprüchen mit seinen Ergebnissen für den symmetrischen Lastfall.

Beim Eingelenkbogen finden sich Abweichungen, die auf den symmetrischen Lastfall zurückzuführen sind und die wohl noch der Aufklärung bedürfen. Die Zusatzmomente aus antimetrischer Last stimmen nahezu überein.

Berechnungsergebnisse.

	F	D	H
<b>A. Zweigelenkbogen.</b>			
Bogenschub	2889.12 t	—	2888.34 t
Moment im Scheitel	+ 280.82 tm	(K 2889.73 t) + 394 tm	+ 407.95 tm
Moment im Viertelpunkt links	— 4172.84 "	— 4254 "	— 4235.14 "
" " " rechts	+ 4956.49 "	+ 4788 "	+ 4797.44 "
		(K + 4830.60 tm)	
<b>B. Dreigelenkbogen</b>			
Bogenschub	3091.48 t	—	2922.1 t
Moment im Viertelpunkt links	— 6562.62 tm	(M 2922.77 t) — 4354 tm	— 4874.97 tm
" " " rechts	+ 2927.08 "	(M — 4882.10 tm) + 4206 tm	+ 4213.66 "
<b>C. Gelenkloser Bogen.</b>			
Bogenschub	2807.36 t	—	2810.63 t
Moment im Scheitel	+ 809.36 tm	+ 778 tm	+ 794.28 tm
Moment im Viertelpunkt links	— 1653.37 "	— 1614 "	— 1622.93 "
" " " rechts	+ 1683.37 "	+ 1886 "	+ 1900.73 "
" " Kämpfer links	+ 1907.98 "	+ 2060 "	+ 2001.53 "
" " " rechts	— 4766.06 "	— 4620 "	— 4655.57 "
<b>D. Eingelenkbogen,</b>			
Bogenschub	2910.95 t	—	2890.59 t
Moment im Viertelpunkt links	— 2452.24 tm	— 2372 tm	— 2023.40 tm
" " " rechts	+ 1110.09 "	+ 1198 "	+ 1520.08 "
" " Kämpfer links	+ 2865.84 "	+ 2810 "	+ 3122.68 "
" " " rechts	— 3843.33 "	— 3850 "	— 3560.78 "
(Momentenzuwachs bei antimetrischer Last;			
In den Viertelpunkten	± 1781.17 tm	± 1785 tm	± 1771.74 tm
An den Kämpfern	± 3354.58 "	± 3330 "	± 3346.73 "

spruchungszahlen eine selbständige Bedeutung zukäme, etwa die einer Dauerbruchgrenze bei oftmals wiederholter Belastung, ohne daß darin noch ein Sicherheitswert enthalten wäre. Eine solche Annahme findet zwar in den Vorschriften selbst keine unmittelbare Stütze, weil auch dann ruhende und bewegte Last zweifellos verschieden bewertet werden müßten, sie ist aber andererseits, da man die Vorschriften nur als grobe Vereinfachung wesentlich verwickelterer Beziehungen auslegen kann, nicht völlig von der Hand zu weisen.

Bei der Bogenbrücke wäre ein Sicherheitsgrad von 1,714 gegen das Erreichen der Streckgrenze nur in der Weise nachzuweisen, daß man alle Lasten, also ständige und Verkehrslast, mit 1,714 vervielfacht und der Bemessung dann die Streckgrenze des Materials, z. B. 3,60 t/cm<sup>2</sup> für Baustahl 52, zugrunde legt. Bei dem Zweigelenkbogen mit den oben angegebenen Abmessungen und Belastungen beträgt die Beanspruchung im Bogenviertel normal 2,22 t/cm<sup>2</sup>, bei Vervielfachung der Lasten steigt sie, vorausgesetzt, daß das Proportionalitätsgesetz gültig bleibt, auf 5,10 t/cm<sup>2</sup>. Weil damit die Fließgrenze tatsächlich weit überschritten ist, steigen die Verformungen und die Momente noch weiter an und die Tragfähigkeit des Bauwerks ist erschöpft. Behandelt man die ruhende und die Verkehrslast getrennt und erhöht nur die letztere auf das 1,714fache, so bleibt die Beanspruchung mit 3,40 t/cm<sup>2</sup> noch unter der Streckgrenze. Es ist nur zweifelhaft, ob das dem Sinn der Vorschriften entspricht. Die Abhängigkeit der Beanspruchungen von den Lastannahmen ist für dies Beispiel in Abb. 1 dargestellt. Die ruhenden Lasten sind als Abszissen, die Beanspruchungen als Ordinaten aufgetragen. Die eingezeichneten Kurven gelten für Verkehrslasten von 4,2, 5,7 und 7,2 t/m, letztere etwa entsprechend dem 1,714fachen der wirklichen Verkehrslast von 4,2 t/m. Alle Zahlen beziehen sich auf den Viertelpunkt des Bogens bei

Von entscheidender Bedeutung für die Querschnittsbemessung ist nun die Frage, wie mit Rücksicht auf das starke Anwachsen der Momente und der Beanspruchungen mit zunehmender Belastung der tatsächliche Sicherheitsgrad zu wählen ist. Den geltenden Vorschriften liegt die Annahme zugrunde, daß die Spannungen den Lasten verhältnisgleich sind. Sie sind entsprechend der Streckgrenze bemessen und schließen im Belastungsfall I einen Sicherheitsgrad von  $\frac{3,6}{2,1}$  bzw.  $\frac{2,4}{1,4} = 1,714$  gegen das Erreichen dieser Grenze ein. Dieser Sicherheitsgrad gilt in gleicher Weise für die ständige Last wie für die Verkehrslast, unabhängig von der Höhe des Beitrags, den beide zur Gesamtbeanspruchung liefern, obwohl die Voraussetzungen für tatsächliches Überschreiten der planmäßigen Werte bei beiden sehr verschieden sind.

Halbbelastung. Die oberhalb der 3,6 t/cm<sup>2</sup>-Geraden liegenden Kurventeile verzerren sich infolge Überschreitens der Proportionalitätsgrenze und rücken noch weiter hinauf. Eine genauere Untersuchung durch formelmäßige Rechnung ist nicht durchführbar.

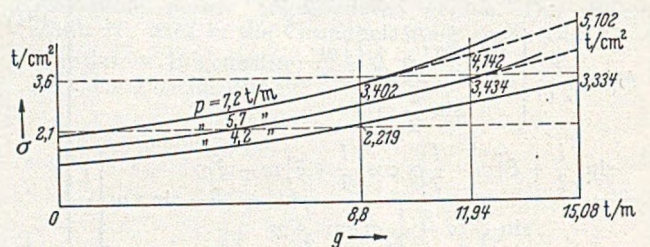


Abb. 1.

Beim Bogenträger, bei dem die stillschweigende Voraussetzung verhältnisgleichen Anwachsens der Beanspruchungen und Lasten nicht erfüllt ist, würde die Bemessung nach den vorgeschriebenen Spannungen  $\sigma_{zul}$  zwar dem Wortlaut der Vorschriften genügen, sie wäre aber sinngemäß nur dann berechtigt, wenn diesen Bean-

Für die praktische Ausführung ist es vielleicht ratsam, einen Mittelweg zu gehen und die Verkehrslast auf das 1,714fache, die ständige Last aber nur halb so hoch, also auf das 1,357fache zu erhöhen. Wenn mit dieser erhöhten Last die Streckgrenze von 3,6 t/cm<sup>2</sup> erreicht werden darf,



reicht der Querschnitt für eine Verkehrslast von 3,53 t/m (statt 4,2 t/m) bei 8,8 t/m ständiger Last aus. Eine höhere Belastung kann wohl nicht mehr als dem Sinn der Vorschriften entsprechend angesehen werden. Jedenfalls zeigt die Untersuchung, daß ein Bogentragwerk nicht ohne weiteres nach den sonst üblichen Beanspruchungen bemessen werden darf, sondern daß jeweils besondere Vereinbarungen hinsichtlich der anzunehmenden Traglasten notwendig sind.

### III. Abweichungen von den Voraussetzungen der Berechnung.

Die im folgenden zu untersuchenden Abweichungen von den eingangs angegebenen Voraussetzungen beziehen sich

1. auf die Linienführung der Bogenachse,
2. auf die Bemessung der Trägheitsmomente des Bogens,
3. auf die Angriffsrichtung der auf den Bogen wirkenden Lasten, soweit diese infolge von gegenseitigen Längsverschiebungen der Anschlußpunkte der Stützpendel oder Hängestäbe von der Lotrechnung abweicht.

Zu 1. Sowohl Fritz wie Dischinger weisen auf die Vorteile hin, die u. U. mit Hilfe planmäßiger Abweichungen der Bogenachse von der Parabel zu erreichen sind, mit dem Ziele, die positiven und negativen Bogenmomente so auszugleichen, daß die für die Querschnittsbemessung maßgebenden Zahlenwerte zu einem Minimum werden. Ein solcher Ausgleich ist indessen nur beim Dreigelenkbogen möglich. Hier kann die Form des unbelasteten Bogens so gewählt werden, daß die Momente unter der Einwirkung der ständigen Last und eines gleichmäßig verteilten Verkehrslastanteils zu Null werden. Die Form der dabei vorzuziehenden Überhöhungslinie bedarf einer besonderen Untersuchung.

Wenn bei andern Bogenarten ähnliche Vorteile erreicht werden sollen, müssen Montagegelenke eingebaut und unter entsprechender Vorbelastung geschlossen werden, um das endgültige System herzustellen. Solche Hilfs-gelenke können sowohl im Bogenscheitel als auch in den Kämpferfugen angeordnet werden. Wenn der Spannungszustand beim Schließen der Gelenke bekannt ist, wird die weitere Berechnung für die zusätzlichen Lasten unter Zugrundelegung des endgültigen Systems vorgenommen, wobei  $H_p$  aus den Zusatzlasten, einschließlich der Wärmeänderung und etwaiger Widerlagerverschiebungen, zu bestimmen ist, während  $H$  entsprechend dem vollen Bogenschub eingesetzt wird. Die Spannungen können dann additiv überlagert werden.

In wirtschaftlicher Hinsicht ist die Frage zu entscheiden, ob der Mehraufwand für den Einbau der Hilfs-gelenke der sonst notwendigen Querschnittsverstärkung gegenüber gerechtfertigt ist. Wie die obige Aufstellung zeigt, ist ein stark ins Gewicht fallender Zahlenunterschied in der Verteilung der positiven und negativen Momente unter einseitiger Belastung nur beim gelenklosen Bogen an den Kämpfereinspannungen vorhanden (+ 2001,5 gegen - 4655,6 tm). Hier kann also der Einbau von Montagegelenken in Frage kommen. Als Ausgangssystem kann dabei der Dreigelenk-, der Zweigelenk- oder der Eingelenkbogen dienen. Wie die Aufstellung zeigt, ist auch beim Eingelenkbogen die Momentenverteilung an den Kämpfern günstiger als beim gelenklosen Bogen.

Als weitere Maßnahme zur Verbesserung der Momentenverteilung kann daran gedacht werden, die Gelenke, mögen solche nur im Bauzustand oder im endgültigen System angeordnet werden, aus der Bogenachse zu verschieben. Eine rechnerische Untersuchung zeigt, daß auch in diesem Falle die Bogenmomente und die Biegeordinaten u. U. in geschlossener Form darstellbar sind. Als Beispiel dient der Zweigelenkbogen, bei dem die Kämpfergelenke

um das senkrechte Maß  $\varepsilon$  aus der Bogenachse verschoben sind.  $\varepsilon$  wird positiv gerechnet, wenn die Verschiebung nach unten erfolgt. Die Gleichung für die Momente lautet bei Vollbelastung mit gleichmäßig verteilter Last  $p$ :

$$M = \frac{1}{\omega^2} \left( p - H_p \frac{8f}{l^2} \right) \left( \frac{\mu \cdot \cos x \omega}{\cos \frac{1}{2} \omega} - 1 \right) \quad (35)$$

$$\text{mit } \mu = 1 - \frac{H \omega^2 \cdot \varepsilon}{p - H_p \frac{8f}{l^2}} \quad \text{und} \quad \omega = \sqrt{\frac{H}{E J_c}}$$

Für die Durchbiegungen gilt unverändert die Gl. (13). Die Momente aus Streckenbelastung können ebenso ermittelt werden wie mit  $\varepsilon = 0$ , d. h. nach Gl. (14), nur ist im zweiten Glied, das die Momente aus gleichmäßig über die ganze Stützweite verteilter Belastung  $p_0$  unter Mitwirkung von  $H_p$  darstellt, statt  $\cos x \omega$  der Ausdruck  $\mu \cdot \cos x \omega$  einzusetzen.

Zur Ermittlung des Bogenschubes  $H$  und  $H_p$  kann die frühere Berechnungsweise nicht angewendet werden, weil die Gleichungen hier nicht konvergieren. Statt dessen ist bei Vollbelastung mit  $p$  die Formel:

$$\frac{p}{H} - \frac{8f}{l^2} = \frac{\varepsilon \left( \gamma - \frac{l}{2} \right) + \frac{l}{2} \left( \frac{H}{E F_c} - \alpha t \right) \left( \frac{l^2}{8f} + \frac{2}{3} f \right)}{\frac{1}{\omega^2} \left( \gamma - \frac{l}{2} \right) - \frac{l^2}{2} \left( \frac{1}{12} + \frac{\varepsilon}{8f} \right)} \quad (36)$$

mit  $\gamma = \left( \frac{1}{\omega} + \varepsilon \omega \frac{l^2}{8f} \right) \operatorname{tg} \frac{l}{2} \omega$

zu verwenden, aus der zunächst der zahlenmäßig sehr kleine Wert  $\frac{p}{H} - \frac{8f}{l^2}$  bestimmt wird. Der sich daraus ergebende Wert  $H$  ist in den Ausdruck der rechten Seite erneut einzusetzen, wobei gute Konvergenz besteht. Die um das Maß  $\varepsilon$  vergrößerte Scheitelhöhe über der Kämpferlinie hat naturgemäß eine Verminderung des Bogenschubes zur Folge. Die Änderungen im Verlauf der Bogenmomente werden am besten an Hand eines Beispiels erörtert.

