

# DER BAUINGENIEUR

10. Jahrgang

21. Juni 1929

Heft 25

## WEITERE UNTERSUCHUNGEN ÜBER DEN EINFLUSS DER GRÖSSE DER BELASTUNGSFLÄCHE AUF DIE WIDERSTANDSFÄHIGKEIT VON BAUHOZ GEGEN DRUCKBELASTUNG QUER ZUR FASER.

(BELASTUNG DURCH STEMPEL UND SCHWELLEN.)

Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart.

Von Otto Graf.

Mit früheren Versuchen<sup>1)</sup> ist festgestellt worden, daß die Pressung, welche eine bestimmte Zusammendrückung eines Holzbalkens bewirkt, mit abnehmender Belastungsbreite gemäß

Bei diesen Versuchen wirkte die Belastung in der Regel über die ganze Balkenbreite (vgl. Abb. 1, unten rechts). Das Verhalten des Holzes unter Druckflächen, die sich nur auf einen Teil der Balkenbreite erstrecken, ist nur kurz erörtert worden. Für diese Verhältnisse fehlten Aufschlüsse. Im vergangenen Jahr ist diese Lücke unserer Erkenntnisse bei Beratungen über die zulässige Anstrengung von Bauholz (für hölzerne Brücken und für Gerüste zu anderen Ingenieurbauten) wiederholt bemerkt worden. Die im folgenden mitgeteilten Versuche sollen zur Beantwortung der damals aufgetretenen Fragen beitragen.

Die Kosten der Versuche sind von der C. Bach-Stiftung der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart getragen worden.

### Versuche mit Körpern nach Abb. 2 bis 5.

Die Abmessungen der Versuchskörper finden sich in Zusammenstellung 1. Alle Flächen waren sauber gehobelt, die Druckflächen eben.

Zusammenstellung 1.

Versuch Nr.	Holz	Abmessungen der Versuchskörper in cm						
		b	a	c	d	e	$\frac{b}{e}$	h
Reihe 1, Abmessungen a und b veränderlich								
1 (Abb. 3)	Fichte . . .	11,9	11,9	252,9	35,2	23,6	0,5	23,6
2 (Abb. 4)	„ . . .	20,0	20,0	184,8	35,2	23,5	0,85	23,5
3 (Abb. 5)	„ . . .	23,9	23,7	180,9	35,2	23,5	1,0	23,3
Reihe 2, b nicht veränderlich, a veränderlich								
7 (Abb. 3)	Fichte . . .	19,8	12,0	244,0	36,0	23,4	0,51	24,0
8 (Abb. 4)	„ . . .	20,0	19,8	244,0	36,0	23,5	0,84	24,0
9 (Abb. 5)	„ . . .	19,8	23,3	149,7	36,0	23,3	1,0	24,0
11 (Abb. 3)	Eiche (altes Bauholz) . .	16,0	8,0	166,4	30,6	16,0	0,5	20,3
12 (Abb. 5)	„ . . .	16,0	16,0	87,4	30,6	16,0	1,0	20,3
13 (Abb. 3)	Eiche (frisches Bauholz) . .	20,3	10,5	179,7	31,5	21,0	0,5	21,0
14 (Abb. 4)	„ . . .	21,0	15,4	89,5	31,5	20,8	0,74	21,0
15 (Abb. 5)	„ . . .	21,0	21,0	83,0	31,5	20,9	1,0	21,1

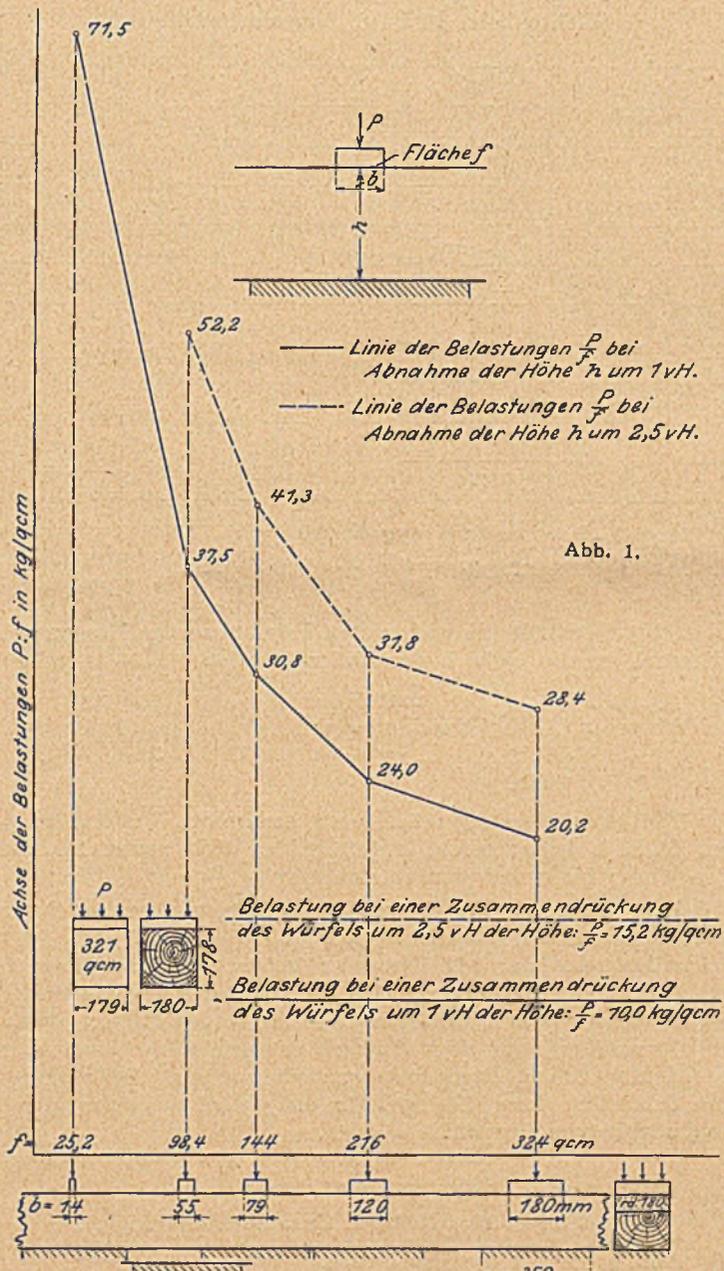


Abb. 1.

Abb. 1 abnimmt; auch konnte gezeigt werden, daß sich die Abhängigkeit der Widerstandsfähigkeit von der Breite der Belastungsfläche rechnerisch verfolgen läßt.

<sup>1)</sup> Bauingenieur 1921, S. 498 uf.

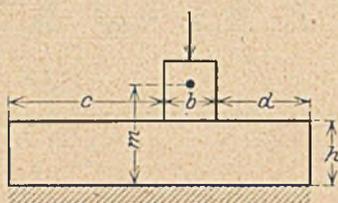


Abb. 2.

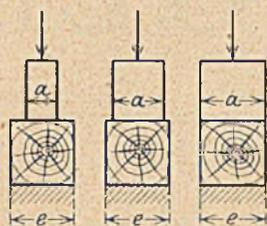


Abb. 3. Abb. 4. Abb. 5.

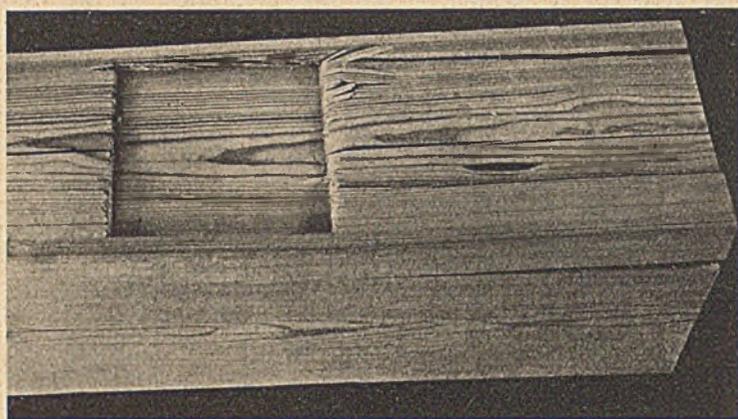


Abb. 7.

Verwendet wurde  
a) abgelagertes Fichtenholz, Druckfestigkeit parallel den Fasern im Mittel aus zwei Versuchen 313 kg/cm<sup>2</sup>,  
b) Eichenholz aus der alten Rheinbrücke bei Säckingen, Druckfestigkeit parallel den Fasern 560 kg/cm<sup>2</sup>,  
c) gutes Eichenholz vom Sägewerk der Firma Karl Kübler A.-G. in Göppingen.

Gemessen wurden die Änderungen der Strecke m, Abb. 2, zu beiden Seiten der Versuchskörper. Die Änderungen von m sind als Eindrückungen des liegenden Holzes angesehen worden<sup>2)</sup>.

a) Versuche 1 bis 3

(Fichtenholz, Reihe 1, Zusammenstellung 1.)

Die Höhe h ist vermindert worden bei

Versuch	um 1%	um 2,5%
1 durch $p = P : ab = P : f = 43$		55 kg/cm <sup>2</sup> ,
2 „ $p =$	35	46 „ „
3 „ $p =$	31	37 „ „

beim Würfel (als auf die gesamte Länge belastete Schwelle) durch  $p = 16 \quad 22 \quad \dots$

Je größer die Fläche  $f = a \cdot b$  gewählt war, um so kleiner blieb die Pressung p, welche die Höhe der Schwelle unter der Lastfläche um 1 bzw. 2,5% verminderte.

Hierbei ist der Einfluß der Belastungsbreite b gemäß Abb. 1 beteiligt.

Die Abb. 6 und 7 lassen erkennen, daß das neben der Druckfläche gelegene Holz senkrecht zur Faserrichtung nur unerheblich an der Kraftübertragung teilnimmt, weil die Zugfestigkeit des Holzes quer zur Faser sehr klein ist.

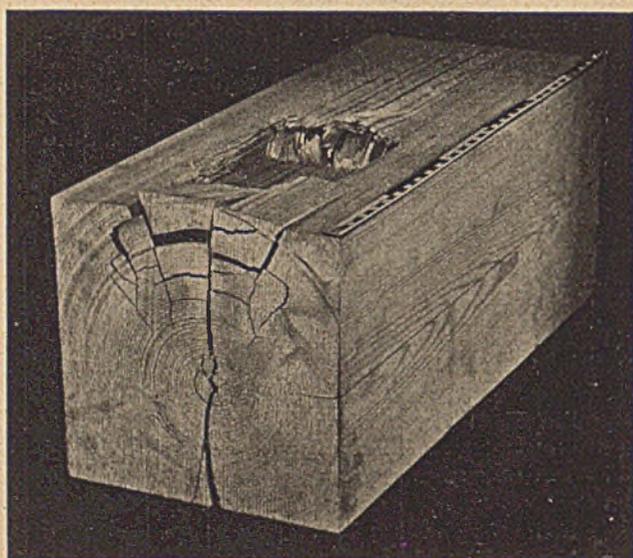


Abb. 6.

<sup>2)</sup> Die Zusammendrückungen des Stempels im Bereich der Strecke m blieben hiernach außer acht, was angängig erschien.

b) Versuche 7 bis 9  
(Fichtenholz, Reihe 2, Zusammenstellung 1.)

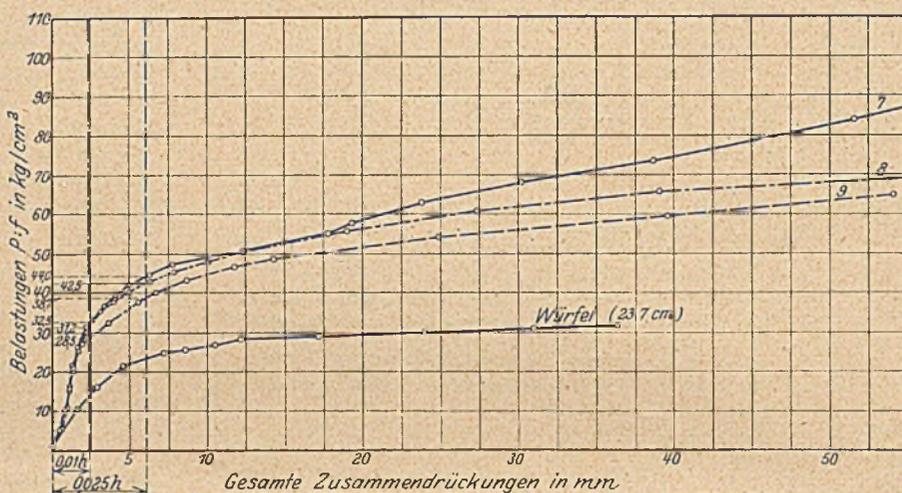


Abb. 8.

Abb. 8 enthält die wichtigsten Ergebnisse der Messungen. Hiernach ist die Höhe h vermindert worden

	um 1%	um 2,5%
bei Versuch 7 (Abb. 3) durch $p = 32$		44 kg/cm <sup>2</sup> ,
8 (Abb. 4) „ $p = 31$		42 „ „
9 (Abb. 5) „ $p = 28$		39 „ „

Die Pressungen p, welche eine bestimmte Verminderung der Höhe h hervorriefen, unterscheiden sich somit für die Versuche 7 bis 9 nicht bedeutend.

Hier waren nur die Stempelabmessungen quer zur Faser der Schwelle veränderlich. Der nichtbelastete Teil der Schwellenbreite war bei Versuch 7 größer als bei Versuch 8 und bei diesem größer als bei Versuch 9. Die Ergebnisse zeigen, daß die Teilnahme der Schwelle an der Kraftübertragung quer zur Faser zwar noch deutlich erkennbar erscheint, aber unbedeutend blieb. Demgemäß kann die zulässige Anstrengung von Schwellen durch Stempel für die praktische Anwendung unabhängig von a gewählt werden.

c) Versuche 11 und 12

(altes Eichenholz, Reihe 2, Zusammenstellung 1.)

Abb. 9 enthält die Ergebnisse.

Unter sonst gleichen Verhältnissen fand sich die Pressung, welche die Höhe der Schwelle verminderte

	um 1%	um 2,5%
mit $a = 8$ cm (Abb. 3) zu 126		162 kg/cm <sup>2</sup> ,
mit $a = 16$ cm (Abb. 5) zu 115		138 „ „

In Abb. 9 sind ferner die Zusammendrückungen eines auf den ganzen Querschnitt senkrecht zur Faserrichtung belasteten Prismas, das aus dem gleichen Balken wie die Stücke zu den Versuchen 11 und 12 stammte, eingetragen.

d) Versuche 13 bis 15 (frisches Eichenholz, Reihe 2, Zusammenstellung 1):

Die Ergebnisse sind in Abb. 10 dargestellt.

Die Pressung, welche die Höhe der Schwelle verringerte betrug um 1% um 2,5%  
mit  $a = 10,5 \text{ cm}$  80 112  $\text{kg/cm}^2$ ,  
(Versuch 13, Abb. 3)  
mit  $a = 15,4 \text{ cm}$  94 116 „ „  
(Versuch 14, Abb. 4)  
mit  $a = 21,0 \text{ cm}$  78 91 „ „  
(Versuch 15, Abb. 5)

Hier fällt Versuch 14 außer der Reihe, weil das Holz unter dem Stempel einen kleinen Ast enthält. Die Ergebnisse zeigen wieder, daß die Berücksichtigung der Tragkraft des Holzes neben dem Stempel quer zur Faser nicht nötig sein dürfte.

e) Zusammenfassung der Ergebnisse.

Die Abb. 8 bis 10 lassen erkennen, daß die Teilnahme des Holzes an der Kraftübertragung quer zur Faser bei Stempelbelastungen nach Abb. 3 bis 5 nicht erheblich ist, wie zu erwarten stand. Es erscheint nicht angängig, die zulässige Anstrengung im Falle der Abb. 3 wesentlich höher zu wählen als im Falle der Abb. 5.

Die Belastung, welche die Schwellenhöhe um 1% verminderte, betrug

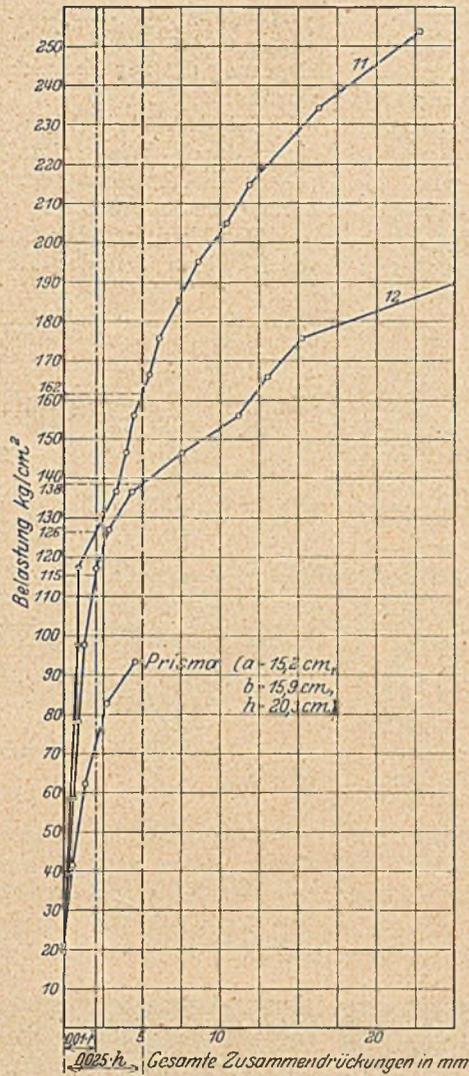


Abb. 9.

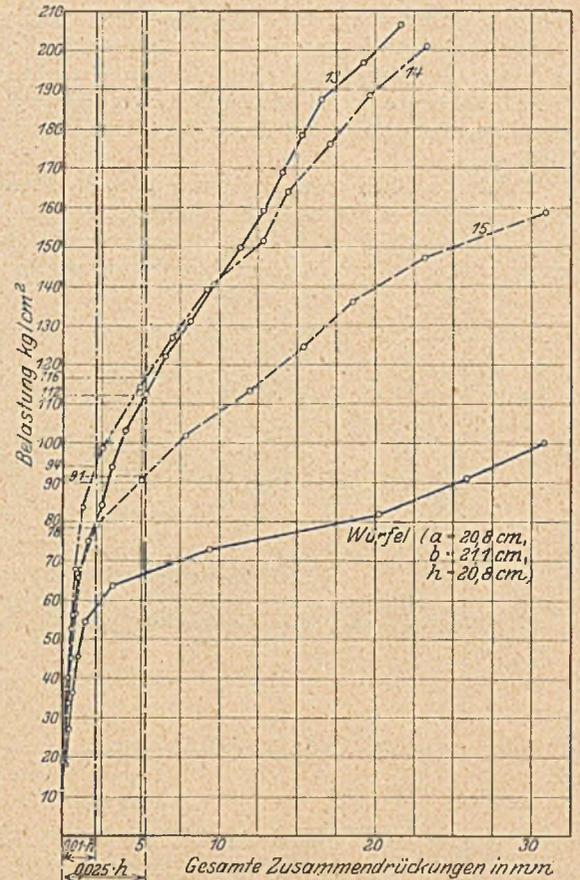


Abb. 10.

bei gutem Fichtenholz . . 28,5 bis 32,5  $\text{kg/cm}^2$ ,  
bei altem, lange Zeit trocken  
gelagerten Eichenholz . . 115 und 126  $\text{kg/cm}^2$ ,  
bei gutem Eichenholz, das  
vom Sägewerk kam . . 78 bis 94  $\text{kg/cm}^2$ .  
Die Widerstandsfähigkeit des Eichenholzes ist  
hier zum  $2\frac{1}{2}$  bis 4fachen des Fichtenholzes er-  
mittelt worden<sup>3)</sup>.

<sup>3)</sup> Die Abstufung der zulässigen Spannungen nach der Art des Holzes, bei Belastung quer zur Faser, wie sie in den vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vorgesehen ist, dürfte nach den vorliegenden Versuchen eher größer als kleiner zu wählen sein.

## DIE CAISSONARBEITEN BEIM BAU DER KAMMERSCHLEUSEN DER MASARYKSTAUSTUFE IN SCHRECKENSTEIN.

Von Ing. V. Pavlousek, Baudirektor der Kommission für die Kanalisierung des Moldau- und Elbflusses in Böhmen.

Übersicht: Die Caissonarbeiten beim Bau der Kammerschleusen der Masarykstaustufe in Schreckenstein. Schweres, wasserdurchlässiges Schotter- und Basaltgerölle zwang bei der Abschließung der Baugrube dazu, die Fangdämme auf Caissons aufzusetzen. Infolge von Absenkungsschwierigkeiten mußte auch unter die Caissonschneide gegangen werden, auch sah man sich genötigt, einen bereits ausbetonierten Caisson zu unterfahren, um einen wasserdichten Felsanschluß oberhalb der Schleusen zu erzielen.

Die großen Ausmaße der Baugrube, die beträchtliche Tiefe der Fundamente wie auch die ungewöhnlichen Untergrundverhältnisse und Rücksichten auf die rege, knapp an die Baustelle geführte Schifffahrt haben zur Anwendung von Caissonfangdämmen geführt.

In der 60 m breiten und über 400 m langen Baugrube wurden nicht nur die Kammerschleusen mit einer nutzbaren Länge von 170 bzw. 176,60 m und einer Breite von 24 bzw. 13 m, sondern auch die beiden 100 m langen Teilungsmauern,

die gemauerten Leitwerke und die rechte Ufermauer fundiert und ausgeführt.

Die Fundamente lagen bei den Caissons bis 9 m unter dem jeweiligen Wasserspiegel im Flusse.

Die Beschaffenheit des Untergrundes wurde durch Sonden mittels Schlagbohrers ermittelt. Der Untergrund ist vollständig wasserdurchlässig und besteht mit Ausnahme einer Sandschicht aus Basalt- und Phonolitblöcken, die in schweren Schotter gelagert sind.

In einer Tiefe von 8 bis 15 m unter dem Normalwasser stieß man auf Phonolithfelsen, der durch eine Tuffschicht von wechselnder Mächtigkeit bedeckt war. Diese Tuffe hatten beim Aufschließen das Aussehen eines weichen kompakten Felsens, der sich aber dann unter der Einwirkung von Luft und Wasser in einen weichen schlüpfrigen Lehm verwandelte.

Die Schifffahrt bei Schreckenstein führt seit jeher durch reißende Stromschnellen; an dieser Stelle war die Schifffahrtsrinne stets sehr eng und die Fahrtiefen waren gering. Die Baustelle verengte noch mehr das Fahrwasser, welches künstlich und mit großem Aufwand durch Baggerung erweitert werden mußte.

Unter solchen schwierigen Verhältnissen war die Fundierung nur mit Caissonsfangdämmen möglich. Bei sämtlichen Caissons bildete die Arbeitskammer ein starkes Eisengerippe mit doppelter Blechhaut, welches mit Beton 1 : 6 aus-

Verjüngung der Aufmauerung bewährte sich nicht, weil dadurch ein größeres Nachrutschen der Steine und eine Verringerung des zur Absenkung notwendigen Ballastes verursacht wurde.

Bei den übrigen Caissons wurde die Aufmauerung mit einer durch Winkeleisen versteiften Blechverkleidung versehen; die Absenkung der Caissons ging ohne ihre Verjüngung, dann ohne jede Störung vor sich.

Das Versetzen der Caissons senkrecht zur Stromrichtung, welche einen Teil des Talverschlusses darstellen, verursachte

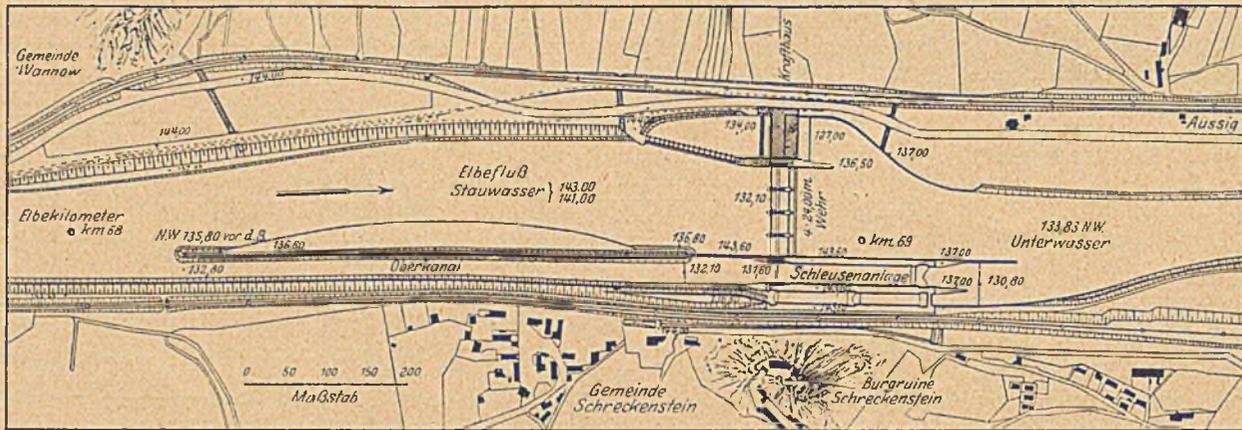


Abb. 1. Lageplan.

gefüllt wurde. Die Caissonschnede wurde mit Rücksicht auf vorzunehmende Sprengungen von großen Basaltblöcken, die unter ihr angetroffen wurden, besonders stark mit Eisen bewehrt.