Legt man den oben verwendeten Zweigelenkbogen von 212 m Stützweite mit  $f = 21,25$  m und mit einer mittleren Belastung  $p = 10,9$  t/m zugrunde, so bewirkt eine Verschiebung der Kämpfergelenke um  $\varepsilon = 0,20$  m nach unten eine Verminderung des Bogenschubes von 2888,34 t auf 2854,87 t. Trotz des künstlich herbeigeführten negativen Kämpfermoments nimmt das positive Scheitelmoment nicht ab, sondern es erhöht sich von + 407,95 tm auf + 570,95 tm. Nimmt man den gelenklosen Bogen als Vergleich, so ist dort bei gleichmäßig verteilter Belastung von 10,9 t/m das Kämpfermoment  $\frac{-4655,57 + 2001,53}{2} = -1327,02$  tm, die lotrechte Verschiebung der Stützlinie gegen die Kämpfermitte also bei einem Bogenschub von 2810,68 t:  $\varepsilon = \frac{1327,02}{2810,68} = 0,472$  m. Dabei wächst das Scheitelmoment weiter auf + 794,28 tm an. Die Momente in den Viertelpunkten nehmen dagegen etwas ab, das größte Moment bei halbseitiger Belastung wird + 4700,05 tm statt + 4797,44 tm bei  $\varepsilon = 0$ . Bei größerer Gelenkverschiebung  $\varepsilon$  kann der Momentenausgleich zwar noch verbessert werden, doch ist ein durchgreifender Erfolg von einer solchen Maßnahme beim Zweigelenkbogen nicht zu erwarten.

Den günstigsten Momentenverlauf zeigt der Eingelenkbogen. Das zahlenmäßig größte Moment bei halbseitiger Belastung tritt hier am Kämpfer auf. Es beträgt, ohne Berücksichtigung von Wärmeänderungen, - 3560,78 tm. Um die Unstetigkeit der Biegelinie im Bogenscheitel zu vermeiden, wird zweckmäßig das Scheitelgelenk nach Aufbringen einer planmäßigen Vorbelastung geschlossen. Damit wird bei Belastung einer Bogenhälfte ein zahlenmäßig

größtes Kämpfermoment von  $-3547,65 \text{ tm}$  und ein Moment im Viertelpunkt von  $-2013,48 \text{ tm}$  erreicht.

Zu 2. Örtliche Querschnittsverstärkungen haben örtliches Anwachsen der Momente zur Folge. Dieser Einfluß kann aber überdeckt werden durch die Verminderung, die aus den durch die erhöhte Steifigkeit verminderten Formänderungen folgt und die sich, je nach der Länge der Verstärkung, auf einen großen Teil des Bogens oder auf dessen ganze Länge erstreckt. Da der Bogen stets wesentlich steifer ist als vergleichsweise der Versteifungsbalken der Hängebrücke, werden die Übergangslängen zwischen den Momenten des verstärkten und denen des unverstärkten Querschnitts regelmäßig so groß, daß sie sich auf die ganze Länge des Bogens ausdehnen.

Im Gegensatz zur Hängebrücke beugt man beim Bogen daher keinen erheblichen Fehler, wenn man den örtlich verstärkten Querschnitt bei der Ermittlung der Momente durch einen solchen mit einem mittleren Wert  $J_c$  der für die ganze Bogenlänge gleichbleibt, ersetzt. Das Trägheitsmoment dieses Ersatzquerschnitts wäre so zu wählen, daß der Ersatzträger an der Stelle des zu berechnenden Momentes etwa die gleiche Durchbiegung aufweist wie der tatsächlich vorhandene. Beim Vergleich dieser Durchbiegungen kann man schätzungsweise den Bogen durch einen Balken von der halben Stützweite des Bogens ersetzen, wobei der zu untersuchende Querschnitt möglichst nahe der Balkenmitte liegt. Kämpfereinspannung wäre durch Einspannung des Balkenauflegers zu ersetzen. Das Trägheitsmoment des Ersatzquerschnitts würde also je nach der Lage des Momentenpunktes verschiedene Werte annehmen. Die exakte Erfassung örtlicher Querschnittsverstärkungen bei der Integration wäre umständlich und ihre Ergebnisse würden den erheblichen Arbeitsaufwand kaum rechtfertigen.

Zu 3. Um ein Bild über den Einfluß waagrechtlicher Verschiebungen der Bogenpunkte auf die Momentenverteilung im Bogen zu gewinnen, wurden bei dem oben behandelten Beispiel einer Zweigelenkbogenbrücke von 212 m Stützweite mit 21,25 m Bogenpfeil folgende Verschiebungsmaße ermittelt:

Bei 8,8 t/m ständiger Last und Belastung einer Bogenhälfte mit 4,2 t/m Verkehrslast für eine Tragwand betragen die symmetrischen Einsenkungen im Scheitel 0,190 m, in den Viertelpunkten 0,134 m, die antimetrischen Einsenkungen in den Viertelpunkten  $\pm 0,5425 \text{ m}$ . Daraus folgt eine waagrechte Längsverschiebung des Bogenscheitels von

0,142 m in Richtung zur unbelasteten Bogenhälfte, die sich in nur wenig vermindertem Maße auch auf den gesamten mittleren Bogenteil ( $\sim \frac{2}{3} l$ ) erstreckt. Nimmt man nun an, die Fahrbahn liegt über dem Bogen und sei völlig unverschieblich gelagert, so folgt aus der Längsneigung der Stützpendel bei einer durchschnittlichen Höhe dieser Pendel von etwa 7,5 m eine Längskraft von rd. 29 t, die je zur Hälfte den Bogenschub auf der unbelasteten Seite erhöht, auf der belasteten vermindert. Infolgedessen vergrößern sich sowohl die negativen Bogenmomente auf der unbelasteten als auch die positiven auf der belasteten Seite. Das Ausmaß der zusätzlichen Momente ist schätzungsweise  $\pm 118 \text{ tm}$ , d. h. etwa 2,6 v. H. der größten Gesamtmomente.

Diese Zusatzmomente sind wesentlich geringer als bei der Hängebrücke, weil bei der Bogenbrücke der Einfluß von Längsverformungen des Kabels in den Seitenöffnungen und den Verankerungsenden und vor allem der erhebliche Einfluß der Längsneigung der Pylonen fortfällt und weil die Verformungen überhaupt geringer sind als dort. Sie können aber — im Gegensatz zur Hängebrücke — beim Bogen einen vergrößerten Einfluß auf die Momente haben, und zwar tritt dieser dann ein, wenn die Fahrbahn über dem Bogen liegt.

Tatsächlich wird allerdings in diesem Falle in der Regel der Fahrbahnrost mit dem Bogenscheitel unverschieblich verbunden sein. Damit werden die Zusatzmomente wesentlich vermindert oder sie verschwinden ganz. Dasselbe tritt ein, wenn die Fahrbahn unter dem Bogen, etwa in geringer Höhe über den Kämpfern liegt. In diesem Falle wirken die Zusatzmomente entlastend auf die Bogenmomente, wenn auch in wesentlich vermindertem Maße. Eine genauere Verfolgung erscheint deshalb nicht erforderlich.

#### Literatur.

1. Melan : Österr. Wochenschrift öffentlichen Baudienst (1903) S. 438. — Handbuch d. Ingenieurwissensch. Leipzig (1906), II. Bd. 5. Abt. Kap. XII. — Bauingenieur 6 (1925) S. 143.
2. Kasarnowsky : Stahlbau 4 (1931) S. 61.
3. B. Fritz : Bauingenieur 16 (1935) S. 188. — Theorie und Berechnung vollw. Bogenträger bei Berücksichtigung des Einflusses der Systemverformung, Berlin 1934.
4. A. Hawranek : Weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücken, Vortragsbericht zum II. Kongreß d. Intern. Vereinigg. für Brücken- u. Hochbau, Berlin u. München 1936.
5. Dischinger : Bauingenieur 18 (1937) S. 487.
6. R. Mayer : Die Knickfestigkeit, Berlin 1921, S. 125.
7. Fr. Bleich : Theorie und Berechnung d. eisernen Brücken, Berlin 1924, S. 210.
8. Fritzsche : Bautechnik 6 (1925) S. 465.
9. Gabor : Bautechnik 12 (1934) S. 616.
10. Hoening : Bauingenieur 24 (1949) S. 292.

## Messungen über die Setzungen des Untergrundes unter einem hochbelasteten Bauwerk.

Von Dr.-Ing. Heinz Muhs, Berlin (Degebo).  
(Fortsetzung und Schluß aus Heft 9.)

### Ergebnisse der Setzungsmessungen.

Die Beobachtungen an den Pegeln wurden in üblicher Weise in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt, und zwar bis zu acht Monaten nach Beendigung der Betonierungsarbeiten (Abb. 9, unten). Darüber ist der Verlauf der Belastung an den einzelnen Meßstellen aufgetragen, wie er sich nach der  $\text{m}^3$ -Zahl des eingebauten Betons ergibt.

In der Darstellung fällt auf, daß die Setzungslinien oft abwechselnd stärker und weniger stark geneigt verlaufen. Dies erklärt sich dadurch, daß — wie schon erwähnt — notgedrungen zu verschiedenen Zeiträumen vor und nach dem Betonieren der einzelnen Bauabschnitte gemessen werden mußte. Zwischen den Ablesungen unmittelbar vor und nach dem Betonieren müssen die Setzungslinien infolge der Lasterhöhung und der damit

verbundenen sofort eintretenden Setzung steiler geneigt sein als zwischen der Messung nach dem Betonieren des einen Bauabschnittes und vor dem Betonieren des nächsten, da hier nur noch die sogenannten zeitlichen Setzungen auftreten und diese bei dem vorliegenden Sand- und Geschiebemergelboden gering waren. Hätten die Beobachtungen wie vorgesehen genau eingehalten werden können, so müßten die Setzungslinien aus einer Folge von stark und wenig geneigten Geraden bestehen, etwa in der Form, wie als Ergänzung zu der untersten Setzungslinie auf Abb. 9 (Gesamtsetzung des Pegels III) angedeutet. In Wirklichkeit sind die Geradenpaare annähernd Parabeln mit fast geradlinig verlaufender Endtangente. Ihr genauer Verlauf hätte sich aber nur durch eine sehr große Zahl von Beobachtungen ermitteln lassen.

Aus Abb. 9 ergibt sich, daß die Gesamtsetzungen des Bauwerkes ungleichmäßig waren. Während die kleinste Setzung 1,81 cm betrug (Pegel V), erreichte die größte Setzung einen Wert von 4,43 cm (Pegel III). Die Unterschiede sind durch die Verschiedenartigkeit des Untergrundes leicht zu erklären. Ordnet man nämlich die Ergebnisse in solche, die von Pegeln stammen, die in dem Teil mit gewachsenem Untergrund (Pegel I, IV, V und VI), und in solche, die in dem Teil mit geschüttetem Untergrund lagen (Pegel III), so erhält man für den ersten Teil Setzungen zwischen 1,81 und 30,5 cm (im Mittel einschl. der Bolzen 104 b und 105: 2,6 cm) und für den zweiten Teil von 4,43 cm. Berücksichtigt man für den zweiten Teil noch die Ergebnisse der in nächster Nähe gelegenen Bolzen 103 und 104 a, so ergibt sich für den Teil im geschütteten Boden sogar eine Setzung von 4,43 bis 4,86 cm (im Mittel 4,6 cm). Es geht hieraus also hervor, daß sich der im gewachsenen Boden gegründete Teil des Bunkers erheblich weniger gesetzt hat (ungefähr die Hälfte) als der auf der Sand-Kies-Schüttung gegründete Teil, was von vornherein erwartet werden durfte. Der Pegel, der sich im Bereich des alten Fundamentes befand (Pegel II), wies eine Setzung von 3,62 cm auf, die zwischen den Werten im gewachsenen Boden und denen im geschütteten Boden liegt. Die mittlere Setzung aller Pegel ist 2,9 cm.