Im Grundriß hatten die Caissons eine Länge zwischen 15

keine Schwierigkeit, da die Caissongerippe im Uferbereiche auf festem Boden an Ort und Stelle montiert wurden. Dagegen war das Versetzen der übrigen Caissons, welche parallel zur Stromrichtung und in den Fluß zu liegen kamen, äußerst mühsam, nicht nur wegen des reißenden Stromes, sondern auch

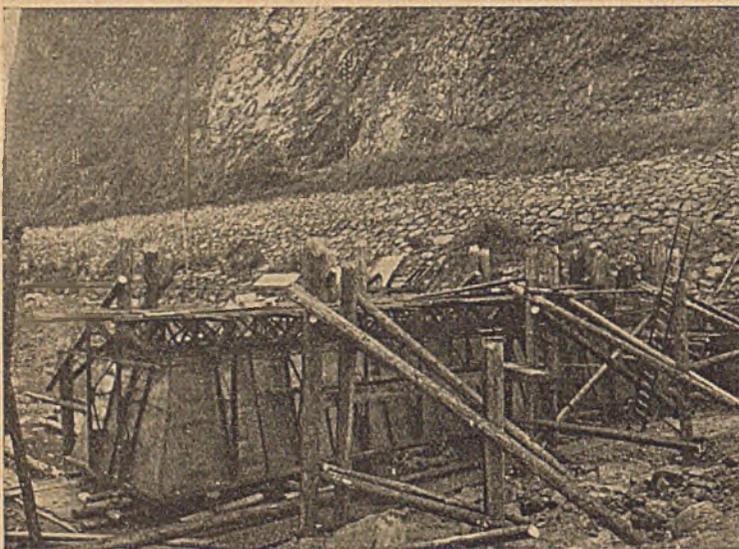


Abb. 2. Caisson 1 vor dem Schleusenoberhaupte vor der Einbetonierung, aufgenommen am 14. Juni 1924.

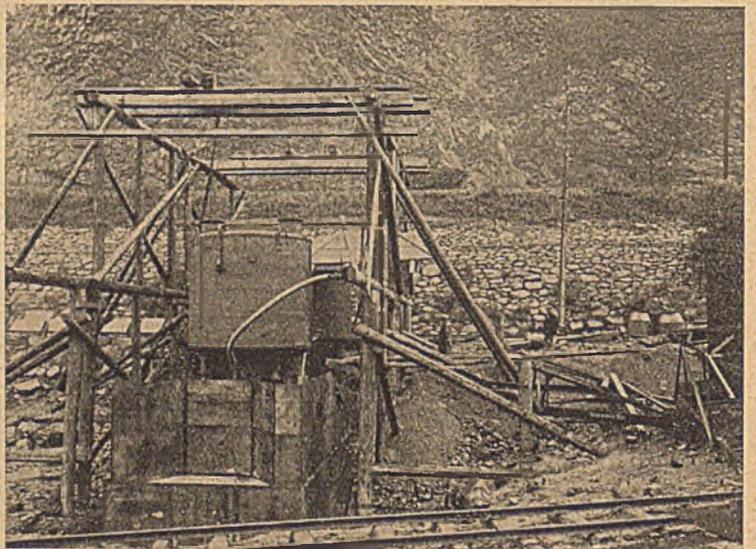


Abb. 3. Caisson 1 in Absenkung begriffen, aufgenommen am 9. April 1924.

und 26 m und eine Breite zwischen 4 und 5 m. Nur die Caissons, auf welche die untere Teilungsmauer aufgesetzt ist, erhielten eine Breite von 2,5 m, da sie nur 4 m tief und nicht bis zum Felsen abgesenkt wurden.

Die Aufmauerung der ersten fünf Caissons erfolgte durch Ausbetonieren zwischen einfachen Holzschalungen, die mittels Drahtschließen verspannt waren. Die durch diese einfache Schalung bedingte ungenaue Aufmauerung und die herabgerutschten Basaltblöcke verursachten Einklemmungen und auch ein Hängenbleiben eines Caissons, welches nicht einmal durch große Auflasten beseitigt werden konnte. Auch eine

wegen Rücksichtnahme auf die Schifffahrt, welche kein festes Gerüste und nur eine Versetzung vom schwimmenden Gerüst aus in kürzester Zeit erlaubte. Daher war es nicht möglich, die Caissons genau nach dem Projekte zu versetzen. Es war aber auch eine genaue Versetzung nicht notwendig, weil die Caissons nur zum Aufsetzen der Eisenbetonfangdämme dienten, welche nach dem Bau wieder beseitigt werden.

Die Unregelmäßigkeit der Caissonfugen bedingte keine unständlichen Dichtungen; hierzu zwangen nur die zahlreichen im Caissonbereich angetroffenen Basaltblöcke, die das Einrammen von eisernen Spundwänden in die Fugen und da-

durch ein Reinigen derselben von den Stirnflächen der Arbeitskammern aus unmöglich machten.

Die Reinigung der Fugen zwischen den abgesenkten Caissons wurde durch Taucherglocken, für welche in jeder Stirnwand eine trapezförmige Ausparung vorgesehen war, bewerkstelligt. Man mußte einen ganzen, bis zur Arbeitsraumdecke reichenden Erdkegel beseitigen und dann die zwischen den Arbeitsraumstirnwänden der Caissons befindliche Spalte

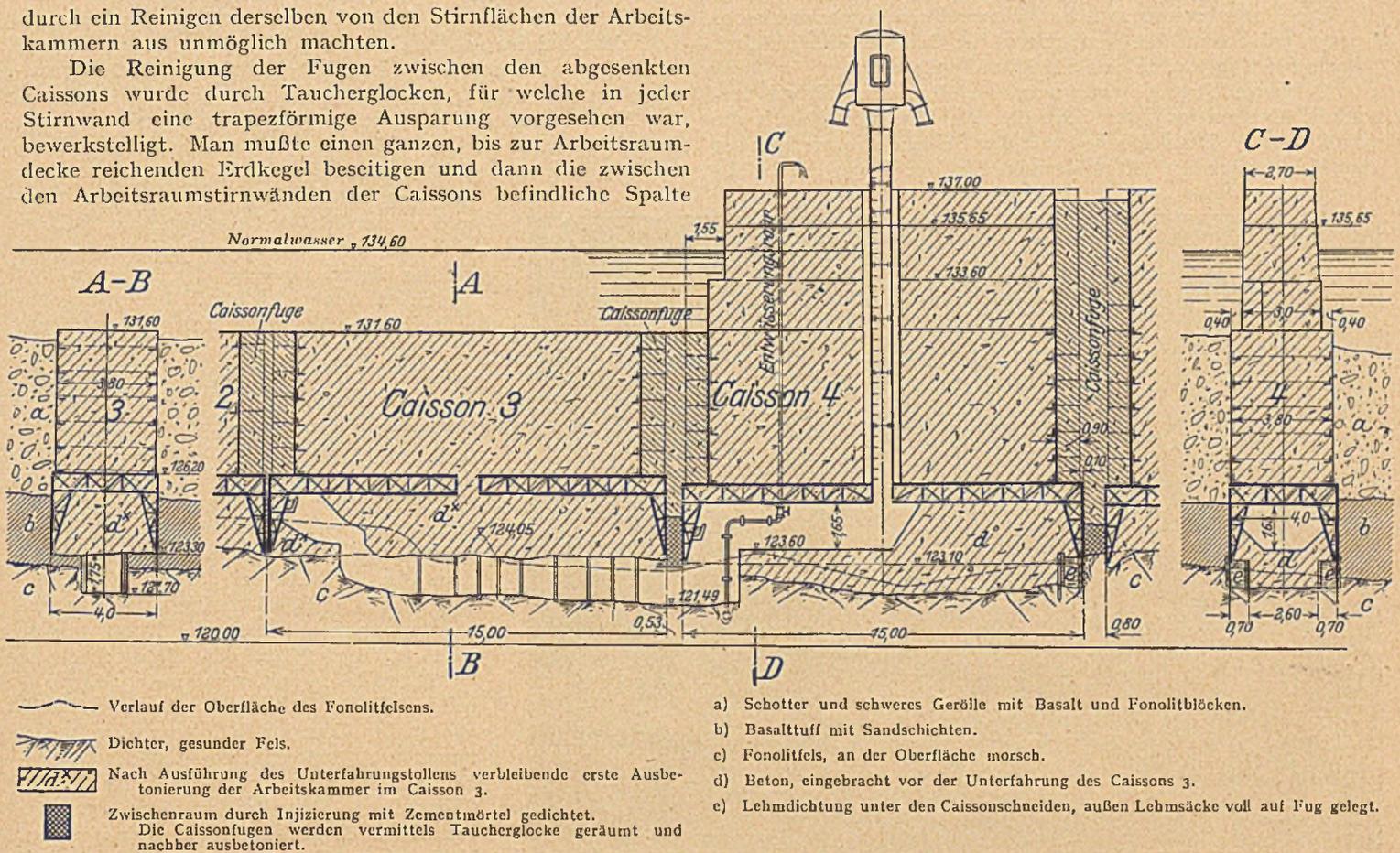


Abb. 4. Durchführung des wasserdichten Felsanschlusses im Bereiche der Caissons 3 und 4 vor dem Schleusenoberhaupt. Darstellung der Unterfahung der Caissons 3 und 4.

unter der Schneide der Taucherglocke reinigen. Wo diese Spalte wegen nachrutschender Erdmassen nicht gänzlich bis zum Felsen ausgeräumt werden konnte, hat man das schotterige und sandige Material durch Injektionen mit Zementmilch zu dichten versucht.

Die Caissonfugen wurden im unteren Teile mit Beton 1 : 6 von der Taucherglocke aus ausgefüllt. Um nicht den ganzen ausgehobenen Erdkegel mit Beton ausfüllen zu müssen, wurden die Fugen durch hölzerne oder eiserne (Larsen) Wände abgeschlossen und ihr Inneres mit gestampftem Lehm oder später nur mit Beton ausgefüllt.

Die Lehmdichtung wurde durch die Saugwirkung des längs der Caissonwände vorbeiströmenden Wassers beschädigt und mußte repariert und schließlich durch Betondichtung ersetzt werden.

Aber auch die Dichte und der Widerstand des unter Wasser eingebrachten Betons in den Fugen waren nicht zufriedenstellend. Nach einjährigem Bestand war die Betondichtung einer Caissonfuge so stark ausgewaschen, daß beim Fundament-aushub bei einem Überdruck von 8 m Wassersäule die Betondichtung in den unteren 4 m aus der Fuge herausgedrückt und dann ganz ausgeschwemmt wurde. Die ganze Baugrube wurde innerhalb einer halben Stunde unter Wasser gesetzt.

Die ausgeschwemmte Fuge wurde dann durch zwei beiderseits dicht an die Caissons anschließende Larsenwände abgeschlossen und unter Wasser durch Versenkrohr ausbetoniert. Den Fuß der inneren Larsenwand sicherte man gegen Unterspülung durch einen mächtigen, mit Eisenbahnschienen armierten und unter Wasser versetzten Betonblock, nach dessen Erhärtung die Baugrube langsam ausgepumpt wurde. Die Sicherung gegen Unterspülung hat sich als notwendig erwiesen, da nach gänzlichem Abspülen der Baugrube sich unterhalb des Betonblockes zahlreiche Wasseradern zeigten, welche durch Dränagen unschädlich gemacht wurden.

Auf die Caissons wurden Kastenfangdämme aus Eisenbeton aufgesetzt, in welche man den in den Caissons gewonnenen Aushub als Auflast beförderte. Nach Beendigung des Baues werden die inneren Wände der Fangdämme von der Baugrube aus durch Preßluftbohrer angeschnitten und nachher die wasser-



Abb. 5. Schleusenbaustelle, Sicht gegen die Stromschnellen vom linken Elbeufer, aufgenommen am 14. April 1925.

seitigen Wände mit Dynamit gesprengt. Die Sprengkammern wurden schon an passenden Stellen von vornherein eingebaut.

Von den 21 Caissons tragen 15 aufgesetzte Fangdämme, die letzten drei Caissons die untere Teilungsmauer, welche längs des unteren Kanals verhältnismäßig seicht fundiert ist und gleichfalls als Fangdamm verwendet wird.

Die Fugenbreiten zwischen diesen Teilungsmauercaissons wurden auf 20 cm herabgesetzt und die Caissons einwandfrei, jedoch nur 4 m tief, in den Flußgrund versenkt.

Die enge Fuge reinigte man von dem nachfolgend versenkten Caisson von der Stirnschneide aus, wobei auch die vorgefundenen Basaltblöcke unter der Schneide gesprengt oder zerschlagen wurden. Das Verschütten der Fuge durch ab-

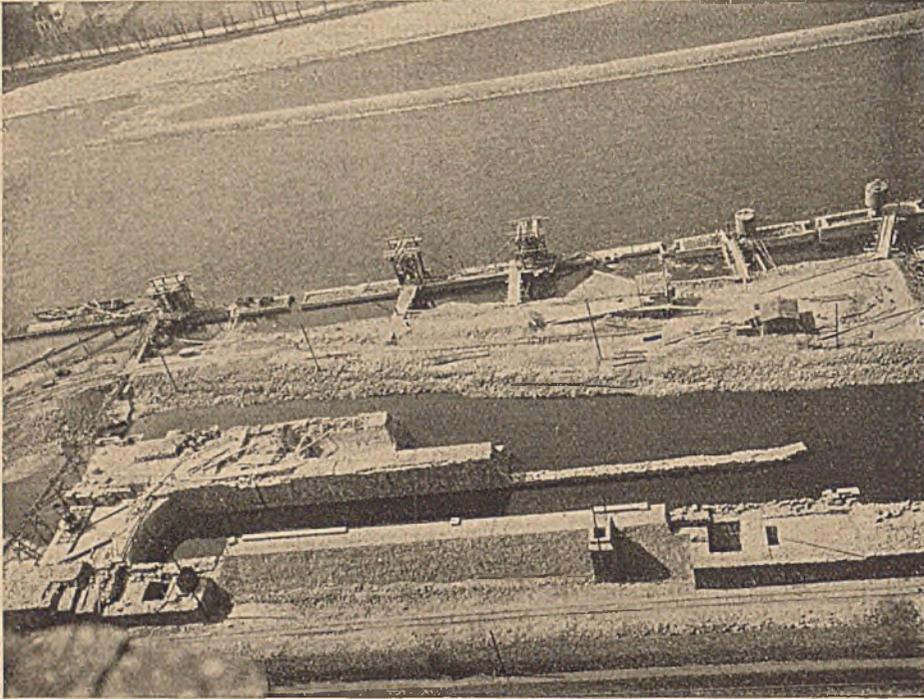


Abb. 6. Schleusenoberhaupt, gesehen von der Burg Schreckenstein, Baugrube unter Wasser, aufgenommen am 14. April 1925.

gerutschte Steine wurde durch vorgesetzte und auf die Caissonsblechhaut befestigte Winkeleisen verhindert. Durch zwei beiderseits der Fuge cingerammte Larseneisen schützte man die gereinigte Fuge gegen die Wasserströmung und betonierte dieselbe dann unter Wasser aus.

Die schwierigste aller Caissonarbeiten war die Unterführung der Caissonschnaide bei den Caissons Nr. 3 und 4. Ersterer war nur bis zur unverlässlichen Tuffschicht abgesenkt und dort ausbetoniert, während letzterer, ohne den Felsen zu erreichen, hängengeblieben war.

Da bei diesen Caissons, welche einen Teil des Talabschlusses bilden, ein besonderer Wert auf absolute Dichtigkeit gelegt werden muß, entschloß man sich nachträglich, den unverlässlichen Tuff und die oberen lockeren Felsschichten zu beseitigen.

Zu diesem Zwecke brachte man unter und hinter die Caissonschnaide eine Reihe von Lehtsäcken und dichtete die Fugen mit Lehm. Dadurch verlängerte man gewissermaßen die Schneide nach unten und konnte mittels Druckluft das Wasser aus der Arbeitskammer herausdrücken und den Aushub vertiefen.

Durch Einbringen weiterer kranzartig gelagerter Reihen von Lehtsäcken hat man immer tiefer die unverlässlichen Schichten ausheben können, bis man auf guten Felsen kam, der zufälligerweise nicht zu tief lag.

Die durch Lehtsäcke gebildete Verlängerung der Schneide mußte durch Bölzung gestützt werden. Um die Arbeitskammer freizuhalten, verspreizte man die Bölzungsriegel gegen cingerammte Eisenbahnschienen. Nach Erreichung des Felsens füllte man den Raum zwischen Schienenstützen und Lehtsackwand mit gestampften Lehm aus, worauf der weitere Felsaushub, der bis auf den gesunden Felsen geführt wurde, keine Schwierigkeiten mehr bereitete.

Hierauf wurde die Arbeitskammer, mit Ausnahme eines Schachtes bei der an den Caisson angrenzenden Stirnwand und eines Verbindungsstollens zum Einsteigschacht vollständig ausbetoniert.

Nun versuchte man vom freigelassenen Schacht aus im Erdreich unterhalb der Caissonfuge unter den Caisson Nr. 3 zu gelangen. Aber gleich zu Beginn des Stollenvortriebes unter der Fuge erfolgte beim Öffnen der luft- und wasserdichten Lehmwand ein Wassereinbruch in den Arbeitsraum und ein dichter Nebel hinderte die Arbeiter am Verlassen des Schachtes, der sich sehr schnell mit Wasser füllte. Dabei stürzte Schotter und Sand aus der Caissonfuge in den Arbeitsraum. Auch der zweite sehr sorgfältig durchgeführte Versuch, unter der Caissonfuge durchzudringen, scheiterte an dem nachstürzenden Sand aus der Caissonfuge.

Man entschloß sich nun zu Injektionen mit Zementmilch, um das Material in der Caissonfuge festzuhalten. Die Stirnwand wurde in der Nähe der Caissondecke angebohrt und das Bohrloch hierauf mit einem Lehtpfropfen geschlossen. Dann bildete man in der Höhe des Bohrloches ein Gefäß aus Lehm zur Aufnahme von Zementmilch. Beim Lüften des unter der Oberfläche der Zementmilch liegenden Lehtpfropfens drückte die Druckluft der Arbeitskammer die Zementmilch so lange in die Caissonfuge, bis alle Zwischenräume im gelockerten Fugenmaterial ausgefüllt waren. Nach dem Erhärten der Zementmilch konnte man den Stollen mit Hilfe einer Brettverschalung unter der Caissonfuge und unter dem bereits ausbetonierten Caisson Nr. 3 ziemlich schnell vortreiben.

Im Stollen unter dem Caisson Nr. 3 beseitigte man nicht nur die Tuffschicht, sondern auch die verwitterte Felsschicht. Am Ende des 12 m langen Stollens erstellte man in dem die Arbeitskammer des Caissons Nr. 3 ausfüllenden

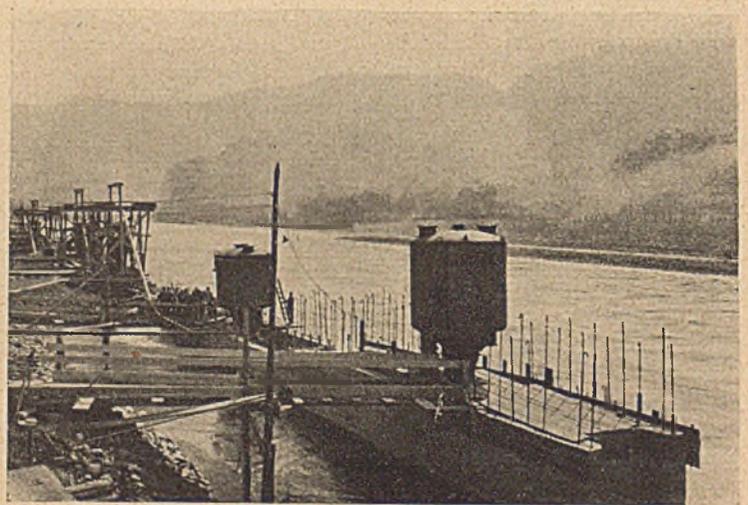


Abb. 7. In Absenkung befindlicher Caisson mit aufgesetztem Fangdamm, Sicht gegen den Strom, aufgenommen am 14. April 1925.

Beton einen Zugang zur Stirnwand der Arbeitskammer, welche dann durchbohrt wurde.

Durch dieses Bohrloch wurde Zementmilch in die Fuge zwischen Caisson Nr. 3 und 2 injiziert, um die Fuge wasserdicht zu machen. Bei ausgepumpter Baugrube konnte man sich von der Wasserundurchlässigkeit der beiden injizierten

Caissonfugen überzeugen und das Ergebnis als zufriedenstellend betrachten.

Da die seinerzeit im Wasser unter der Schneide des Caissons Nr. 3 betonierte Schicht ziemlich locker war, wurde sie im Bereiche des Stollens abgegraben.

Nach Ausbetonierung des Schachtes bei der Stirnwand und des ganzen Stollens unter dem Caisson Nr. 3 wurden schließlich die unter dem Caisson Nr. 4 liegenden Räume ausbetoniert.

Die Wasserhaltung bei diesen Arbeiten bildete die Grundbedingung für die Sicherheit der Arbeiter und für die Möglichkeit, unter dem ausbetonierten Caisson Nr. 3 überhaupt vordringen zu können. Sehr oft traf man auf eine luftführende Schicht im Tuff oder auch im Felsen, was sich durch Auftreten eines schweren Nebels bemerkbar machte.

Der Boden des Schachtes im Caisson Nr. 4 und auch des Stollens unter dem Caisson Nr. 3 füllte sich ziemlich schnell mit Wasser. Bei der sofortigen Inbetriebsetzung einer Pumpe konnten die Arbeiter an der Verstopfung der Fuge ungehindert arbeiten. Anderenfalls wären die Arbeiter gezwungen gewesen, den Stollen sofort zu verlassen, um der Gefahr des Ertrinkens im engen niedrigen Stollen zu entrinnen. Die luftführende Fuge hätte sich erweitert und ihr Verschließen im langen, unter Wasser gesetzten Stollen wäre höchst schwierig, wenn nicht unmöglich gewesen.

Unter solchen Verhältnissen war die Wasserhaltung durch eine elektrische Zentrifugalpumpe unzuverlässig. Dagegen hat sich eine höchst einfache Einrichtung für die Wasserhaltung mit Druckluft in jeder Hinsicht bewährt.

Ein Rohr, welches beim Absenken des Caissons zur Entlüftung diente, wurde mit Kniestücken bis in den Sumpf des Arbeitschachtes mit Caisson Nr. 4 verlängert. An einer leicht zugänglichen Stelle des horizontalen Rohres bohrte man ein Loch von 10 mm Durchmesser.

Durch einige nasse Leinwandläppchen wurde dieses Loch luftdicht verschlossen. Beseitigte man teilweise oder gänzlich diese Leinwandläppchen, so drang mehr oder weniger Caissondruckluft in das Rohr ein und entwich ins Freie. Die Folge

davon war ein ähnlicher Vorgang wie bei einem Ejektor; das Wasser wurde aus dem Sumpf gehoben und ins Freie geschleudert.