Die Untergrundsetzungen, worunter im folgenden im Gegensatz zu der Gesamtsetzung und der Setzung der Sandschicht die Setzung der unteren, unter der Spitze der Pegel liegenden Schichten verstanden wird, schwankten in wesentlich kleineren Grenzen. Der Minimalwert lag mit 1,18 cm bei Pegel V, wo schon die geringste Gesamtsetzung festgestellt wurde, der Maximalwert mit 2,47 cm bei Pegel II, wo die Last infolge des alten Fundaments ohne Spannungsabfall verhältnismäßig tief in den Boden hinuntergeleitet wurde, so daß Schichten von geringerer Tragfähigkeit als der oberliegende Sand (Geschiebemergel, Mehlsand und Schluff) stärker als unter den übrigen Pegeln belastet wurden. Sicht man von die-

sem Sonderfall ab, so ergeben sich die Untergrundsetzungen zwischen 1,18 und 2,08 cm (im Mittel 1,7 cm). Daß die Untergrundsetzungen so verhältnismäßig gut übereinstimmen, beweist, daß die Unterschiede in den Ge-

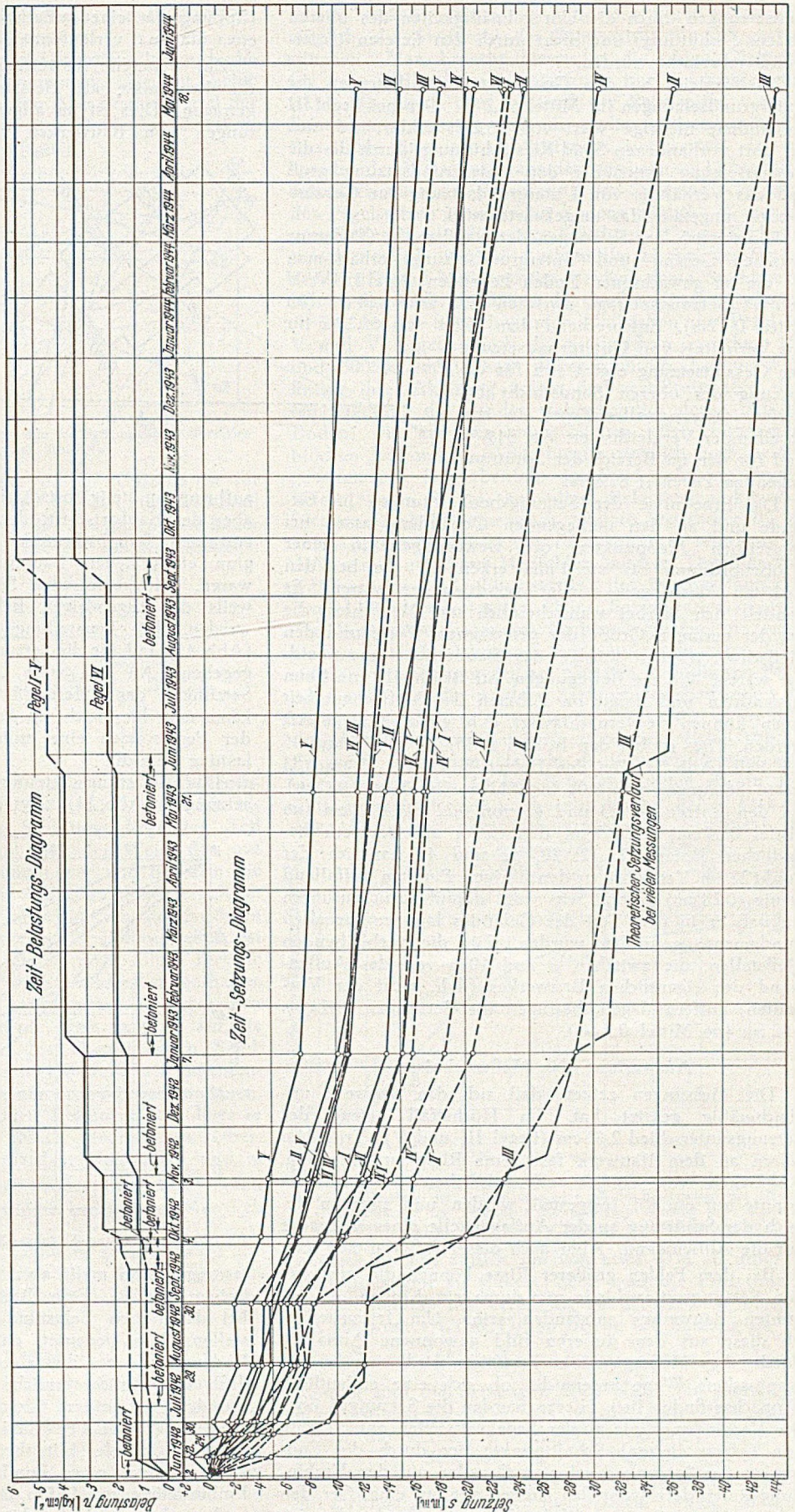


Abb. 9. Ergebnis der Pegelmessungen. - - - Verlauf der Gesamtsetzungen  
- - - Verlauf der Untergrundsetzungen

samtsetzungen durch die Unregelmäßigkeiten des oberen Bodens (Schüttung) und nicht durch den tieferen Untergrund verursacht wurden.

Im Vergleich zu den Gesamtsetzungen betragen die Untergrundsetzungen im Mittel 65,2%. Der bei Pegel III vorhandene niedrige Wert von 38,2% erklärt sich aus der dort vorhandenen Sand-Kies-Schüttung, durch die die Gesamtsetzung gegenüber der Untergrundsetzung groß und das Verhältnis von Untergrundsetzung zur Gesamtsetzung ungefähr das umgekehrte wird.

Hinsichtlich der Setzungen der Sandschicht (Differenz zwischen Gesamt- und Untergrundsetzung) erhält man für die im gewachsenen Boden liegenden Pegel I, IV, V und VI Setzungsbeträge zwischen 0,28 und 1,04 cm (im Mittel 0,7 cm). Entsprechend dem Wert von 65,2% für das Verhältnis von Untergrundsetzung zur Gesamtsetzung ergibt sich für die Setzung der oberen Sandschicht bei Berücksichtigung aller Pegel ein entsprechender Vergleichswert von 34,8% und für den im Bereich der Schüttung liegenden Pegel III 61,8%.

Die Ergebnisse der Setzungsbeobachtungen im Gelände und an den umliegenden Gebäuden lassen bei zahlreichen Meßpunkten oft Bewegungen in einer Größenordnung bis zu 1 mm erkennen, die bei den nächsten Messungen wieder verschwunden waren. Es handelt sich hierbei wahrscheinlich um Meßfehler, die bei der geringen Größe der gemessenen Werte und den Meßschwierigkeiten infolge des Baubetriebs unvermeidbar waren. Wo die Bewegungen nur Bruchteile von 1 mm ausmachten und damit im Rahmen der Meßgenauigkeit lagen, können sie vernachlässigt, d. h. gleich Null gesetzt werden. Dies ist bei den Bolzen 4, 15, 26, 34, 35 und 45 der Fall (Abb. 3). Bei den Bolzen 3, 14, 24, 25 und 33 traten Setzungen von 0,08 bis 0,12 cm (im Mittel 0,1 cm), bei den Bolzen 13, 23 und 43 von 0,22 bis 0,29 cm (im Mittel 0,25 cm) auf. Von den näher am Bauwerk befindlichen Bolzen 2, 12, 22, 32 und 42 hat sich der Punkt 22 im Vergleich zu den übrigen Punkten auffallend wenig (0,28 cm) gesetzt, was wohl darauf zurückzuführen ist, daß er in dem Teil des Geländes lag, wo die alten Fundamente gefunden wurden. Für die verbleibenden Meßstellen, die zwischen 6 und 10 m von der Außenwand des eigentlichen Bauwerkes (d. h. nicht der Vorbauten) entfernt lagen, betragen die Setzungen 0,42 bis 0,62 cm (im Mittel 0,5 cm).

**Auswertung der Meßergebnisse.**

Die Messungen zeigen, daß sich das Bauwerk ungleichmäßig gesetzt hat. Im Höchstfall betrug der Setzungsunterschied 2,62 cm (Pegel III und V). Trotzdem waren an dem Bauwerk fast keine Risse zu bemerken. Abgesehen von einigen offensichtlichen Schwindrissen konnte nur ein Riß festgestellt werden, und zwar im Bereich der Schüttung an der Auflagerstelle eines Vorbautes auf die Außenwand. Aber auch dieser Riß war nur fein.

Bei dem Fehlen größerer Risse können die gemessenen Setzungsunterschiede nur durch ein Kippen des gesamten Bauwerkes entstanden sein. Um festzustellen, ob diese aus dem äußeren Bild gewonnene Annahme durch die Meßergebnisse bestätigt wird, wurde auf graphischem Wege untersucht, ob sich eine einheitliche Kippachse finden ließ. Hierzu wurden die Setzungen über der Verbindungslinie zweier Pegelmeßstellen aufgetragen. Die (extrapolierten) Schnittpunkte der durch die Endpunkte der Setzungen gelegten Geraden mit den Verbindungslinien der Meßstellen müssen alle auf einer Geraden liegen, wenn eine einheitliche Kippachse vorhanden ist. Abb. 10 zeigt, daß dies in ausreichendem Maße der Fall ist, die Abweichungen erklären sich aus den unvermeidlichen Meß- und Zeichenfehlern. Das Bauwerk hat sich also als einheitlicher Körper bewegt, und zwar hat es eine

Kippung um eine außerhalb des Grundrisses gelegene, etwa diagonal verlaufende Achse ausgeführt.

Zur weiteren Auswertung der Meßergebnisse wurden die Ergebnisse als Belastungs-Setzungs-Diagramm aufgetragen. Dies ist im allgemeinen bei Setzungsbeobachtungen von Bauwerken nicht möglich, da die Last-

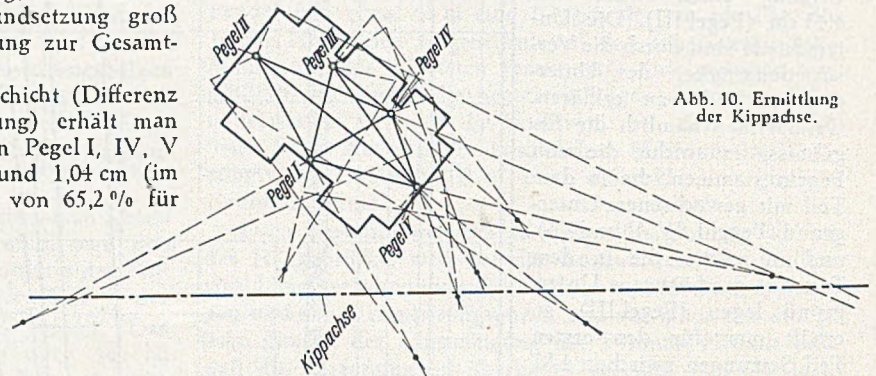


Abb. 10. Ermittlung der Kippachse.

aufbringung stetig fortschreitet. Im vorliegenden Fall war aber der Baufortschritt derart langsam, daß die zu den einzelnen Bauabschnitten gehörigen Setzungen zu Beginn eines neuen Bauabschnittes bereits fast beendet waren. Die gemessenen Setzungen konnten deshalb jeweils der zugehörigen Belastungssteigerung zugeordnet werden. Die Darstellung ist für die Gesamtsetzungen (Abb. 11) und für die Setzungen der Sandschicht (Abb. 12) gegeben. An sich wäre die Auftragung auch für die Setzungen des tieferen Untergrundes möglich. Jedoch käme man hier leicht zu Fehlschlüssen, da in der Ebene der Pegelspitzen eine andere, wesentlich geringere Belastung herrscht.

Das Belastungs-Setzungs-Diagramm für die Gesamtsetzungen (Abb. 11) zeigt an allen Pegeln bei den Be-

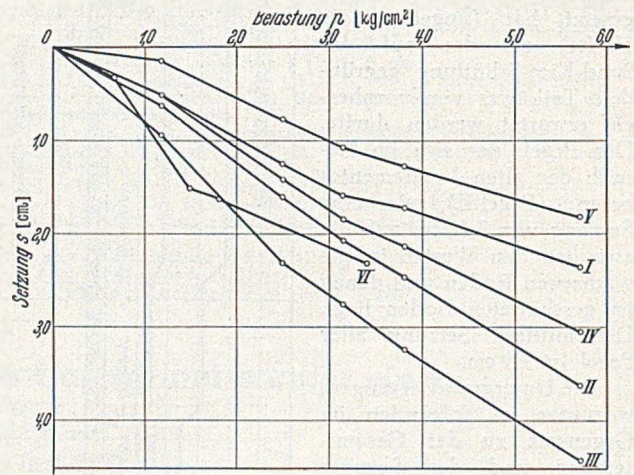


Abb. 11. Belastungs-Setzungs-Diagramm für die Gesamtsetzungen.

lastungen von mehr als 2,5 kg/cm<sup>2</sup> einen nahezu geradlinigen Verlauf. Eine Zunahme der Setzungen ist selbst bei der hohen Belastung von 5,7 kg/cm<sup>2</sup> nicht festzustellen. Das bedeutet, daß die Grenztragfähigkeit des Bodens auch bei dieser ungewöhnlichen Bodenpressung noch längst nicht erreicht war. Diese beträgt bei Zugrundelegung einer Gleitfläche nach der Spannungstheorie (Prandtl-Buisman), d. h. einer logarithmischen Spirale mit beiderseitigen Tangenten unter 45° -  $\varrho/2$ , bei einer Fundamentbreite von 2,7 m, einer Einbindetiefe von 4,65 m, einem Raumgewicht von 1,6 t/m<sup>3</sup> und einem niedrig geschätzten Reibungswinkel von 30° rd. 22,5 kg/cm<sup>2</sup>. Man vgl. [2], Abb. 3. Die gewählte Bodenpressung von 5,7 kg/cm<sup>2</sup> enthielt also im Vergleich zu der nach theoretischen Überlegungen berechneten Grenztragfähigkeit eine vierfache Sicherheit. Diesem hohen

Sicherheitsgrad entspricht der nahezu geradlinige Verlauf des Belastungs-Setzungs-Diagramms.

Aus dem Belastungs-Setzungs-Diagramm läßt sich die Bettungsziffer des Bodens entnehmen. Sie ist keine Bodenkonstante, sondern von den Abmessungen und der Form der Lastplatte abhängig. Ihre Größe bei den vor-

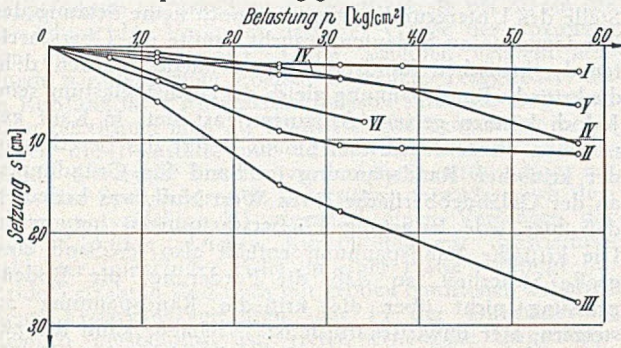


Abb. 12. Belastungs-Setzungs-Diagramm für die Setzungen der über den Pegelspitzen liegenden Schichten.

liegenden Bankettfundamenten von 2,7 m Breite ist für die Gesamtbelastung und für das Belastungsintervall von 2,5 auf 5,7 kg/cm², in dem die Setzungen fast linear zunahmten, in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

Gemessene Bettungsziffer.

$$C = \frac{\text{Belastung (kg/cm}^2\text{)}}{\text{Setzung}}$$

Pegel	Für die Gesamtbelastung von 0 auf 5,7 kg/cm²	Für das Belastungsintervall von 2,5 auf 5,7 kg/cm²
I	2,42	2,86
II	1,58	1,58
III	1,29	1,51
IV	1,87	1,95
V	3,15	3,08

Die Bettungsziffer beträgt also bei den im Sand liegenden Bauwerksteilen (Pegel I, IV und V) rd. 1,9 bis 3,1 kg/cm³, bei dem in der Schüttung liegenden Teil (Pegel III) rd. 1,4 kg/cm³ und bei dem Teil, der auf einem alten Fundament gegründet war und bei dem die Lasten mehr in die tieferen Schichten hinuntergeleitet wurden (Pegel II), 1,6 kg/cm³. Die sich aus der mittleren Setzung des Bauwerkes ergebende Bettungsziffer ist = 1,97 kg/cm³. Diese Werte gelten nicht allein für die jeweils gerade oberliegende Schicht, sondern sie enthalten den Einfluß des gesamten Untergrundes. Sie erscheinen verhältnismäßig klein, vor allem wenn man sie auf die eigentliche Gründungsschicht, den oberliegenden Sand, bezieht. Für diesen werden meist höhere Werte angenommen, die von Messungen an kleinen Probekörpern stammen. Die Erklärung für die niedrigen Bettungsziffern liegt in der Größe der Lastfläche. (Nach theoretischen Überlegungen ist C unter sonst gleichen Umständen und in gewissen Grenzen angenähert proportional  $1/\sqrt{F}$ , wenn F die Größe der Fundierungsfläche bezeichnet. Man vgl. etwa [4]. Zusatz d. Herausg.)

Das Belastungs-Setzungs-Diagramm gestattet auch die Ermittlung der bei den verschiedenen Belastungen im Untergrund vorhandenen Steifzahl E. Bei gemessener Setzung s kann E aus der Gleichung

$$E = \frac{p}{s} \cdot h \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

bestimmt werden, wenn  $p \cdot h$  als Inhalt der Lastfläche, d. h. der Fläche der zusätzlichen Bodenspannungen, bekannt ist. Da die Spannungsfläche, die z. B. nach der Methode von Steinbrenner [5] berechnet werden kann, sich bei der vorhandenen Fundamentbreite von 2,7 m und  $p = 5,7 \text{ kg/cm}^2$  auch auf die unter dem Sand liegenden bindigen Schichten ausdehnt, würde sich die aus den Gesamtsetzungen ermittelte Steifzahl nicht auf eine einzige Bodenschicht beziehen lassen, sondern würde für alle von den Spannungen erfaßten Schichten gelten. Durch die getrennte Messung der Setzung der oberen

7,15 m starken Schicht mit Hilfe der Pegel ist es aber möglich, die Steifzahl der Sandschicht für sich zu bestimmen. Man braucht hierzu in die obige Gleichung für s an Stelle der Gesamtsetzung nur die Sandsetzung (Abb. 12), für h den Abstand der Pegelspitze von der Fundamentunterkante und für p die mittlere zusätzliche Spannung längs dieses Abstandes einzusetzen. In entsprechender Weise wäre aus den gemessenen Untergrundsetzungen auch die Berechnung der Steifzahl des unter den Pegelspitzen anstehenden Bodens möglich. Wegen der verschiedenen, hier liegenden Schichten ist diese Rechnung jedoch ziemlich wertlos. Auch müßte hierbei der Einfluß der Mittelwand berücksichtigt werden, deren Spannungen sich in der Tiefe mit denen der Außenwände überlagern.

Bei dem im Sand liegenden Meßstellen der Pegel IV, V und VI ergeben sich die Steifziffern zwischen 1500 und 3000 kg/cm². Diese außerordentlich hohen Werte finden ihre Erklärung neben der verhältnismäßig dichten Lagerung des Sandes wahrscheinlich darin, daß der Boden, wie aus den angetroffenen alten Fundamentblöcken hervorgeht, früher bereits ziemlich hoch belastet gewesen ist. Der ebenfalls im Sand gelegene Pegel I liefert wegen seiner bei allen Belastungen kleineren Setzung (Abb. 12) eine noch größere Steifziffer für die keine Erklärung gegeben werden kann; es sei denn die, daß es sich um einen Meßfehler handelt. Denkbar wäre z. B. eine zu große Eigensetzung des Innengestänges im Pegel I, wodurch eine zu kleine Setzung des oberhalb der Pegelspitze liegenden Bodens vorgetäuscht würde.

Die Geländesetzungen kann man zur besseren Übersicht auf die Setzung des am nächsten befindlichen Pegels oder auch auf die mittlere Setzung des Bauwerkes beziehen und die so gewonnenen Werte der Entfernung der Meßstellen vom Bauwerk gegenüberstellen (Abb. 13). Es ergibt sich dann, daß in 5–10 m Entfernung noch eine Setzung von 10 bis 20 % eingetreten ist, in 15 m Entfernung noch eine solche von knapp 10 %. Erst von etwa 20 m Entfernung ab gingen die Setzungen auf

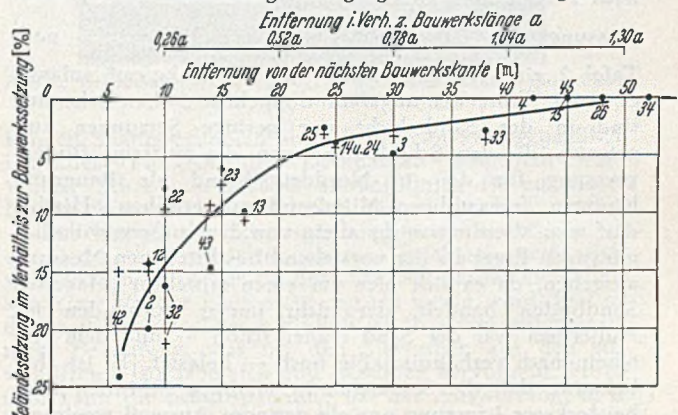


Abb. 13. Abnahme der Geländesetzungen mit der Entfernung vom Bauwerk.  
• Geländesetzung im Verhältnis zur mittleren Setzung des Bauwerkes.  
+ Geländesetzung im Verhältnis zur Setzung des nächstgelegenen Pegels.

weniger als 5 % zurück, um von etwa 40 m ab unter die Meßgenauigkeit zu sinken. Setzt man die Entfernungen der Meßpunkte ins Verhältnis zu der größten Länge a des Bauwerkes (Abb. 13), so betrug die Setzung im Abstand  $\frac{a}{4}$  etwa 15 % und im Abstand  $\frac{a}{2}$  etwa 5 %. Im Abstand a sind die Setzungen etwa Null. Ein hiermit gut übereinstimmendes Ergebnis wurde auch an anderen großen Bauwerken, die im Sand gegründet waren, den Türmen am Bahnhof Zoo mit Fundamentplatten von 82 · 82 m, bzw. 33 · 60 m, festgestellt, während an Türmen mit gleichen Abmessungen in bindigem Boden ein weiterreichender Setzungstrichter ( $> 1,5 a$ ) gemessen wurde.

#### Folgerungen.

Aus den Untersuchungen ergibt sich eine Reihe wertvoller Folgerungen.

Aus der Tatsache, daß die unter den Pegelspitzen, d. h. in mehr als 7 m Tiefe, liegenden Schichten eine Setzung der 2,7 m breiten Fundamente von zwei Drittel des Gesamtwertes verursacht haben, geht die Richtigkeit der Bestimmung in DIN 1054 (§ 3, Ziffer 2) hervor, daß die Bohrtiefe „bei Bauwerken mit mehreren Gründungskörpern, deren Einfluß sich in tieferen Schichten überlagert, ... das Eineinhalbfache der Bauwerksbreite“ betragen soll. Wäre die Bohrtiefe als Dreifaches der Fundamentbreite mit 8 m unter der Gründungssohle gewählt worden, wie es für Einzelgründungskörper vorgeschrieben ist, so wären die von 13 m Tiefe ab anstehenden bindigen Schichten nicht erfaßt worden. Eine Deutung der Meßergebnisse wäre dann nicht möglich gewesen. Andererseits hätte aber auch keine Sicherheit darüber bestanden, ob nicht durch weniger tragfähige bindige Schichten, als sie im vorliegenden Fall vorhanden waren, unzulässig große Setzungen hätten hervorgerufen werden können. Die Messungen zeigen also, wie wichtig es ist, ausreichend tief zu bohren.

Hierzu genügt es aber nicht, die Bohrtiefe — abgesehen von den geologischen Verhältnissen — lediglich von der Fundament- oder der Bauwerksbreite abhängig zu machen. Neben der Fundament- oder Bauwerksbreite ist auch die Bodenpressung bei der Wahl der Bohrtiefe zu berücksichtigen, wie es meines Wissens auch in den österreichischen Vorschriften der Fall ist. In den meisten Fällen ist allerdings die Bodenpressung zur Zeit der Bohrarbeiten nicht bekannt, da sie ja erst auf Grund des Ergebnisses der Bohrungen festgelegt wird. Jedoch kennt man stets die ungefähre gesamte Bauwerkslast und kann daraus ermitteln, ob es sich um einen verhältnismäßig schweren oder leichten Bau handelt. Im ersten Fall ist die Bohrtiefe zu vergrößern.

Interessant sind die Untersuchungsergebnisse ferner hinsichtlich der zulässigen Belastung des Baugrundes. Nach DIN 1054 wäre für den feinsandigen Mittelsand nach Tafel 1 in Verbindung mit § 4, Ziffer 4, eine Bodenpressung von  $2,0 + 4,65 \cdot 1,6 \cdot \frac{1}{10} = 2,75 \text{ kg/cm}^2$ , nach Tafel 2 eine Bodenpressung von  $\sim 3,0 \text{ kg/cm}^2$  zulässig gewesen. Trotz der ungefähr doppelt so hohen Belastung sind in der Sandschicht nur geringe Setzungen aufgetreten, die den Schluß nahelegen, die zulässige Bodenpressung für den in Norddeutschland als Baugrund häufigen feinsandigen Mittelsand zu erhöhen. Hierbei darf man allerdings nicht allein von dem außergewöhnlich günstigen Ergebnis der vorstehend beschriebenen Messung ausgehen, da es sich hier um einen mittelfest gelagerten Sandboden handelt, der nicht immer vorhanden ist. Außerdem war der Sand früher schon — und dem Anschein nach verhältnismäßig hoch — belastet. Es ist aber bekannt, daß die Setzungen in sandigen Schichten auch bei lockerer Lagerung nur ein geringes Ausmaß erreichen, sofern die Belastungen rein statischer Art sind.

Bei der Frage über die Höhe der zulässigen Bodenpressung im Sand besitzt deshalb in den meisten Fällen die Berücksichtigung der Setzungen eine untergeordnete Bedeutung. Wichtig ist vor allem die Kenntnis der Grenztragfähigkeit, d. h. der Belastung, bei der das Erdreich längs einer Gleitfläche ausweicht. Wegen der starken Unterschiede, die sich dabei mit den für Sand gültigen hohen Reibungswinkeln ergeben, je nachdem ob man mit einer ebenen Gleitfläche oder mit einer gekrümmten Gleitfläche rechnet (vgl. [2], Tab. 1 u. 2), und wegen des Fehlens genauer Versuchsergebnisse über die Zuverlässigkeit der Berechnungsmethoden erscheint vorerst noch das Einhalten eines hohen Sicherheitsgrades bei der Rechnung nach der Spannungstheorie erforderlich.