Diese Einrichtung der Wasserhaltung war höchst einfach, absolut verlässlich, schnell in Gang zu bringen und fein regulierbar. Ein Arbeiter bediente sie, indem er ständig den Stand

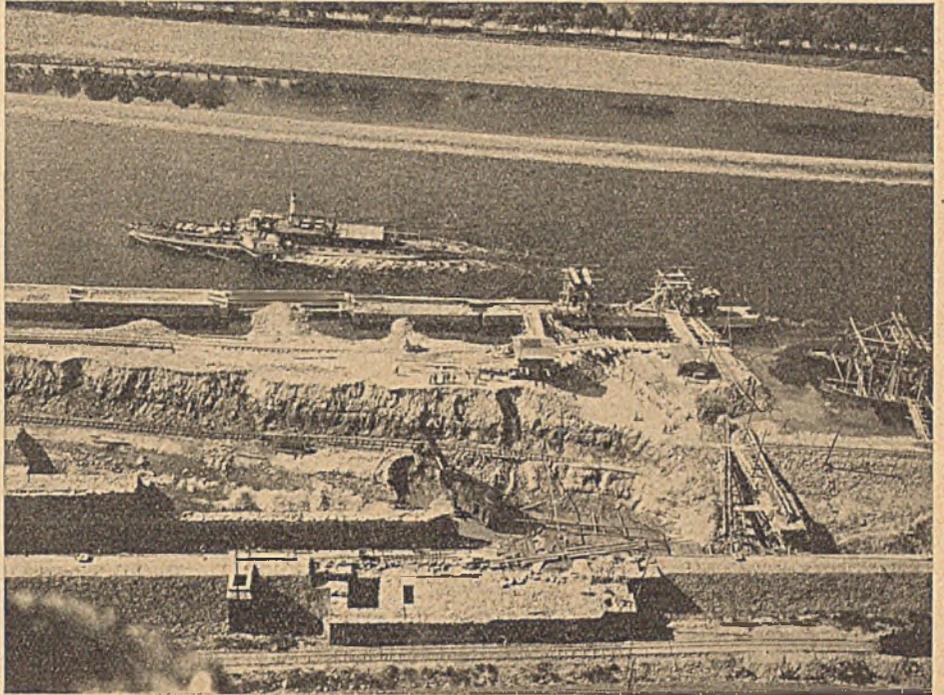


Abb. 8. Blick auf das Schleusenmittelhaupt und Baugrube von der Burg Schreckenstein, aufgenommen am 21. September 1926.

des Wassers im Pumpensumpf beobachtete und die Menge des auszupumpenden Wassers durch Freimachung des Bohrloches regulierte.

Während der Caissonierungsarbeiten und hauptsächlich bei der Arbeit im Felsen und vor dem Einbetonieren des Arbeitsraumes erkrankten viele Arbeiter durch die sogenannte Caissonkrankheit. Die Prager polyklinische Abteilung hat begonnen, die Caissonkrankheit einem wissenschaftlichen Studium zu unterziehen.

Alle bisherigen Caissonierungsarbeiten wurden ohne jeden Unfall beendet.

## DIE SEITENSTEIFIGKEIT OFFENER PARALLEL- UND TRAPEZTRÄGERBRÜCKEN.

Von Doz. Dr.-Ing. Ernst Chwalla, Wien.

Dr. Bleich<sup>1</sup> hat das Stabilitätsproblem eines in einzelnen Punkten elastisch quergestützten, geraden Stabes von unveränderlicher Axialkraft, Biegesteifigkeit, Feldweite und Querstützungsintensität unter der Voraussetzung einer gelenkigen Festhaltung der beiden Stabenden in strenger Weise behandelt. Ein Vergleich der erhaltenen Lösungen mit den bekannten Formelwerten Engessers<sup>2</sup>, die an die Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Stützwiderstände längs des Stabes gebunden sind, führt auf das bemerkenswerte Ergebnis<sup>3</sup>, daß bei brückenbaulichen Nutzanwendungen diese an Einfach-

heit wohl nicht mehr zu überbietende „Engesserformel“ mit Rücksicht auf die verhältnismäßig große seitliche Steifigkeit der Druckgurte offener Brücken die strenge Lösung praktisch schlechtweg zu ersetzen vermag. Nun sind aber die offenen Brücken in der überwiegenden Mehrzahl Parallel- oder Trapezträgerbrücken, deren Endrahmenwiderstände aus konstruktiven Gründen meist von einer relativen Kleinheit sind, die die Annahme unverschieblich festgehaltener Stabenden ausschließen und die Stabilitätsverhältnisse wesentlich beeinflussen kann. Da eine genaue Erfassung der kritischen Zustände (Zimmermann<sup>4</sup>, Müller-Breslau<sup>5</sup>) einen Rechenaufwand erfordern würde, der der Praxis im allgemeinen nicht zuzumuten ist, wird im folgenden an der vereinfachenden Vor-

<sup>1</sup> Die Knickfestigkeit elastischer Stabverbindungen, Z. „Der Eisenbau“ 1919.

<sup>2</sup> Sicherung offener Brücken gegen Ausknicken, „Zentralbl. d. Bauverw.“ 1884.

<sup>3</sup> Vgl. F. Schweda, Beitrag zur Berechnung der Knicksicherheit offener Brücken, Z. „Der Bauingenieur“ 1925.

<sup>4</sup> Die Knickfestigkeit der Druckgurte offener Brücken, Berlin 1910.

<sup>5</sup> Graphische Statik, II. Bd.

aussetzung unveränderlicher Stabkraft und Biegesteifigkeit festgehalten; für die beiden Endpunkte des Druckgurtes wird eine konzentrierte elastische Querstützung vorgesehen und für alle übrigen Stützpunkte die nach den einleitenden Bemerkungen praktisch vollauf gerechtfertigte Annahme einer gleichmäßigen Aufteilung der Stützwiderstände längs des biegesteifen Gurtes zugelassen. Das Endergebnis eines derartigen, an sich vollkommen strengen Lösungsganges ist eine relativ einfache geschlossene Formel, die als Grundlage einer praktischen und normungsfähigen Trogbrücken-Berechnung zu dienen vermag und seit einigen Jahren im Rahmen der Konstruktionsübungen aus Brückenbau an der Wiener Hochschule Verwendung findet. Eine im vorigen Jahr erschienene Arbeit Dr. Schwedas<sup>6</sup>, die das gleiche Problem unter denselben Voraussetzungen behandelt, jedoch auch für die Zwischenrahmen die Einzelstützung in Rücksicht zieht, vermag die Ergebnisse nur tabellarisch zu fassen; ein Vergleich der Lösungen zeigt, wie zu erwarten ist und an Hand von Zahlenbeispielen dargelegt werden wird, bei praktischen Nutz-anwendungen eine nahezu vollständige Übereinstimmung.

I. Aufstellung der Differentialgleichung.

Ein gerader, zentrisch-axial mit der Kraft „P“ gedrückter Stab von der Länge „L = 2l“ und der Biegesteifigkeit „E · J“ ist in der dieser Steifigkeit zugeordneten Ebene durch eine über den ganzen Stab erstreckte gleichmäßige Verteilung unabhängiger, elastischer Bettungselemente von der Bettungsziffer „w“ quergestützt; die beiden Stabenden sind frei drehbar und für sich seitlich derart elastisch gestützt, daß einer Verschiebung „y“ eines Endpunktes ein konzentrierter Widerstand „W<sub>0</sub> · y“ entgegenwirkt. Mit Beziehung auf das Seitensteifigkeitsproblem offener Brücken stellt „W<sub>0</sub>“ den spezifischen „Rahmenwiderstand“ der beiden Endhalbrahmen vor (d. i. die Größe jener horizontalen, am Halbrahmen in Gurthöhe angreifenden und gegeneinander wirkenden Kräfte, die ihre Angriffspunkte um je 1 cm zu verschieben vermögen), der seiner Definition gemäß aus den Abmessungen des Halbrahmens auf elementare Weise zu berechnen ist. Bedeutet „n“ die Felderzahl, „a“ die Feldweite und „W<sub>m</sub>“ den Mittelwert der Rahmenwiderstände aller innerhalb der beiden Endrahmen gelegenen „Zwischenrahmen“, so kann für die Bettungsziffer „w“ einfach „W<sub>m</sub>/a“ (Engesser) oder etwa der Ansatz

$$(1) \quad w = \frac{n-1}{n} \cdot \frac{W_m}{a}$$

gewählt werden, der einer gleichmäßigen Aufteilung der vorhandenen (n - 1) Zwischenrahmen auf die ganze Stablänge L = n · a entspringt. Zur Festlegung der allgemeinen Gleichgewichtsbedingung des belasteten Stabes im ∞ wenig verformten Zustand (verzerrt in Abb. 1) seien die Achspunkte auf ein

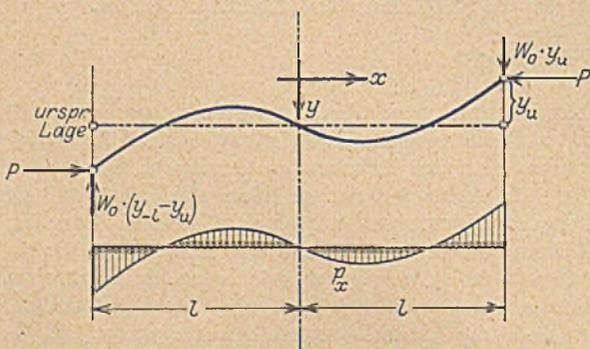


Abb. 1.

rechtwinkeliges Koordinatensystem bezogen, dessen Abszissenachse durch den einen der beiden Endpunkte des verformten Stabes und dessen Ordinatenachse in die Stabhalbierende gelegt

werden möge. Durch die Verformung werden spezifische Bettungswiderstände „p<sub>x</sub>“ in einer notwendigerweise stetigen Verteilung geweckt, die der Gleichung

$$(2) \quad p_x = w \cdot (y_u - y)$$

genügen, in der die Ordinate der ursprünglichen Axenlage mit „y<sub>u</sub>“ bezeichnet wurde. Aus der für ∞ kleine „y“ geltenden Beziehung

$$(3 a) \quad E J y'' + M_x = 0$$

entspringt bei Verwendung von (2) die Gleichgewichtsbedingung

$$(3 b) \quad y'''' + \frac{P}{E J} y'' + \frac{w}{E J} \cdot (y - y_u) = 0,$$

deren allgemeines Integral

$$(4) \quad y - y_u = A_1 e^{+ax} + A_2 e^{-ax} + A_3 e^{+\beta x} + A_4 e^{-\beta x}$$

lautet, wobei a und β die Wurzeln der charakteristischen Gleichung

$$(5) \quad a, \beta = i \sqrt{\frac{P}{2EJ} \mp \sqrt{\left(\frac{P}{2EJ}\right)^2 - \frac{w}{EJ}}}$$

vorstellen; aus (2) ergibt sich dann

$$(6) \quad p_x = -w(A_1 e^{+ax} + A_2 e^{-ax} + A_3 e^{+\beta x} + A_4 e^{-\beta x}).$$

II. Die Randbedingungen.

Die vier Integrationskonstanten „A“ sind durch die vier Randbedingungen des Problems bestimmt, die für die beiden Stabenden Freiheit von Moment und Querkraft verlangen. Die Momentenfreiheit wird durch die Beziehungen

$$(7 a) \quad x = \pm l, \quad y'' = 0$$

zum Ausdruck gebracht, während die Forderung nach Verschwinden der Endquerkraft durch die Gleichgewichtsbedingungen bezüglich Verschiebung und Verdrehung des Gesamtsystems, also durch das Gleichungspaar

$$(7 b) \quad \begin{cases} \int_{-1}^{+1} p_x dx + W_0(2y_u - y_{-1}) = 0 \\ \int_{-1}^{+1} p_x x dx + W_0 l y_{-1} - P y_{-1} = 0 \end{cases}$$

vertreten wird. Die beiden Integrale wie auch die Größen y<sub>w</sub>, y<sub>-1</sub> und y''<sub>±1</sub> sind mit Verwendung der Beziehungen (6) und (4) allgemein darstellbar, so daß die vier homogenen Randbedingungsgleichungen des Problems angeschrieben werden können.

III. Die Knickbedingungen.

Die Knickbedingung verlangt nun das Verschwinden der Nennerdeterminante dieses homogenen Gleichungssystems der Randbedingungen, da nur dann die verlangte (∞ wenig) ausgebogene Gleichgewichtslage möglich wird. Die auf diese Weise erhaltene allgemeine Knickbedingung zerfällt wegen der vorhandenen Symmetrie des Systems in zwei verschiedene Bedingungsgleichungen, denen zwei grundsätzlich verschiedene, durch vorhandene und fehlende Symmetrie bezüglich der Ordinatenachse gekennzeichnete Gruppen A und B von Gleichgewichtslagen (Ausknickungsformen) zugeordnet sind. Im folgenden wird von der Erkenntnis dieser Aufspaltung Gebrauch gemacht und schon bei der Herleitung der Knickbedingungen nach beiden Formengruppen unterschieden.