Einen Anhalt über die Belastungsfähigkeit des Baugrundes liefert auch die „kritische Randspannung“ nach Fröhlich [1]. Sie stellt die Belastung dar, bei der sich an bestimmten Stellen des Fundamentes die ersten Fließ-

erscheinungen bilden, um sich bei weiterer Belastungssteigerung zu einer Gleitfläche und einem Bruch des Bodens zu entwickeln. Die Größe des Überschreitens der kritischen Randspannung gibt einen Maßstab dafür, wie weit man dem Boden plastische Formänderungen aufzwingt. Zur Vermeidung von Fließerscheinungen an irgendeiner Stelle des Untergrundes, was aber noch keine Setzung des Fundamentes zu bedeuten braucht, müßte ein Überschreiten der kritischen Randspannung vermieden werden, d. h. die kritische Randspannung gleich der Höchstbelastung sein. Jedoch können geringe Setzungen fast stets in Kauf genommen werden. Darüber hinaus liefert die Berechnung der kritischen Randspannung im Sand für Gründungen an der Geländeoberfläche einen Wert Null, was bedeutet, daß hier jede Belastung Fließerscheinungen hervorruft. Die kritische Randspannung enthält also im Sand eine große Sicherheit, so daß die Forderung, die Bodenpressung nicht über die kritische Randspannung zu steigern, hier unwirtschaftlich ist. Vielmehr kann die zulässige Bodenpressung zwischen der kritischen Randspannung und der Grenztragfähigkeit, die im allgemeinen weit voneinander entfernt liegen, gewählt werden. Für die Fundamente des vorliegenden Bauwerkes beträgt die kritische Randspannung mit den Bodenkennziffern von  $S = 3,4 \text{ kg/cm}^2$ , mit den gleichen Werten, jedoch einem Reibungswinkel von  $35^\circ$ , dagegen  $5,0 \text{ kg/cm}^2$ . Dem Überschreiten der kritischen Randspannung um  $2,3 \text{ kg/cm}^2$  bzw.  $0,7 \text{ kg/cm}^2$ , d. h. um 68 bzw. 14 %, entsprechen die geringen im Sand gemessenen Setzungen zwischen  $\frac{1}{4}$  und 1 cm, während die Sicherheit gegen den Bodenbruch etwa vierfach war.

Aus den Messungen geht weiterhin die im Vergleich zum Sand große Setzungsfähigkeit des Geschiebemergels hervor, der wegen seiner schwierigen Lösbarkeit oft den Eindruck besonders großer Tragfähigkeit hervorruft und dadurch dazu verleitet, schwere Bauten bis auf ihn hinabzuführen. Daß unter den Spitzen der Pegel eine Setzung von zwei Dritteln der Gesamtsetzung eingetreten ist, ob wohl hier die zusätzliche Belastung nur noch gering war, beweist die Plastizität und die damit verbundene, an sich geringe, im Vergleich zum Sand aber hohe Zusammendrückbarkeit des Geschiebemergels. Es ist deshalb falsch, besonders hoch belastete Fundamente zur Verminderung der Setzungen statt in dem darüberliegenden Sand im Geschiebemergel zu gründen, wie mitunter vorgeschlagen wird. Zu demselben Ergebnis führte auch eine Probelastung, bei der der Geschiebemergel durch eine Platte von  $100 \text{ m}^2$  Grundfläche bis auf  $12,6 \text{ kg/cm}^2$  belastet wurde [6]. Die Tatsache, daß sich der Geschiebemergel wesentlich stärker als Sand setzt, besagt aber nichts gegen seine durch viele Erfahrungen, Untersuchungen [7] und Messungen [8] bekannten guten Baugrundeigenschaften.

Für die Frage der Belastungsmöglichkeit des Baugrundes ist schließlich noch das Verhalten des Bauwerkes von Bedeutung. Daraus, daß es trotz nicht gleichmäßigen Untergrundes und der dadurch bedingten Setzungsunterschiede von  $2\frac{1}{2}$  cm praktisch frei von Setzungsrissen blieb und als monolithischer Körper eine einheitliche Kippbewegung ausführte, folgt, daß bei Bauten von großer Steifigkeit Setzungsdifferenzen nicht zu Schäden zu führen brauchen. Bei der Festlegung der zulässigen Bodenpressung ist auch dieser Umstand von Bedeutung.

#### Literatur.

1. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrund. Wien 1934, S. 83.
2. E. Schultze: Bauplanung und Bautechnik 2 (1948) S. 75 u. 147.
3. Brennecke-Ansorge: Meßtechnische Grundlagen bei Setzungsmessungen an großen Bauwerken. Bautechnik-Archiv, Heft 5, Berlin 1949
4. F. Schleicher: Bauing. 7 (1926) S. 951.
5. Kögler-Scheidig: Baugrund und Bauwerk. 4. Aufl., Berlin 1944, S. 91.
6. Muhs: Durchführung und Ergebnis einer großen Probelastung. Abb. über Bodenmechanik und Grundbau, Berlin - Bielefeld - Detmold 1948 S. 97.
7. Kahl, Neumann, Mauz: Bautechnik 19 (1941) S. 113.
8. L. Casagrande: Setzungsbeobachtungen an Brückenbauten der Reichsautobahn. Vorbericht zum II. Kongreß der Intern. Ver. Brückenbau und Hochbau, Berlin 1936, S. 1531.

## Kurze Technische Berichte.

### Spannungsoptische Untersuchung von Platten.

Spannungsoptische Untersuchungen wurden bisher hauptsächlich an Scheiben durchgeführt, da bei diesen die Ermittlung des Verlaufes und der Größe der Spannungen am einfachsten ist. Unter Scheiben versteht man durch parallellächige Ebenen begrenzte Tragglieder, die in Richtung ihrer Mittelfläche belastet sind. Im Gegensatz dazu bezeichnet man als Platten solche Tragelemente, bei denen die Belastung nur normal zu ihrer Mittelfläche wirkt. Derartige Platten wurden zwar auch schon mit Hilfe der Spannungsoptik untersucht, entweder nach dem Erstarrungsverfahren [1] oder nach einem Verfahren, das zwei Schichten gleichen Kunststoffes mit dazwischengeklebter spiegelnder Folie zu einer Platte vereinigt [2]. Beide Verfahren sind noch mit großen Nachteilen behaftet. Beim Erstarrungsverfahren, das in der Durchführung ziemlich umständlich ist, treten erhebliche Ungenauigkeiten auf, weil die Verformungen entgegen den bei Platten üblichen Voraussetzungen groß sind und die Querdehnungszahl  $\mu$  des erweichten Kunststoffes im Gegensatz zu den wirklich zu untersuchenden Baustoffen ebenfalls groß ist. Bei dem zweiten Verfahren liegt die Schwierigkeit besonders in der einwandfreien und schubfesten Verbindung der Metallfolie mit den Kunststoffen. Ein Verfahren, das nicht nur die vorstehenden Schwierigkeiten überbrückt, sondern gleichzeitig gestattet, in ähnlicher Weise wie bei Scheiben und mit der gleichen Apparatur zu arbeiten, wurde Anfang 1950 in meinem Institut entwickelt.

Bei diesem Verfahren wird das Modell der Platte aus zwei Schichten verschiedener Werkstoffe zusammengeklebt. Wesentlich ist, daß die dehnungsoptischen Konstanten beider Werkstoffe verschieden sind, was z. B. bei der Kombination von Dekorit und Flexiglas zutrifft. Die

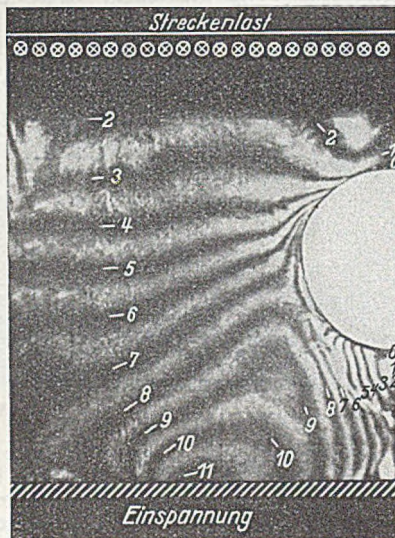


Abb. 1. Isochromatenaufnahme einer eingespannten Platte mit einem halbkreisförmigen Ausschnitt an einem Seitenrand, die am ausragenden Ende parallel zum eingespannten Rand mit einer Last  $g = \text{const.}$  beansprucht ist. (Die Isochromaten erscheinen in Wirklichkeit in verschiedenen Farben, sind aber hier unter Verwendung eines Farbfilters in schwarz-weiß aufgenommen worden.)

beobachteten Bilder der Isochromaten und Isoklinen zeigen sich bei diesen Plattenversuchen in ganz ähnlicher Weise, wie man es bei Scheiben gewohnt ist. Eine diesbezügliche Isochromatenaufnahme ist in Abb. 1 wiedergegeben.

Der Grundgedanke dieses neuen Verfahrens sei im folgenden kurz entwickelt. Die Platten werden im wesentlichen auf Biegung beansprucht, d. h. an der einen Deckfläche entstehen Druck-, an der anderen Zugspannungen. Würde man das Modell aus nur einem Werkstoff herstellen, so würden sich die optischen Effekte (Gangunterschiede zwischen ordentlichen und außerordentlichen Teilstrahlen des Lichtes) löschen. Sind jedoch die optischen

Konstanten an der Druck- und Zugseite verschieden, so ist die Differenz der Effekte proportional der Differenz der Hauptbiegemomente

$$\Delta G = (C_1 - C_2) \int_0^{h'} \max(\sigma_1 - \sigma_2) \left(1 - \frac{2z}{h}\right) dz$$

$$= (C_1 - C_2) \left[ \max(\sigma_1 - \sigma_2) h' \left(1 - \frac{h'}{h}\right) \right],$$

wobei  $\Delta G$  der beobachtete Gangunterschied,  $C_1$  und  $C_2$  die spannungsoptischen Konstanten der beiden Werkstoffe,  $\max(\sigma_1 - \sigma_2)$  die maximale Spannungsdifferenz an einer der Deckflächen,  $z$  die Koordinate normal zur Plattenmittellebene,  $h$  die Dicke der Platte und  $h'$  die Dicke einer Schicht bedeuten.

Die Beeinflussung des optischen Effektes durch die Schubspannungen ist, mit Ausnahme der unmittelbaren Umgebung von Einzellasten, von so untergeordneter Bedeutung, daß sie vernachlässigt werden kann. An der Deckfläche der Platte bilden die Hauptspannungslinien ein Netz sich rechtwinklig schneidender Kurven, die den Richtungen der Hauptbiegemomente entsprechen. Normal von der Deckfläche ausgehend verläuft in das Innere der Platte eine weitere Schar von Hauptspannungslinien und biegt dann so um, daß sie in der Nähe der gegenüberliegenden Deckfläche annähernd parallel zu dieser verläuft (Abb. 2). In der Plattenmitte schneiden sich die-

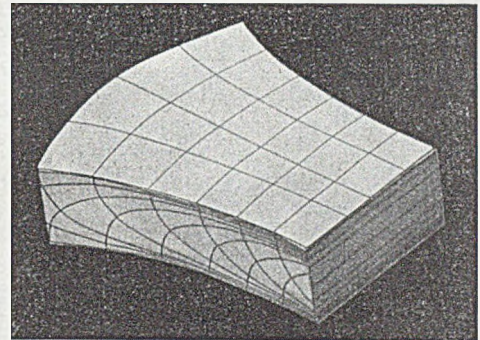


Abb. 2. Grundsätzlicher Verlauf der Hauptspannungslinien einer Platte, dargestellt an einem Plattenausschnitt.

jenigen Spannungslinien normal, die von zwei gegenüberliegenden Punkten der Deckflächen ausgehen. Eine weitere Schar von Hauptspannungslinien ist zu diesen beiden eben erwähnten Scharen normal gerichtet.

Der Einfluß der Schubspannung bewirkt, daß die auf die Deckfläche projizierten inneren Trajektoriennetze nicht vollkommen mit denen an der Deckfläche zusammenfallen, sondern nach der Plattenmitte zu ein wenig windschief zu diesen verlaufen. Dieser Einfluß ist aber von untergeordneter Bedeutung, was bei den Versuchen aus den einwandfreien Isochromaten und Isoklinen hervorgeht. Trotzdem kann die Schubspannung bei der Auswertung, d. h. bei der Bestimmung der Größe der Hauptnormalspannungen aus ihren Differenzen, die optisch gemessen werden, berücksichtigt werden. Auf die Einzelheiten der Auswertung sowie die Art der Durchführung der Versuche wird in späteren Veröffentlichungen eingegangen werden.

Prof. Dr.-Ing. K. Hirschfeld, Aachen.

#### Literatur.

1. Kuhn, R.: Spannungsoptische Untersuchungen von Platten mit Hilfe des Erstarrungsverfahrens. Diss. T. H. München 1949.
2. Goodier, J. N. and G. H. Lee, An extension of the photoelastic method of stress measurement to plates in transverse bending: J. appl. Mech. 8. A-27-A-29 (1941).

### Hochbrücke zwischen Philadelphia und Chester.

Nach etwa zweijähriger Bauzeit wird soeben die über die Mündung des Schuylkill-Flusses in den Delaware führende Straßenbrücke fertiggestellt. Damit wurde ein Bauwerk geschaffen, das sowohl hinsichtlich seiner Größe als auch der baulichen Durchbildung äußerst bemerkenswert ist.

Die Gesamtlänge der Brücke beträgt etwa 3770 m, wovon in beiden Rampen rd. 1120 m auf Erddämme entfallen. Je 26 Öffnungen von 25—45 m Stützweite zwischen den Dämmen und den Hauptöffnungen von zusammen etwa 2100 m Länge sind als Viadukte aus Stahlbetonpfeilern mit stählernem Überbau ausgebildet. Die drei Hauptöffnungen von 103,60 + 207,30 + 103,60 m Spannweite werden durch ein Gerbertragwerk überdeckt. Die größte Höhe der Viadukt Pfeiler beträgt rd. 40 m. Die mittlere Hauptöffnung hält für die Schifffahrt einen Lichtraumquerschnitt von etwa 41/104 m Größe, bezogen auf den mittleren Hochwasserstand, frei. Von der 18,59 m breiten Brücke entfallen auf zwei Fahrbahnen, die durch einen 0,91 m breiten Streifen voneinander getrennt sind, je 7,32 m; die Fußwege sind 1,52 m breit. Längs der Ostrampe läuft neben der Brücke auf rd. 1130 m Länge ein kastenförmiger Kanal von 2,13/2,74 m Querschnitt und erschwert die Gründungen der Viadukt Pfeiler.

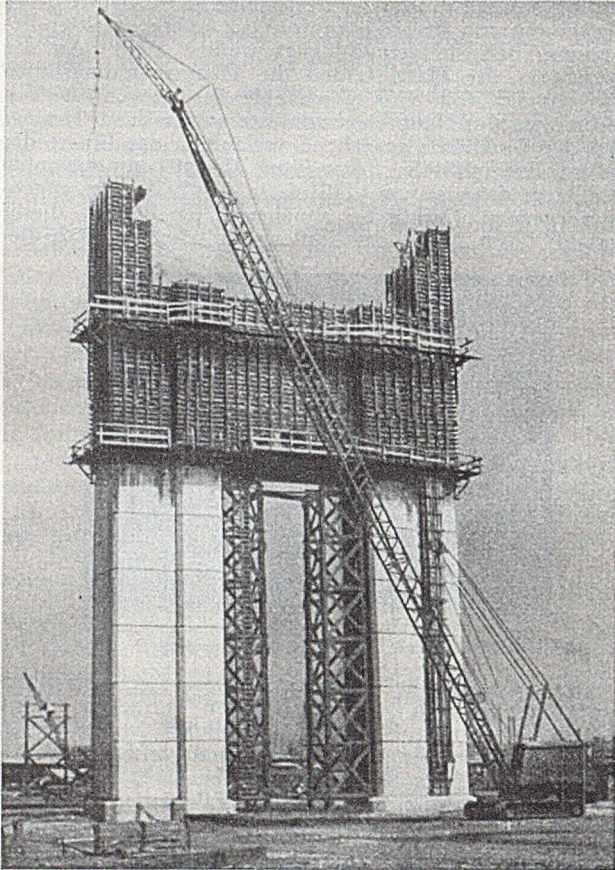


Abb. 1. Äußerer Pfeiler einer Hauptöffnung.

Alle Pfeiler der Rampentragwerke sind auf Betonbohrpfählen von 7—27 m Länge gegründet und werden mit 35 bis 45 t belastet. Jeder Pfeiler besteht aus zwei kräftigen Stahlbetonstützen mit oberem biegungsfest angeschlossenen Querträger zur Aufnahme des Stahlüberbaues. Die Ausführung der Stahlbetonstützen erfolgt bei den höheren Pfeilern in Abschnitten von rd. 6,70 m Höhe gerechnet von der Grundplatte über den Pfahlköpfen aus. Verwendet wurde hölzerne Gleitschalung. Am Anschnitt der Querträger wurden entsprechend verankerte Stahlbolzen einbetoniert, welche zur Aufnahme der Balken der freitragenden Schalungsgerüste dienen. Nach dem Ausschalen wurden diese Bolzen weggebrannt. Bei den stärker ausgebildeten äußeren Pfeilern der Hauptöffnungen wurden die Tragbalken der Schalung auf zwei hölzernen turmartigen Gerüstpfeilern abgestützt. Besondere Sorgfalt wurde auf umfassende Schutzgerüste für die beschäftigten Arbeiter gelegt (Abb. 1).

Der Beton wurde in einer beweglichen Mischanlage hergestellt und durch Kran in 1,5 m<sup>3</sup> großen Fördergefäßen eingebracht.

Die seitliche Schalung wurde nach 7 Tagen entfernt. Für die Beseitigung der unteren Schalung der Querträger war die Zeit für das Erreichen einer Biegedruckfestigkeit von 35 kg/cm<sup>2</sup> gemessen an Probekörpern maßgebend, jedoch wurde diese Frist aus Sicherheitsgründen noch verdoppelt.

Die Gründung der beiden Mittelpfeiler der größten Hauptöffnung erfolgte durch Stahlbeton-Schwimmkasten von rd. 11,90/25,90 m Grundfläche mit einer aus versteiften Stahlblechen gebildeten Schneide. Das Absenken geschah durch Einspülen unter Mitwirkung von Druckluft. Entsprechend dem Eindringen in den Baugrund wurden auf dem Schwimmkastenfuß abschnittsweise nach und nach Aufbauten von 3,20 bzw. 1,45 m Höhe in Stahlbeton hergestellt. Auch hier wurde mit Gleitschalung gearbeitet. Die größte Gründungstiefe betrug 17,4 m unter Mittelwasser, wo fester Kies und Schotter angetroffen wurden. [Nach Engineering News-Record 143 (1949), Nr. 12 vom 22. 9. 1949, S. 26.]

Fritz I'Allem and, Waldidylle.

### Der Washburn-Tunnel.

Bei Pasadena, Texas, wurde ein zweispuriger Straßentunnel unter dem Houston-Schiffahrtskanal durchgeführt. Der Tunnel besteht aus einer inneren kreisrunden und einer äußeren achteckigen stählernen Röhre. Die beiden Röhren sind durch Aussteifungsrippen in 3 m Abstand miteinander verbunden, ihr Zwischenraum wurde mit

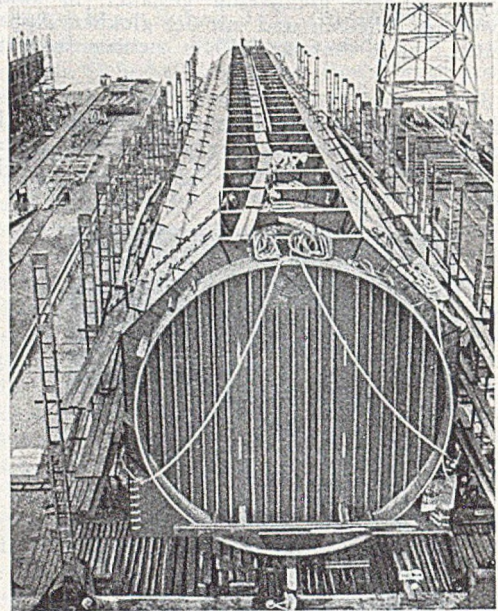


Abb. 1. Fertig montierter Teilabschnitt von 115 m Länge.

Beton ausgefüllt. Die Länge zwischen den Portalen beträgt rund 1 km, die Rampen sind je 190 m lang. Die beiden an die Portale anschließenden Teilstrecken wurden in offener Baugrube hergestellt. Für den mittleren unter Wasser liegenden Abschnitt von 460 m Länge wurde die Tunnelröhre in 4 Unterabschnitten von 115 m Länge in der Werkstatt hergestellt, nach der Baustelle transportiert und dann abgesenkt. Die Werkstatt lag am Mississippi, 720 km von der Baustelle entfernt. Nachdem die 115 m langen Abschnitte auf Hellingen montiert und ihre Enden

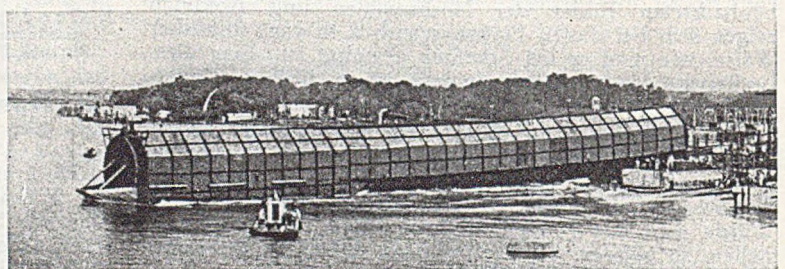


Abb. 2. Stapellauf eines Teilabschnitts.



durch wasserdichte Schotten abgeschlossen worden waren (Abb. 1), wurden sie wie Schiffe vom Stapel gelassen (Abb. 2). Für den Transport den Mississippi hinunter und über den Golf von Mexiko mußten sie mit Ballast ausgelastet werden. Vor dem Absenken war die Sohle des Schifffahrtskanals bis zur erforderlichen Tiefe ausgebaggert worden. Das Absenken selbst erfolgte durch Einfüllen von Beton in den Zwischenraum der beiden Röhren. Auf den einzelnen Abschnitten waren hohe Masten errichtet worden, um die Genauigkeit des Absenkungsvorgangs zu gewährleisten. Die Sohle des Tunnels liegt 27,70 m unter Niedrigwasser, so daß über dem Tunnel eine Wassertiefe von mindestens 15 m verbleibt. Die 4 Abschnitte wurden durch Spezialmuffen miteinander verbunden. Nunmehr konnten die Schotten entfernt und der Innenausbau begonnen werden. Er umfaßte eine innere Betonverkleidung, die Fahrbahn, Lüftungsanlagen, Beleuchtungs- und Signaleinrichtungen und einen Dienststeg. Die Träger, die die Fahrbahn tragen, liegen im unteren Drittelpunkt des Tunnelprofils, so daß unter der Fahrbahn ein Hohlraum verbleibt, durch den die frische Luft zugeführt wird. [Nach L'Ossature Métallique 14 (1949) S. 451.]

E. Weiß, Berlin.

### Vorgespannte Betonfertigteile bei den englischen Eisenbahnen.

**Eisenbahnschwellen.** Durch den Holzmangel veranlaßt, hat man in England die Fertigung vorgespannter Stahlbetonschwellen in großem Umfang aufgenommen. Man schätzt, daß für die nächsten fünf Jahre mindestens eine Million derartiger Schwellen jährlich benötigt wird.

Unter den Fabrikationsmethoden ist besonders das „long-line“-Verfahren bemerkenswert. Hierbei erfolgt die Herstellung auf langen Bahnen in leichten Stahlformen, die nach dem Füllen auf einem in der Mitte der Bahn gelegenen Rütteltisch über 20 vorgespannte Drähte seitlich verschoben werden, bis die Bahn mit gefüllten Formen voll besetzt ist. An der Stelle, wo die Erhärtung stattfinden soll, wird der Beton noch einmal mit Oberflächenrüttlern bearbeitet. Nach fünf Tagen werden die Drähte zwischen den Formen durchschnitten und es wird ausgeschalt. Die fünftägige Frist wurde durch starken, niedrig gespannten Strom, den man durch die Drähte schickte, in einzelnen Fällen auf 12 Stunden abgekürzt.

In jeder Schwelle liegen 20 Drähte von 5 mm Durchmesser mit 15,7—17,3 t/cm<sup>2</sup> Zugfestigkeit und einer 0,1-%-Grenze von 15,4 t/cm<sup>2</sup>. Sie werden in ihrer Lage gehalten durch jeweils zwei Platten mit senkrecht zueinander stehenden Schlitzern, die an jedem Ende einer Form angebracht sind. Je zwei Drähte werden von dem Ende der Bahn aus gleichzeitig mit 10 t/cm<sup>2</sup> vorgespannt.  $W_{28} \cong 420 \text{ kg/cm}^2$ .

In einem Herstellungswerk bei Glasgow sind 121 je 140 m lange Bahnen, von denen jede 50 Schwellen aufnehmen kann. Jede Schwelle ist 2,6 m lang.

Bei Herstellung der Schwellen in Einzelformen wird derselbe Draht, wie geschildert, verwendet. Die Formen sind aus Aluminium, und die gespannten Drähte, die an ihren Enden zur Erhöhung der Haftfestigkeit um kleine im Beton verbleibende gußeiserne Blöcke geschlungen sind, geben ihre Reaktionskräfte an die Form ab. Durch Dampfbehandlung kann schon nach 24 Stunden ausgeschalt und so die teure Form besser ausgenutzt werden. Erwähnt sei, daß ein ähnliches Verfahren in Frankreich angewendet wird. Hier werden jedoch 2,5 mm starke Profildrähte (18,9—22,0 t/cm<sup>2</sup> Zugfestigkeit) zur Erhöhung der Haftfestigkeit verwendet.

**Eisenbahn-Überführungen.** Bei der Elektrifizierung der Strecke Manchester—Sheffield—Wath mußte mit Rücksicht auf die Oberleitungen eine größere Anzahl alter Bogenbrücken beseitigt und durch neue Überführungen ersetzt werden. Um eine Höherlegung der überführten Straßen zu vermeiden, wurden die Neubauten mit vorgespannten Fertig-Trägern niedriger Bauhöhe, die nach dem Verlegen durch Aufbeton verstärkt wurden, ausgeführt.

Die vorgespannten Träger mit I-Querschnitt (s. Abb. 1) wurden eingehenden Proben unterworfen. Die Träger wurden mit 50 % Überlast geprüft, ohne Schaden zu nehmen.

Einen Träger ließ man 30 Tage mit dieser Überlast stehen, wobei bei 55 kg/cm<sup>2</sup> Zugspannung am unteren Rand keine Risse auftraten. Die Durchbiegung nahm jedoch in dieser Zeit merklich zu, so daß sich die Zahl  $n$  von 6 auf etwa 11 erhöhte. Ein weiterer Träger wurde bis zum Bruch belastet, wobei der Obergurt zuerst versagte. Da der Obergurt im fertigen Bauwerk jedoch durch Aufbeton verstärkt ist, wurde auch ein Versuch mit einer entsprechenden Verstärkung durch nicht vorgespannten Beton durchgeführt. Bei einer zweiten Belastung dieses Verbundträgers mit 7 t — entsprechend 77 kg/cm<sup>2</sup> Zug am unteren Rand — zeigten sich die ersten Zugrisse. Bei einer Laststeigerung auf 9 t öffnete sich der größte Riß auf 0,5 mm; die Durchbiegung war dabei 38 mm. Nachdem diese Last 16 Minuten gewirkt hatte, entlastete man und stellte eine bleibende Durchbiegung des Trägers von

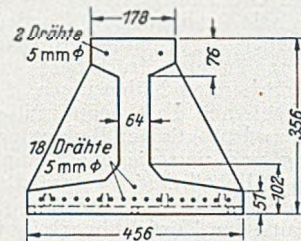


Abb. 1.