<sup>6</sup> Auszugsweise in der Z. „Der Bauingenieur“ 1928, p. 535.

Gruppe A: Die vorhandene Symmetrie der Gleichgewichtsformen verlangt, wie schon aus der Bedingung  $y_{-1} = y_{+1} = 0$  zu entnehmen ist, das Bestehen der Beziehungen

$$(8) \quad A_1 = A_2 = \mathfrak{A}, \quad A_3 = A_4 = \mathfrak{B},$$

deren Einführung in das System der vier Randbedingungsgleichungen bei Verwendung der Hilfsgrößen

$$(9) \quad \varrho = e + \alpha^1, \quad \sigma = e + \beta^1$$

die Bedingungen

$$(10) \quad \begin{cases} \mathfrak{A} a^2 \left( \varrho + \frac{1}{\varrho} \right) + \mathfrak{B} \beta^2 \left( \sigma + \frac{1}{\sigma} \right) = 0 \\ \mathfrak{A} \left[ \frac{1}{a} \left( \varrho - \frac{1}{\varrho} \right) + \frac{W_0}{w} \left( \varrho + \frac{1}{\varrho} \right) \right] + \\ + \mathfrak{B} \left[ \frac{1}{\beta} \left( \sigma - \frac{1}{\sigma} \right) + \frac{W_0}{w} \left( \sigma + \frac{1}{\sigma} \right) \right] = 0 \end{cases}$$

liefert; aus dem Verschwinden der Nennerdeterminante dieses Gleichungspaares folgt dann die Knickbedingung, die mit Zuziehung der Hyperbelfunktionen unmittelbar in Form des (bei vorgegebenem  $P$ ,  $l$ ,  $w$  und  $E$ ) kritischen Endrahmenwiderstandes

$$(11) \quad W_0 = \frac{w}{a \beta (\beta^2 - a^2)} \cdot \frac{\alpha^3 \operatorname{Coj} \alpha l \operatorname{Sin} \beta l - \beta^3 \operatorname{Coj} \beta l \operatorname{Sin} \alpha l}{\operatorname{Coj} \alpha l \operatorname{Coj} \beta l}$$

angeschrieben werden kann.

Gruppe B: Die vorhandene, die Asymmetrie zur Ordinatenaxe ersetzende Polarsymmetrie der Gleichgewichtsformen bezüglich des Stabmittelpunktes verlangt die Beziehungen

$$(12) \quad A_1 = -A_2 = \mathfrak{A}_1, \quad A_3 = -A_4 = \mathfrak{B}_1,$$

deren Einführung in die vier Randbedingungsgleichungen mit Zuziehung von (9) die beiden Bedingungsgleichungen

$$(13) \quad \begin{cases} \mathfrak{A}_1 a^2 \left( \varrho - \frac{1}{\varrho} \right) + \mathfrak{B}_1 \beta^2 \left( \sigma - \frac{1}{\sigma} \right) = 0 \\ \mathfrak{A}_1 \left\{ \frac{1}{a} \left( \varrho + \frac{1}{\varrho} \right) - \left( \varrho - \frac{1}{\varrho} \right) \left[ \frac{1}{a^2} + \frac{1}{w} (P - W_0 l) \right] \right\} + \\ + \mathfrak{B}_1 \left\{ \frac{1}{\beta} \left( \sigma + \frac{1}{\sigma} \right) - \left( \sigma - \frac{1}{\sigma} \right) \left[ \frac{1}{\beta^2} + \frac{1}{w} (P - W_0 l) \right] \right\} \end{cases}$$

und damit die Knickbedingung

$$(14) \quad \begin{cases} \frac{\alpha^2 l}{\beta} \operatorname{Sin} \alpha l \left( \operatorname{Coj} \beta l - \frac{\operatorname{Sin} \beta l}{\beta l} \right) - \\ - \frac{\beta^2 l}{a} \operatorname{Sin} \beta l \left( \operatorname{Coj} \alpha l - \frac{\operatorname{Sin} \alpha l}{\alpha l} \right) - \\ - \frac{P - W_0 l}{w} (\alpha^2 - \beta^2) \operatorname{Sin} \alpha l \operatorname{Sin} \beta l = 0 \end{cases}$$

ergibt, die nach einigen Umformungen und Berücksichtigung von (5) in der zu (11) analogen Form

$$(15) \quad W_0 = \frac{w}{a \beta (\beta^2 - a^2)} \cdot \frac{\alpha^3 \operatorname{Sin} \alpha l \operatorname{Coj} \beta l - \beta^3 \operatorname{Sin} \beta l \operatorname{Coj} \alpha l}{\operatorname{Sin} \alpha l \operatorname{Sin} \beta l}$$

resultiert.

#### IV. Auswertung der Knickbedingungen.

Das Auftreten reeller, mehrfacher oder komplexer Wurzeln (5) der charakteristischen Gleichung ist an die Beziehung

$$(16) \quad P \gtrless P_{\text{Eng}}, \quad P_{\text{Eng}} = 2 \sqrt{w E J},$$

geknüpft, wobei „ $P_{\text{Eng}}$ “ identisch ist mit der nach der einleitend erwähnten „Engesserformel“ berechneten Knicklast des untersuchten Druckgurtes im Falle einer gedachten gelenkigen Festhaltung der beiden Stabenden. Da nun die kritische Belastung des Stabes bei einer elastischen Querstützung der Stabenden offenbar kleiner ist als bei einer seitlichen Fest-

haltung dieser Endpunkte, kann für die Herleitung der Knickbedingung einzig der Fall komplexer Wurzeln (5) maßgebend sein. Dieser Schluß besitzt zwar nicht unbeschränkte Geltung, da  $P_{\text{Eng}}$  allgemein nur einen Näherungswert vorstellt, der aus der strengen Lösung (vgl. Gl. 26) durch eine bedingungslose Zulassung des Extremis gewonnen wurde, läßt jedoch mit Sicherheit erwarten, daß für unsere brückenbaulichen Nutzungen ausschließlich die komplexen Wurzeln von Bedeutung sein werden. Im folgenden sollen wegen der Vollständigkeit der Problemlösung als solcher alle drei Wurzelarten unterschieden und die zugeordneten Beziehungen für die kritischen Endrahmenwiderstände ermittelt werden.

a) Der Fall reeller Wurzeln,  $P > 2 \sqrt{w E J}$ : Führt man, wie es sich als zweckmäßig erweist, die beiden Hilfsgrößen

$$(17) \quad \gamma, \delta = \sqrt{\frac{P}{4 E J} \pm \sqrt{\frac{w}{4 E J}}}$$

ein, so entspringen die Beziehungen

$$(18) \quad \begin{cases} \gamma^2 + \delta^2 = \frac{P}{2 E J}, \quad \gamma^2 - \delta^2 = \sqrt{\frac{w}{E J}}, \quad \alpha, \beta = i (\gamma \mp \delta), \\ \alpha \cdot \beta = - \sqrt{\frac{w}{E J}}, \quad (\beta^2 - \alpha^2) = -4 \gamma \delta \end{cases}$$

und man erhält aus (11) nach einigen Umformungen und Beachtung von „ $L = 2l$ “ für den der Formengruppe A zugeordneten kritischen Endrahmenwiderstand die Gleichung

$$(19) \quad W_0 = \sqrt{w E J} \cdot \frac{\left( \frac{P}{4 E J} \delta + \delta \right) \sin \delta L - \left( \frac{P}{4 E J} \gamma + \gamma \right) \sin \gamma L}{\cos \delta L + \cos \gamma L}.$$

Für die Gruppe B von Ausknickungsformen ergibt sich aus (15) in analoger Weise die Knickbedingung in der Form

$$(20) \quad W_0 = \sqrt{w E J} \cdot \frac{\left( \frac{P}{4 E J} \delta + \delta \right) \sin \delta L + \left( \frac{P}{4 E J} \gamma + \gamma \right) \sin \gamma L}{\cos \delta L - \cos \gamma L},$$

die sich von (19) einzig durch die geänderten Vorzeichen in Zähler und Nenner unterscheidet.

b) Der Fall der Doppelwurzel,  $P = 2 \sqrt{w E J}$ : Für die Hilfsgröße (17) erwächst in diesem Sonderfall

$$(21) \quad \gamma \rightarrow \bar{\gamma} = \sqrt{\frac{P}{2 E J}}, \quad \delta \rightarrow 0,$$

und aus den beiden Knickbedingungen (19) und (20) folgt durch Grenzwertbildung unmittelbar

$$(22) \quad W_0 = \frac{w}{2 \gamma} \cdot \frac{\gamma L \mp 3 \sin \gamma L}{1 \pm \cos \gamma L},$$

wobei die oberen Vorzeichen den symmetrischen, die unteren den asymmetrischen Deformationsfiguren zugeordnet sind.

c) Der Fall komplexer Wurzeln,  $P < 2 \sqrt{w E J}$ : Die Einführung der reellen Hilfsgrößen

$$(23) \quad \begin{cases} \gamma_1 = \gamma \\ \delta_1 = i \delta \end{cases} = \sqrt{\frac{w}{4 E J} \pm \frac{P}{4 E J}}$$

in die beiden Knickbedingungen (19) und (20) liefert für den kritischen, also zumindest erforderlichen Endrahmenwiderstand die für unsere praktische Anwendung wichtige Beziehung

$$(24) \quad W_0 = \sqrt{w E J} \cdot \frac{\left( \frac{P}{4 E J} \delta_1 - \delta_1 \right) \operatorname{Sin} \delta_1 L \mp \left( \frac{P}{4 E J} \gamma_1 + \gamma_1 \right) \sin \gamma_1 L}{\operatorname{Coj} \delta_1 L \pm \cos \gamma_1 L},$$

in der sich wieder die oberen Vorzeichen auf die zur Ordinatenaxe symmetrischen, die unteren auf die unsymmetrischen Ausknickungsformen beziehen.

V. Der Sonderfall  $W_0 = 0$ .

Setzt man in den Bedingungsgleichungen (11), (15) oder (19), (20), (22) und (24) den kritischen Endrahmenwiderstand gleich Null, so erhält man im Sinne der Herleitung in Form der verschwindenden Zählerausdrücke die Knickbedingungen eines elastisch gebetteten, an den beiden Enden vollkommen freien Druckstabes, wie sie vom Verfasser in der Z. f. ang. Math. u. Mech. 1927 abgeleitet wurden. Im Rahmen dieses Sonderproblems sind uneingeschränkt die komplexen Wurzeln allein maßgebend, da die kritischen Lastwerte der beiden anderen Wurzelarten im Falle der Gruppe A von jenen der komplexen Wurzeln ständig unterboten werden und für Gruppe B in keiner von Null verschiedenen Größe resultieren.

VI. Der Sonderfall  $W_0 = \infty$ .

Aus dem Verschwinden des Nenners der beiden den Formengruppen A und B zugeordneten Ausdrücke für die kritischen Endrahmenwiderstände (11) und (15) erhält man im Sinne der Herleitung unmittelbar

$$(25) \quad \alpha \text{ oder } \beta = \pm \frac{iz\pi}{L}, \quad z = 1, 2, 3, 4, \dots$$

als Knickbedingung für den Fall einer gelenkigen Festhaltung der beiden Stabenden, wobei sich die ungeraden Zahlenwerte „z“ auf symmetrische, die geraden auf asymmetrische Ausknickungsformen beziehen. Die Einführung von (25) in die charakteristische Gleichung von (4) liefert dann für die kleinste kritische Axiallast die Beziehung

$$(26) \quad P_k = \frac{z^2 \pi^2 E J}{L^2} + w \frac{L^2}{z^2 \pi^2} = \text{Min. in } (z = 1, 2, 3, \dots),$$

die die Lösung des Engesserschen Knickproblems vorstellt; läßt man näherungsweise für „z“, das identisch ist mit der Halbwellenzahl der sich ausbildenden Knicklinie, auch Dezimalwerte zu, so erhält man aus (26) als bedingungsloses Extrem die bekannte „Engesserformel“, wie sie in (16) als Kriterium diente.