0,75 mm fest. Die Risse wurden bei der Entlastung bei rd. 3,5 t — etwa als die Spannung im Untergurt von Zug auf Druck wechselte — unsichtbar.

Die Drähte in den vorgespannten Trägern sind 5 mm stark und entsprechen in den Festigkeitswerten etwa den bei den Schwellen verwendeten. Die Vorspannung wurde zuerst auf 10,8 t/cm<sup>2</sup> gebracht, jedoch nach einigen Minuten auf 10,4 t/cm<sup>2</sup> reduziert. Die zulässige Beton-Zugspannung wurde auf 42 kg/cm<sup>2</sup> festgelegt; dies entspricht etwa der halben Zugfestigkeit. Am oberen Rand der vorgespannten Träger waren 162 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen. Im Aufbeton ergaben sich dann unter der Annahme gleicher Elastizitätsmoduln in Fertigbeton und Aufbeton etwa 70 kg/cm<sup>2</sup>.

Als Beispiel für die sich ähnelnden Bauwerke sei die Gilroy-Lane-Brücke bei Barnley in York geschildert. Das 8,18 m weit gespannte Bauwerk ist zwischen den Brüstungen 7,62 m breit; hiervon entfallen 1,37 m auf einen einseitigen Fußweg. Für diese Brückenbreite wurden 17 der 456 mm breiten vorgespannten Träger, dicht aneinander gelegt benötigt. Ihre Montage erfolgte mit einem 2-t-Raupenkran an einem Nachmittag in einer Zugspause. Am nächsten Tag wurden die Längs- und Querbewehrung des Aufbetons verlegt und am dritten Tag der Aufbeton eingebracht. Bei späteren Ausführungen wird man auf eine besondere Längsbewehrung im Aufbeton verzichten und dafür in die vorgespannten Träger zusätzlich schlaffe Drähte gleicher Abmessungen und Güte, wie die gespannten Drähte, einlegen. Die Bauzeit wird sich infolge Verringerung der Baustellenarbeiten hierdurch um etwa einen Tag verkürzen.

Die Träger sind an ihren Enden verstärkt und mit einer 16 mm starken Auflagerplatte versehen. Der Aufbeton hat eine Stärke von 10 cm über den Trägern; hierauf ist zur Herstellung des Fahrbahngeländes eine Ausgleichschicht. Die Isolierung besteht aus zwei Lagen aufgespritzten Teers und darauf liegen unmittelbar 5 cm Teermakadam als Verschleißschicht. Um den mit Portlandzement hergestellten Beton gegen die Rauchgase gelegentlicher Dampfzüge zu schützen, wurden unmittelbar am Beton liegende 1,20 m breite Rauchschutztafeln angebracht. Bei späteren Ausführungen will man diese Tafeln fortlassen und Supersulphatzement anwenden; durch Auftragen einer Kalklösung kurz nach dem Betonieren soll eine schützende Oberflächenkarbonisierung erzielt werden.

[Nach Eng. News-Record 145 (1949) vom. 14. 7. 49 S. 46 und Civil Engineering and Public Works Review (London) 44 (1949) S. 586.]

Karl Heinz Seegers, Gustavsburg.

## Buchbesprechungen.

Pflüger, Alf, Dr.-Ing. habil., Prof. an der Techn. Hochschule Hannover: *Stabilitätsprobleme der Elastostatik.* 359 S., VIII S., Gr. 8°, mit 389 Abb., Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag 1950. Preis geb. DMark 34,50.

Während der erste Teil dieser Neuerscheinung ein Lehrbuch der Stabilitätstheorie darstellt, ist der Anhang, in dem auf etwa 90 Seiten die Ergebnisse praktisch wichtiger Stabilitätsaufgaben unter Hinweis auf die verwendeten Literaturstellen in Formeln bzw. graphisch zusammengestellt sind, als Nachschlagewerk zu werten.

Nach einem Einblick in den Aufgabenbereich und Erläuterung der Arten von Stabilitätsproblemen werden mit Hilfe der Theorie endlicher Verschiebungen die Wege zur exakten Lösung aufgezeigt. Die Untersuchungen erstrecken sich auf biegesteife Stäbe und — nach Aufstellung der Kriterien für die Gleichgewichtsarten — auch auf zwei- und dreidimensionale Probleme. Im Vordergrund der Betrachtung steht neben der Gleichgewichtsmethode die für Stabilitätsprobleme äußerst fruchtbare Energiemethode. Die im allg. ausreichenden Näherungen, die sich mit der Ermittlung der kritischen Last begnügen, werden wegen ihrer Wichtigkeit und praktischen Bedeutung auf Probleme der Stabknickung und verschiedene Beulprobleme angewendet. Daß es Fälle gibt, für welche die vereinfachenden Annahmen der Näherungen unzulässig sind, wird an einem Beispiel aus der Zugfeldtheorie sowie an Durchschlag- und Kippaufgaben nachgewiesen. Aus der Vielzahl der Näherungslösungen für Eigenwertprobleme hat der Verfasser als wichtigste rechnerische Verfahren diejenigen von Ritz, Rayleigh und Galerkin sowie die numerische Integration und die Methode der schrittweisen Annäherung herausgegriffen. Diese Beschränkung kommt einer eingehenden Betrachtung der ausgewählten Verfahren hinsichtlich ihres Anwendungsbereiches und Genauigkeitsgrades zugute, wengleich hierdurch andere Verfahren, wie etwa die Differenzenmethode, die sich bei verschiedenen Beulaufgaben als vorteilhaft erwiesen hat, zurücktreten mußten. Der letzte Abschnitt behandelt Wert und praktische Bedeutung der Stabilitätstheorie; es werden u. a. Einflüsse von Vorverformungen, exzentrischen Kraftgriffen sowie die Abweichung vom Hooke'schen Elastizitätsgesetz untersucht.

Die mit Absicht breite Darstellung ist übersichtlich und klar und wird durch zahlreiche anschauliche Beispiele ergänzt. Das Buch ist daher recht gut zur Einarbeitung und Vertiefung in dieses wichtige Gebiet geeignet. Es sei dem interessierten Leserkreis bestens empfohlen.

R. Barbré, Dortmund.

Schramm, Dr.-Ing. habil. Gerhard: *Bogengestaltung und Bogenabsteckung.* 163 Seiten, DIN A 5 mit 75 Abbildungen und 3 Tafeln. Erich-Schmidt-Verlag 1949, Bielefeld. Ganzleinen, Preis DMark 9,80.

Seitdem die Eisenbahngleise und die Straßen mit hohen Geschwindigkeiten befahren werden, spielt die Form der Bogen und deren Absteckung eine wichtige Rolle in der Technik der Fahrbahngestaltung.

Das Ergebnis der neuen Arbeit ist für den Wissenschaftler und für den Praktiker gleich wertvoll. Das Werk ist in acht Hauptabschnitte gegliedert. Dazu kommen Zahlentafeln für die Überhöhung in geraden Rampen, ein Literaturverzeichnis, ein Sachverzeichnis sowie 3 Tafeln mit zeichnerischen Darstellungen.

Im Abschnitt A sind die Grundlagen der Bogengestaltung behandelt, ausgehend von der sog. Krümmungslinie. Dabei sind die Oberbauvorschriften (Obv und AzObv) der Bundesbahn sowie die Richtlinien für den Ausbau der Landstraßen (RAL) berücksichtigt. Charakteristisch für die Behandlung ist das Streben, dem Praktiker Hilfsmittel in die Hand zu geben. Theoretische Betrachtungen sind auf das für das Verständnis der Anwendung nötige Maß beschränkt.

Im Abschnitt B wird das Abstecken von Kreisbogen, in C bis E das Abstecken der Übergangsbogen behandelt, insbesondere von Klothoiden und von Kurven vierter Ordnung, die den geschwungenen Überhöhungsrampen zugeordnet sind.

Bemerkenswert sind die neuen Absteckverfahren, bei denen quadratische Parabeln an die Stelle von Kreisbogen sowie von kubischen Parabeln treten. Der Verfasser zeigt

an einem Beispiel, daß nach den von ihm entwickelten Verfahren selbst die längsten in Frage kommenden Übergangsbogen ohne nennenswerten rechnerischen Aufwand abgesteckt werden können.

Im Abschnitt F werden Korbbogen als Übergangsbogen, kürzeste Bogen bei gegebenem Zentriwinkel sowie die Scheiteltbogen behandelt, die bei kleinen Zentriwinkeln sowohl bei Eisenbahnen als auch bei Straßen eine Rolle spielen. S-Bogen ohne Zwischengerade sowie Gleisverzichungen finden besondere Berücksichtigung. Für die Praxis besonders nützlich sind die Näherungsgleichungen für Kreisbogenstücke deshalb, weil die für das Abstecken nötigen Werte mit dem Rechenschieber ermittelt werden können.

Im Abschnitt G wird das von dem Verfasser weiter entwickelte Nalenz-Höfer-Verfahren, das früher Evolventenverfahren hieß, und von Schramm Winkelbildverfahren genannt wird, behandelt. Die praktische Anwendung für Gleisabsteckung basiert auf der von Schramm entwickelten Theorie. Im Zusammenhang damit stellt der Verfasser Betrachtungen an über die Zulässigkeit bzw. Zweckmäßigkeit von Bezugslinien z. B. von kubischen Parabeln, über das Zwischenschalten von Bogenpunkten sowie über Fehlerquellen bei der zeichnerischen Summierung. Ferner ist das Abstecken mittels verzerrter und verkrümmter Lagepläne erörtert. Am Ende des Abschnittes findet man Untersuchungen über die Genauigkeit, mit der Absteckwerte beim Winkelbildverfahren gewonnen werden. Der Schlußabschnitt H ist den Methoden zur Prüfung und Berichtigung von Bogenabsteckungen gewidmet.

Das leicht verständliche, mit durchgearbeiteten Beispielen und klaren Abbildungen versehene Werk ist schön ausgestattet. Es kann als wertvolles Handbuch dem Bau- und Vermessungstechniker empfohlen werden.

R. a. b., Karlsruhe.

Ritter, Franz, Dr. techn., Linz: *„Einführung in die Baustoffkunde“* mit 110 Textabbildungen, Wien: Springer-Verlag 1950. XII u. 226 S. Preis geb. DMark 18,—.

Der Verfasser wendet sich an alle Bauschaffenden, vom Bauarbeiter und Maurerlehrling bis zum Architekten und Ingenieur. Er versteht es in anregender, leicht faßlicher und klarer Ausdrucksweise auch in schwierigere Gebiete der Baustoffkunde einzuführen, wobei er keine besonderen Vorkenntnisse verlangt.

Der erste Abschnitt handelt von den natürlichen Bausteinen. Die Mörtelstoffe nehmen, ihrer Bedeutung entsprechend, im zweiten Kapitel einen breiten Raum ein. Der Unterabschnitt D „hydraulische Zuschlagstoffe“ hätte besser mit der allgemein verbreiteten Bezeichnung für diese Stoffe mit „Zusatzstoffe“ als Titel versehen werden sollen. In den weiteren Kapiteln werden beschrieben: Tonwaren, Holz, Stahl und Gußeisen, Nichteisenmetalle, Anstrichstoffe, Leichtbau- und Dämmstoffe einschließlich der physikalischen Grundlagen der Wärme- und Schalldämmung, weiterhin Sperrstoffe und Kitten, Glas sowie Baustoffe organischen Ursprungs.

Durch zahlreiche Abbildungen und umfangreiche Tabellen wird das Buch wesentlich bereichert. — Infolge der Fülle des dargebotenen Materials stellt es ein wertvolles Nachschlagewerk dar. Das Buch ist ein wertvoller Helfer in Baustofffragen und kann allen Bauschaffenden sehr empfohlen werden. Für seine Verbreitung in Deutschland werden vielleicht der hohe Preis und das Fehlen von Hinweisen auf die deutschen Normen hinderlich sein.

Th. Kristen, Braunschweig.

## Verschiedenes.

### Deutscher Architekten- und Ingenieur-Verband (DAI).

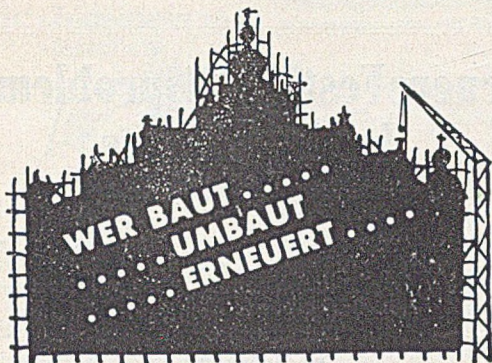
Am 20. und 21. Oktober 1950 wurde in Kassel die 1. Jahreshauptversammlung des DAI durchgeführt. Herr Prof. Dr.-Ing. W. Loos, Karlsruhe, wurde als 1. Vorsitzender gewählt.

### R. Heiligenthal 70 Jahre alt.

Am 17. Oktober beging Prof. Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Roman Heiligenthal, der emer. Ordinarius für Städtebau und Städtischen Tiefbau der Techn. Hochschule Karlsruhe, seinen 70. Geburtstag.