## VII. Der Knickmodul.

Mit Beziehung auf den Baustahl als Werkstoff des betrachteten, nach Voraussetzung geraden, zentrisch-axial gedrückten Stabes gilt im kritischen Zustand des „unelastischen“ Bereiches das Knickspannungsbild Kármáns und ist in den Knickbedingungen (19), (20), (22) und (24) allgemein der Elastizitätsmodul „E“ durch den Knickmodul „T“ zu ersetzen. Die Festlegung dieses Knickmoduls darf im vorliegenden Falle, in dem die Knicklast durch eine Querstützung beeinflusst wird, nicht etwa auf einem Vergleich der entspringenden Knickwellenlänge mit der freien Knicklänge eines Druckstabes nach Euler-Kármán beruhen, da hierdurch der wesentliche, die Knickspannung erhöhende und damit den Knickmodul erniedrigende Einfluß der Querstützung nicht zur Geltung kommen würde. Legt man in praxi der Knickspannung eines beiderschits gelenkig gelagerten, ansonsten jedoch vollständig freien Druckstabes von der Schlankheit „ $\lambda$ “ im unelastischen Bereich die übliche Beziehung

$$\bar{\sigma}_k = k_1 - k_2 \lambda$$

zugrunde (wobei die Beiwerte  $k_1$  und  $k_2$  beispielsweise den Reichsbahnvorschriften entnommen werden können), so gewinnt man durch Gleichsetzen dieser Beziehung mit der allgemeinen Eulergleichung  $\bar{\sigma}_k = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2}$  nach Elimination der Schlankheit „ $\lambda$ “ die Formel für den Knickmodul

$$(27) \quad T = \frac{\sigma_k k_1 - \sigma_k^2}{\pi^2 k_2^2}$$

Ist etwa im Rahmen einer Untersuchung bei gegebenen Stützungswiderständen die kritische Axiallast aus den Knickbedingungen zu ermitteln, so hat die Rechnung so lange wiederholt zu werden, bis der eingeführte T-Wert der Beziehung (27) Genüge leistet. Diese Beziehung wurde von Engesser schon im „Zentralblatt d. Bauverw. 1909“ angegeben, jedoch später wieder verlassen, was bis in die jüngste Zeit zu Irrtümern Anlaß gab.

Hier möge auch vermerkt werden, daß für Druckgurte offener Brücken die oben erwähnte Voraussetzung der „Geradheit“ des Stabes im kritischen Zustand nicht schlechtweg zutrifft, da mit dem Anwachsen der für den kritischen Zustand maßgebenden Vollbelastung der Brücke eine nicht gleichmäßige Verbiegung aller Querträger und damit eine (allerdings nur geringfügige) Verformung des Gurtes (vgl. VIII. Abschn.) Hand in Hand geht.

## VIII. Die Zusatzspannungen im Druckgurt.

Denkt man sich die aus Querträger und Vertikalen gebildeten Halbrahmen einer gleichmäßig vollbelasteten offenen Brücke vom Druckgurt losgelöst, so erfahren alle Trennstellen als Folge der Querträgerdurchbiegung eine Verschiebung nach innen, deren Größe auf elementare Weise ermittelt werden kann; diese Verschiebungswerte seien für die Zwischenrahmen mit „ $\Delta$ “, für die beiden Endrahmen, die nur einseitig durch Belastungsfelder beeinflusst werden, mit „ $\Delta_0$ “ bezeichnet. Der ursprünglich gerade, biegesteife Druckgurt steht der Ausbildung derartiger verschieden großer Verschiebungen  $\Delta$  und  $\Delta_0$  entgegen und nimmt hierbei eine zur Ordinatenachse in Abb. 1 symmetrisch verbogene Form an, wodurch Biegespannungen als Zusatzspannungen in Gurt und Vertikalen geweckt werden. Mit Zuziehung unserer Näherungsannahme gleichmäßig aufgeteilter Zwischenrahmenwiderstände ergibt sich für das den Druckgurt senkrecht zur Tragwandebene verformende Biegemoment an einer Stelle „x“ die Beziehung

$$(28) \quad M_x = \frac{-w(\Delta - \Delta_0)}{C \cdot \gamma_1 \delta_1 (\text{Co}l L \delta_1 + \cos L \gamma_1)} \times \\ \times (\sin x \gamma_1 \text{E}in x \delta_1 \cos l \gamma_1 \text{Co}l \delta_1 - \cos x \gamma_1 \text{Co}f x \delta_1 \sin l \gamma_1 \text{E}in l \delta_1),$$

wobei

$$C = 1 - \frac{\sqrt{w E J}}{W_0} \times \\ \times \frac{\left( \frac{P}{4 E J \delta_1} - \delta_1 \right) \text{E}in L \delta_1 - \left( \frac{P}{4 E J \gamma_1} + \gamma_1 \right) \sin L \gamma_1}{\text{Co}l L \delta_1 + \cos L \gamma_1}$$

bedeutet und  $\gamma_1$ ,  $\delta_1$  in (23) festgelegt wurde. Aus dem Momentenverlauf kann dann mit Verwendung von (3a) der Verlauf der Horizontalprojektion der sich unter Vollast einstellenden räumlichen Gurtbiegeline und damit auch die Zusatzspannung in den Rahmenstielen ermittelt werden. Der Größtwert von  $M_x$  und damit der Größtwert der Gurtkrümmung ergibt sich aus (28) in der Regel in unmittelbarer Nähe der ersten und letzten Zwischenvertikalen. Nähert sich die transversale Einwirkung „ $w(\Delta - \Delta_0)$ “ unbeschränkt der Null, so ist die Möglichkeit von Null verschiedener Biegemomente an die Bedingung „ $C = 0$ “ gebunden, die identisch ist mit der Knickbedingung (24) für die Gruppe symmetrischer Ausknickungsformen. Da nun ein „ $(\Delta - \Delta_0)$ “ bei der maßgebenden Vollbelastung der Brücke vorhanden ist, somit eine symmetrische Gurtverformung vor Erreichen des kritischen Zustandes besteht, könnte es naheliegend erscheinen, für Trogbrückengurte ausschließlich die der Formengruppe A zugeordneten Knicklasten als maßgebende kritische Werte zu betrachten; eine u. U. vorteilhafte praktische Verwertung dieser Folgerung wäre natürlich schlechtweg unzulässig, da die symmetrische Primärverformung verschwindend klein ist und schon durch die unvermeidlichen Stabschwingungen vorübergehend auf Null zurückgeführt werden kann.

IX. Umformung der praktisch maßgebenden Knickbedingung<sup>7</sup>; Bemessungsvorgang.

Bedeutet „ $l_k$ “ die Knicklänge, mit der der Druckgurt unter Verwendung der üblichen Knicktabellen der Vorschriften, also als beiderseits gelenkig gelagert gedachter, ansonsten jedoch vollständig freier Stab nach Euler-Kármán auf Knickung aus der Tragwandebene berechnet wird, so kann für die kritische Axiallast „ $P_k$ “ des untersuchten Trogrückengurtes offenbar auch

$$(29) \quad P_k = \frac{\pi^2 T J}{(\nu a)^2}, \quad l_k = \nu a, \quad \nu \geq 1$$

angeschrieben werden. Ist „ $s$ “ der geforderte Knicksicherheitsgrad des Druckgurtes und „ $O_m$ “ der Mittelwert der größten Gurtkräfte, so kann durch die Gleichsetzung  $P_k = P_{Eng}$  aus der schon erwähnten „Engesserformel“ (16) formell eine Hilfsgröße

$$(30) \quad w_{Eng} = \frac{P_k^2}{4 T J} = \left( \frac{\pi}{2 \nu a} \right)^2 s O_m$$

gewonnen werden, deren Einführung in die Knickbedingung für die praktische, zahlenmäßige Auswertung von Vorteil ist. Dieses „ $w_{Eng}$ “ stellt gleichzeitig (vgl. Abschn. VI) einen guten Näherungswert für jene Bettungsziffer vor, die im Falle eines vorhandenen unendlich großen Endrahmenwiderstandes zur Erzielung der gewünschten Knicksicherheit erforderlich wäre; nun ist, wie schon einleitend erwähnt wurde, bei offenen Parallelträgerbrücken aus konstruktiven Gründen nur ein endlicher, relativ kleiner Wert  $W_0$  erreichbar, so daß bei unverändertem Knicksicherheitsgrad offenbar eine Bettungsziffer

$$(31) \quad w = \omega^2 w_{Eng}, \quad \omega^2 > 1,$$

vorhanden sein muß (die mit  $\omega^2 > 1$  jedenfalls größer ist als der strenge Engesserwert aus Gl. 26), wobei der Beiwert „ $\omega^2$ “ in ausreichender Größe festzulegen ist und der Zusammenhang mit dem mittleren Rahmenwiderstand „ $W_m$ “ der Zwischenrahmen etwa durch die einfache Beziehung (1) zum Ausdruck gebracht wird. Mit Verwendung von (29), (30), (31) und Einführung neuer Hilfsgrößen  $\xi$ ,  $\eta$ ,  $\varphi$ ,  $\psi$  kann nun die Knickbedingung (24), die, wie schon vermerkt wurde, im Rahmen unserer brückenbaulichen Anwendung allein maßgebend ist, einer zweckmäßigen Umformung unterzogen werden, als deren Ergebnis für den kritischen, bei der gewünschten Sicherheit also zumindest erforderlichen Endrahmenwiderstand die Formel

$$(32) \quad W_0 = w_{Eng} \cdot \frac{a \nu \omega}{\pi} \cdot \frac{\xi \sin \varphi \mp \eta \sin \psi}{\cos \varphi \pm \cos \psi}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{w}{w_{Eng}}}, \quad \xi, \eta = \frac{2 \mp \omega}{\sqrt{\omega \mp 1}}, \quad \varphi, \psi = \frac{n \pi \sqrt{\omega \mp 1}}{2 \nu}$$

gewonnen wird. Die oberen Vorzeichen beziehen sich auf die symmetrischen, die unteren auf die asymmetrischen Ausknickungsformen, und der größere der beiden erhaltenen  $W_0$ -Werte ist für die Ausbildung der Endhalbrahmen (vgl. dazu die im I. Abschn. gegebene Definition des Rahmenwiderstandes) maßgebend. Die Größen  $\nu$ ,  $w_{Eng}$  und  $\omega^2$  sind für den ganzen Druckgurt einheitlich festzulegen; der Beiwert  $\nu$ , der die seitliche Gurtsteifigkeit vertritt, somit auch den Knickmodul „ $T$ “ beinhaltet und die Zuziehung von (27) entbehrlich macht, ist im allgemeinen zur Erzielung einer wirtschaftlichen Gesamtlösung groß zu halten und bewegt sich in der Regel zwischen 1,2 und 3,0. Mit  $\nu$  ist nach (30) die Hilfsgröße  $w_{Eng}$  bestimmt und es kann der meist zwischen 1,2 und 2,0 gelegene Beiwert  $\omega^2$  fixiert werden; der Mittelwert  $W_m$  der Zwischenrahmenwiderstände ist dann durch (31) und etwa (1), der zumindest erforderliche Endrahmenwiderstand  $W_0$  durch (32) bestimmt. Resultiert für  $W_0$  ein unerwünscht großer Wert, so muß das gewählte „ $\omega^2$ “ eine Vergrößerung erfahren; das erforderliche  $W_0$  nimmt dann vorerst rasch, dann immer langsamer ab und kann schließlich auch kleiner werden als der vorhandene mittlere

Zwischenrahmenwiderstand  $W_m$ . Würde man  $\omega^2$  gleich oder nahezu gleich Eins und zwar derart wählen, daß  $w$  der strengen Engesserschen Lösung (26) entspricht, so verschwindet in (32) der Nenner und das erforderliche  $W_0$  wird, wie es sein muß, unendlich groß.

Bei Trapezträgerbrücken ist der dargelegte Rechnungsgang für den parallelgurtigen Teil, also für  $n' = (n - 2)$  Felder durchzuführen. Da die Endhalbrahmen auch der elastischen Querstützung des oberen Endpunktes der beiden Anlaufstreben dienen, ist der aus (32) für  $n' = (n - 2)$  erhaltene Wert  $W_0$  um den Betrag

$$(33) \quad \Delta W_0 = \frac{s S \cos \bar{\varphi}}{a}$$

zu vermehren und der dieserart vergrößerte Wert der Endrahmenbemessung zugrunde zu legen; hierbei bedeutet „ $S$ “ die größte Stabkraft und „ $\bar{\varphi}$ “ den Neigungswinkel der Anlaufstrebe, die auf Knickung aus der Tragwandebene mit einer Knicklänge gleich der Netzlänge zu berechnen ist.