Für die Bezieher des „Bauingenieur“ hat der Verlag Einbanddecken für die Jahrgänge 1949 und 1950 hergestellt. Preis je Decke DMark 3,20. Bestellungen sind zu richten an Ihre Buchhandlung oder an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietshufer 20.

Für den Inhalt verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; Druck: Hempel & Co., Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 6-8. — Springer-Verlag Berlin - Göttingen - Heidelberg.



... lasse sich von seinem Berater über die vielen künstlerischen und technischen Möglichkeiten mit DYCKERHOFF-WEISS, dem weißen Portland-Zement, unterrichten.

DYCKERHOFF-WEISS macht die netten und modernen, so künstlerisch und lebendig wirkenden Naturputze hart, stoßfest und wasserabweisend.

Mit DYCKERHOFF-WEISS fertigt man strapazierfähige Sockel, die steinmetzmäßig bearbeitet werden können:

Tür- und Fensterumrandungen, stoßfeste Verputze in Einfahrten, künstlerische, helle Terrazzo-Böden, weiße Verfugungen, schön, wirtschaftlich und haltbar.



DYCKERHOFF

Portland-Zementwerke A. G. · Wiesbaden-Amöneburg

## AUTOBAHNEN- BAUMASCHINEN UND GERÄTE

von Baufirma zu kaufen gesucht.

Angebot erbeten unter „Der Bauingenieur 185“ an den SPRINGER-  
VERLAG, Anzeigen-Abteilung, Berlin W 35. Reichpietschufer 20.

## BAUWAGEN

Wohnwagen, Steinsetzwagen, Gerätewagen, Schubkarren u. ä. fertigt kurzfristig in guter Ausführung ohne Materialabgabe

**B. Mitritzki, Fahrzeugbau, (15a) Erfurt**

Stalinallee 186. Telefon 37 75



Für schnelles Arbeiten, wie Bohren, Meißeln, Stocken, Stampfen, Rütteln, wählen fortschrittlich eingestellte Betriebe den BOSCH-Hammer.

### Seine Kennzeichen:

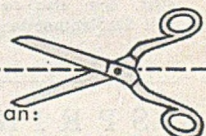
Vielfache Mehrleistung gegenüber Handarbeit  
Erhebliche Zeitersparnis bei seinem Einsatz  
Zuverlässig und unempfindlich im Betrieb.

# BOSCH

## Installations-Hammer

EW/UHD 75

Geringes Gewicht handliche Form robuster Aufbau



Senden Sie bitte diesen Abschnitt an:

ROBERT BOSCH GMBH Abt. VTW Stuttgart N a

Ich interessiere mich für den BOSCH-Installationshammer EW/UHD 75.

Senden Sie mir doch bitte Prospekte.

Datum

Genauere Anschrift

Für **Abonnen-** und **Anzeigenwerbung** ständige od. gelegentliche Mitarbeiter gesucht, die an folgenden Gebieten interessiert sind:

## Stahlbau - Stahlbetonbau Tiefbau - Verkehrswesen Wasserbau

Angebote erbeten unter „Der Bauingenieur 188“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Unternehmen im Rhein-Main-Gebiet **sucht**

## einen Stahlwasserbau-Konstrukteur einen Kranbau-Konstrukteur

Es wollen sich nur solche Herren bewerben, die auf den genannten Gebieten Erfahrung haben und an selbständiges Arbeiten gewöhnt sind. Wohnung kann gegl. beschafft werden.

Ausführliche Angebote mit Gehaltsansprüchen erbeten unter „Der Bauingenieur 193“ an Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

## Stabilitätsprobleme der Elastostatik

Von

Dr.-Ing. habil. Alf Pffüger

Professor an der Techn. Hochschule Hannover

Mit 389 Abbildungen. VIII, 339 Seiten. 1950.  
Ganzleinen DMark 34,50

Die Stabilitätsprobleme der im Bauwesen und Maschinenbau als Konstruktionsteile verwendeten elastischen Körper wurden im bisherigen Fachschrifttum meist nur andeutungsweise und auch in den Fachzeitschriften keinesfalls lückenlos dargestellt. Es ist deshalb zu begrüßen, daß der Verfasser jetzt ein solches Werk mit einer vollständigen Darstellung vorlegt und damit den nicht ganz einfachen Stoff möglichst verständlich macht. Über grundsätzliche Ausführungen zum Stabilitätsproblem, über eine Darstellung exakter Lösungen, Kriterien für die Gleichgewichtsarten, zwei- und dreidimensionale Probleme, über Näherungsverfahren für Verzweigungs- und Eigenwertprobleme führt uns der Verfasser schließlich zur praktischen Bedeutung der Stabilitätstheorie. Gerade diese Darstellung in geschickter Verbindung der Theorie mit der Praxis ist für die Anwendung des Buches für den Konstrukteur von ganz besonderer Bedeutung, so daß dieses hervorragende Werk jedem Ingenieur, der die Kenntnisse zur Diplom-Hauptprüfung in der konstruktiven Fachrichtung besitzt, dem also namentlich die Grundtatsachen der Platten- und Schalentheorie bekannt sind, nur empfohlen werden kann.

„Der Bau“

SPRINGER - VERLAG  
BERLIN · GUTTINGEN · HEIDELBERG

## Neuere Festigkeitsprobleme des Ingenieurs

Ausgewählte Kapitel aus der Elastomechanik

von

Prof. Dr.-Ing. W. Flügge, Stanford (USA) / Prof. Dr.-Ing. Dr. R. Grammel, Stuttgart / Prof. Dr.-Ing. K. Klotter, Karlsruhe / Prof. Dr.-Ing. K. Marguerre, Darmstadt / Prof. Dr. G. Mesmer, Darmstadt

Herausgegeben von

K. Marguerre

Professor der Mechanik an der Techn. Hochschule Darmstadt  
Mit 120 Figuren. VIII, 253 Seiten. 1950. Ganzl. DMark 25,50

Das Buch enthält eine ausführlichere Wiedergabe einer Vortragsreihe, die 1941 auf Anregung von Dr. C. Trettin, des verstorbenen Vorsitzenden des VDE, vor Ingenieuren in Berlin gehalten wurde.

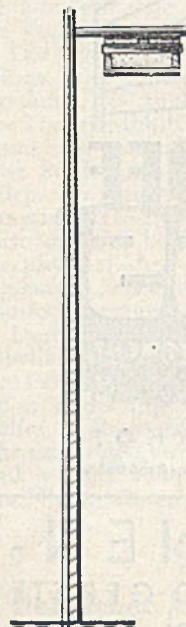
In Kapitel I—III wird von Mesmer, Marguerre und Flügge über experimentelle Verfahren zur Bestimmung mechanischer Spannungen, über die Grundbegriffe der Elastizitätslehre, über die Festigkeit von Schalen in klarer, anschaulicher Form berichtet. Es handelt sich hier sowie in Kapitel VI. (Marguerre, Knick- und Beulvorgänge) um statische Probleme, deren entwickelte Grundbegriffe und Differentialgleichungen an Beispielen erläutert werden.

In Kapitel IV und V werden behandelt von Klotter: Schwingungserscheinungen im Bau- und Maschinenwesen, ferner Grammel: Verfahren zur Lösung technischer Eigenwertprobleme. Diese beiden Kapitel zeigen mit Beispielen die Methoden zur Bestimmung resonanzgefährlicher Frequenzen.

Das Buch gibt einen Einblick in Probleme und Lösungen, die den Maschinen- und Bauingenieur in jüngster Zeit besonders beschäftigen. Hinzuweisen ist auf die anregende und aufs Praktische gerichtete Behandlung der mathematisch schwierigen Materie.

„Elektrotechnische Zeitschrift“

SPRINGER - VERLAG  
BERLIN · GUTTINGEN · HEIDELBERG



## VULKAN-LICHT

SEIT 1898

Hängeleuchten  
Aufsatzzierleuchten  
Großflächenleuchten  
auch für  
Mischlichtlampen  
Leuchtstofflampen

Spezialmodelle für Verkehrsanlagen,  
Brücken, Plätze u.a. Verkehrsobjekte

Nebenstehendes Beispiel:

Leuchtstofflampen - Leuchte, angebracht auf  
der Rheinbrücke Duisburg - Rheinhausen

Best.-Nr. 1701



Kurzfristige Lieferung aus laufender Eigenfertigung des Spezialwerkes f. Außenleuchten

Aktiengesellschaft **VULKAN**  
KÖLN - EHRENFELD  
Lichtstraße 43 Fernruf 576 86



**„Isis“-Zeichentische und  
-Maschinen**



sofort ab Lager lieferbar

Westf. Versandhaus für  
Lichtpaus-, Zeichen- und  
Vermessungsbedarf G. m. b. H.  
BIELEFELD, Oberntorwall 30  
Ruf: 6 18 11/12

**Bauingenieur**

zur Projektierung, Berechnung,  
Konstruktion u. Bauüberwachung  
von größeren Erweiterungsbauten  
bek. Industrierwerkes in Ratingen,  
zum sofortigen Eintritt gesucht.  
Bewerbungen mit Bildbitten wir  
zu richten unter 1627 an Annoncen-  
Förster, Düsseldorf, Königsallee 58

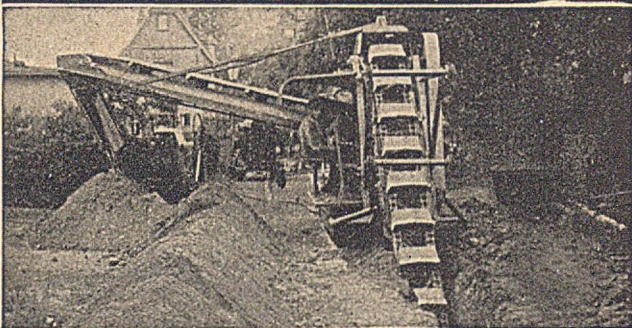


Hoch-Tief- und  
Eisenbetonbau  
Heinr. **MÖWES**  
& CO. KG.  
GÜTERSLOH/WESTF.



MATH-  
INSTRUMENTE  
GEO-  
DENNERT & PAPE, HAMBURG-ALTONA

**STÖHR-GRABENBAGGER**



WILHELM STÖHR  SPEZIALFABRIK FÜR  
OFFENBACH-MAIN TRANSPORTANLAGEN

Für unsere Abteilung Stahlbau suchen wir als

**Leiter des Konstruktionsbüros**

einen Herrn, der über umfangreiche Kenntnisse auf dem  
Gebiete des Stahlhoch- und des Stahlbrückenbaus ver-  
fügt. Derselbe muß in der Lage sein, die erforderlichen  
Berechnungen selbständig und sicher aufzustellen und  
Konstruktionen in genieteteter u. geschweißter Ausführung  
auszuführen.

Herren, die vorstehenden Anforderungen genügen, werden  
gebeten, sich unter Angabe des Gehaltsanspruches und frühesten  
Eintrittstermines zu melden unter „Der Bauingenieur 1954“ an  
den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reich-  
pietschufer 20.

**Über den Einfluß hochfester  
Stähle auf Gewichtersparnis  
und Bauart im Stahlbrückenbau**

von  
**Dr.-Ing. Otfried Erdmann**

(Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues. Heraus-  
gegeben vom Fachverband Stahlbau, Deutscher Stahlbau-  
Verband, Bad Pyrmont. Schriftleitung: Prof. Dr.-Ing.  
K. Klöppel, Technische Hochschule Darmstadt. Heft 7.)

Mit 28 Abbild. IV, 83 Seiten. 1950. DMark 10,—

Der Referent entwickelt unter Mitverwendung bisher ge-  
samelter Erfahrungswerte allgemeine Berechnungsgrundlagen  
für Vergleichsentwürfe. In einem Kapitel wird der Vollwand-  
träger gründlich und weitgreifend durchgerechnet. Sowohl die  
einzelnen Berechnungsbasen (Stegblechhöhen, Steifen, Gurt-  
ausbildung) sowie eine ganze Anzahl von Stahlsorten werden  
in Einzel- wie Vergleichsbetrachtungen untersucht. In ebenso  
übersichtlicher Weise finden sich die mit hochfesten Stählen  
erzielbaren Gewichtseinsparungen unter dem Einfluß von  
Stahlsorte, Bauweise, Lagerungsart usw. gegenübergestellt.  
Vorliegende Arbeit dürfte zusammen mit den zahlreich ein-  
geflochtenen Literaturstellen die skizzierten Bestrebungen vor-  
züglich unterstützen. „Technische Rundschau“

**SPRINGER-VERLAG**  
BERLIN · GÜTTINGEN · HEIDELBERG

**STAHLBAU**

Industriebauten  
Geschäftsbauten  
Krane und Brücken  
Kohlenbunker  
Gittermasten

**P. Gresse & Co.**  
LUTHERSTADT WITTENBERG  
DESSAUER STRASSE 114-117



**DER  
FACHMANN  
NIMMT**


**PLASTIMENT  
PLASTOCRETE  
B I N D A  
BETOWA**

Die unentbehrlichen Zusatzstoffe  
für  
**BETON u. MÖRTEL**

**PLASTIMENT** G.M.B.H.  
K A R L S R U H E

**MENCK & HAMBROCK**

*liefern wieder  
die bewährten  
Decigut-Rohrgerüst-Rahmen  
in allen Größen*



**HAMBURG-ALTONA**

Umhüllte  
**SCHWEISS-ELEKTRODEN**  
**SCHWEISS-TRANSFORMATOREN**  
mit stufenloser Regelung



**SCHORCH**  
Schorch-Werke A.G. Rheydt