Allgemein ist zu beachten, daß sich die in Rechnung gestellten Werte der Rahmenwiderstände  $W_m$  und  $W_0$  auf den kritischen Zustand des Druckgurtes beziehen, der einer Vollbelastung der Brücke mit der  $s$ -fachen Baulast entspringt; es ist daher grundsätzlich der Nachweis erforderlich, daß die vorausgesetzte Proportionalität und Elastizität der Querstützung, wie sie bei der Ermittlung der Rahmenwiderstände aus den Abmessungen der Halbrahmen durch die Einführung des Elastizitätsmoduls zum Ausdruck kommt, im Stadium einer  $s$ -fachen Vollbelastung der Brücke tatsächlich gewährleistet ist. Bei Strebenfachwerken sind demnach die Querschnittsflächen aller jener Ständer, die Querträgerlasten übertragen, derart zu bemessen, daß unter der  $s$ -fachen Vollast die Elastizitätsgrenze des Materials nicht erreicht wird. Bei Pfostenfachwerken bezieht sich diese Forderung nach Unterschreitung der Proportionalitätsgrenze auf alle Vertikalen (mit Ausnahme der Ständer in Brückennmitte, die durch eine Vollbelastung keine oder nur geringe Beanspruchung erfahren); der Einfluß der Pfostenkraft als solchen auf die Größe der Rahmenwiderstände ist praktisch vernachlässigbar. Pfostenfachwerke mit Druckständern sind für offene Brücken als unzulässig zu bezeichnen, da die Vertikalen zumindest am Brückende im maßgebenden Zustand der  $s$ -fachen Vollbelastung (zwar in der Regel die Elastizitätsgrenze unterschreiten, jedoch) relativ nahe an die eigene Knickgrenze gelangen und ein Druckstab aus Baustahl in der Nähe seines kritischen Zustandes auch im „elastischen Bereiche“ nur ein sehr kleines „Stabilitätsmaß“ besitzt!<sup>8</sup>, d. h. schon bei geringfügigen gewaltsamen Ausbiegungen (vgl. auch Abschn. VIII) sein Tragvermögen für immer einbüßen kann.

Im folgenden sei nun noch zusammenfassend der Bemessungsvorgang offener Brücken kurz skizziert, wie er für praktische Entwurfsarbeiten oder als Vorberechnung für eine strenge Untersuchung nach Zimmermann oder Müller-Breslau (l. c.) empfehlenswert erscheint:

a) Für den Mittelwert  $O_m$  der größten Gurtkräfte, den vorgeschriebenen Knicksicherheitsgrad  $s$  und den nach Möglichkeit groß zu wählenden (etwa zwischen 1,2 und 3,0 gelegenen) Beiwert  $\nu$  ist aus (30) die Hilfsgröße  $w_{Eng}$  zu berechnen.

β) Ist der Druckgurt an seinen Endpunkten seitlich festgehalten (Parabelträger), so sind die Vertikalen derart steif auszubilden, daß etwa gemäß Beziehung (1) ein mittlerer Rahmenwiderstand

$$(W_m)_{Eng} = \frac{n}{n-1} a w_{Eng}$$

vorhanden ist; der Zusammenhang zwischen den Rahmenwiderständen und den Abmessungen der Halbrahmen ist durch die Definition im I. Abschn. festgelegt.

<sup>8</sup> Vgl. E. Chwalla, Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl, Sitzungsber. d. Akad. d. Wiss. in Wien, 1928 S. 469.

<sup>7</sup> Nach Prof. Dr.-Ing. F. Hartmann, Wien.

γ) Wird der Druckgurt auch an seinen Endpunkten nur federnd quergestützt (Parallel- oder Halbparabelträger), so sind die Zwischenrahmen steifer als im Falle β), entsprechend

$$W_m = \omega^2 (W_m)_{\text{Eng}}$$

auszubilden, wobei in der Regel  $1,2 < \omega^2 < 2,0$  besteht; die beiden Endhalbrahmen sind derart zu bemessen, daß ihr Rahmenwiderstand  $W_0$  nicht kleiner ist als der größere der beiden aus (32) erhaltenen Werte.

δ) Bei offenen Trapezträgerbrücken ist die Rechnung für den parallelgurtigen Teil, also für  $n' = (n - 2)$  Felder wie unter γ) durchzuführen und das auf diese Weise erhaltene  $W_0$  um den Betrag  $\Delta W_0$  nach (33) zu vermehren, wobei die Anlaufstrebe mit ihrer Netzlänge auf seitliche Knickung zu berechnen ist.

ε) Die Querschnittsflächen der Halbrahmenstiele (Vertikalen) sind in allen Fällen derart zu bemessen, daß die bei einer  $s$ -fachen Vollbelastung der Brücke auftretenden Spannungen die Elastizitätsgrenze nicht überschreiten.

ζ) Der feldweisen Veränderlichkeit der Gurtkräfte kann in gewissen Maße im Rahmen des vorgeschlagenen Rechnungsganges in der Weise Rechnung getragen werden, daß nach Formel (30) ein  $\bar{w}_{\text{Eng}}$  für jeden der Zwischenstützungsorte berechnet wird, wobei sinngemäß für  $O_m$  nur der Mittelwert der dem Halbrahmen benachbarten beiden Gurtkräfte einzuführen ist; für die einzelnen Zwischenrahmen resultieren dann die erforderlichen Widerstände entsprechend

$$W = \omega^2 \frac{n}{n-1} a \bar{w}_{\text{Eng}}$$

verschieden; bei der Ermittlung von  $W_0$  nach (32) ist ein Mittelwert  $w_{\text{Eng}} = (\bar{w}_{\text{Eng}})_m$  in Rechnung zu stellen.

### X. Zahlenbeispiele.

Zehnfeldrige offene Eisenbahn-Trapezträgerbrücke,  $n' = 8$ ,  $a = 420$  cm,  $O_m = 318$  t,  $S = 198$  t,  $\cos \bar{\varphi} = 0,625$ , nach Vorschrift  $s = 2,19$  für den Gurt und  $2,25$  für die Anlaufstrebe,  $\nu = 2,33$ ,  $W_m = 1,33$  t/cm. Es ergibt sich aus (1)  $w = \frac{7}{8} \cdot \frac{1,33}{420}$  und aus (30)  $\bar{w}_{\text{Eng}} = \frac{0,755}{420}$ , somit aus (31)  $\omega^2 = \frac{7}{8} \cdot \frac{1,33}{0,755} = 1,54$  und aus (32)  $\omega = 1,24$ ,  $\xi = 1,55$ ,  $\eta = 2,165$ ,  $\varphi = 2,64$ ,  $\psi = 8,07$  und

$$W_0 = 0,755 \cdot \frac{2,33 \cdot 1,24}{\pi} \cdot \frac{1,55 \sin 2,64 \mp 2,165 \sin 8,07}{\cos 2,64 \pm \cos 8,07} = 0,88, \text{ bzw. } 1,24 \text{ t/cm.}$$

Der maßgebende, einer unsymmetrischen Ausknickungsform zugeordnete Wert „1,24 t/cm“ ist nun noch um das Zusatzglied (33)

$$\Delta W_0 = \frac{2,33 \cdot 198 \cdot 0,625}{420} = 0,66 \text{ t/cm}$$

zu vermehren, so daß ein erforderlicher Endrahmenwiderstand  $W_0 = 1,90$  t/cm resultiert. Wie einleitend vermerkt wurde, hat Schweda (l. c.) das Seitensteifigkeitsproblem unter den gleichen Voraussetzungen, jedoch mit Berücksichtigung der Einzelstützung bei den Zwischenrahmen behandelt und die Lösungen tabellarisch gefaßt. Schweda erhält in diesem Zahlenbeispiel, das seiner zitierten Abhandlung im „Bauingenieur“ 1928 entnommen ist, ein erforderliches  $W_0 = 1,98$  t/cm in weitgehender Übereinstimmung mit dem Ergebnis unserer geschlossenen Formel; bezüglich des Ausfachungssystems der diesem Beispiel zugrunde liegenden Brücke vgl. die Bemerkungen im Abschn. IX.

2. Offene Parallelträgerbrücke mit Strebenfachwerk,  $n = 12$ ,  $a = 370$  cm,  $J_m = 148\,200$  cm<sup>4</sup>,  $T = 626$  t/cm<sup>2</sup>,  $s \cdot O_m = 1013$  t. Die lastübertragenden Ständer seien derart bemessen, daß unter der  $\xi$ -fachen Baulast die Elastizitätsgrenze nicht überschritten wird und die dieserart gewählten Profile mögen ein  $W_m = 1,555$  t/cm ergeben.

Aus (1) folgt  $w = \frac{11}{12} \cdot \frac{1,555}{370}$  und aus (29)  $\nu = \frac{\pi}{a} \sqrt{\frac{T J_m}{s O_m}} = 2,568$ ; gemäß (30) ergibt sich dann  $\bar{w}_{\text{Eng}} = 0,00277$ , womit aus (32)  $\omega = 1,179$ ,  $\xi = 1,94$ ,  $\eta = 2,155$ ,  $\varphi = 3,105$ ,  $\psi = 10,83$  und  $W_0 = 2,13$  bzw.  $1,70$  t/cm resultiert; die maßgebende Ausknickung erfolgt also nach einer zur Ordinatenachse symmetrischen Deformationsfigur. Nach Schweda erhält man mit einer Hilfsgröße  $c = \frac{1,555}{370 \cdot 0,00277} = 1,52$  ein  $W_0 = 1,38 \cdot 1,555 = 2,15$  t/cm in weitgehender Übereinstimmung.

Nach Engesser-Bleich ( $W_0 = \infty$ ) wäre im ersten Beispiel nur ein  $W_m = 0,755$ , im zweiten Beispiel nur ein  $W_m = 1,03$  t/cm erforderlich, welche Werte somit um 76% bzw. 51% erhöht werden müßten, damit die geforderten Sicherheitsgrade tatsächlich, d. h. bei  $W_0 = 1,90$  bzw.  $2,13$  t/cm gewährleistet sind. Für einen Trapezträger etwa aus St. 48 ( $\sigma_p \sim 2800$ ) mit  $n = 8 + 2$ ,  $a = 420$  cm,  $O_m = 370$  t,  $J_m = 32200$ ,  $W_m = 1,33$ ,  $W_0 = 1,90$ ,  $\Delta W_0 = 0,66$  t/cm wäre nach Engesser-Bleich ein Sicherheitsgrad  $\xi = 2,5$  nachgewiesen, während die Berücksichtigung von  $W_0$  nur ein  $\xi \cdot O_m = 696$  t (mit  $\nu = \pi/a \cdot \sqrt{E J / \xi \cdot O_m} = 2,33$  ist der Anschluß an das erste Beispiel hergestellt), also ein  $\xi = 1,88$  ergibt. Wäre umgekehrt ein  $\xi \cdot O_m = 696$  t gewünscht, dann müßte das nach Engesser-Bleich hierzu erforderliche  $W_m = 0,753$  um 177% (auf  $1,33$  t/cm) vergrößert werden, um diese  $\xi \cdot O_m = 696$  t bei dem vorhandenen  $W_0$  zu erreichen.

## GEHEIMRAT BRIX ZUM SIEBZIGSTEN GEBURTSTAG.

Am 27. Juni 1859 wurde Joseph Brix in Rosenheim in Oberbayern geboren. Dem jungen Studenten der Münchener Technischen Hochschule bereitete schon die wissenschaftliche Denkweise besondere Freude, den jungen Ingenieur führte sein Schicksal bereits auf das Sondergebiet des Bauingenieurwesens, dem seine spätere Lebensarbeit gehören sollte, zum städtischen Tiefbau. Bei Arbeiten der Münchener Wasserversorgung war er als Bauführer für die Unternehmer Aird & Marc tätig, eine Engländern gehörende Firma, die damals bedeutenden Ruf auf dem Wasserversorgungsgebiet genoß. So ragen die Anfänge seiner Tätigkeit noch hinein in denjenigen Zeitabschnitt des deutschen Wasserwerksbaues, in welchem englische Ingenieure mit ihren Erfahrungen aus dem damals gesundheitstechnisch weiterentwickelten Inselreich vorherrschten.

Neben die bereits vorgeschrittene Technik der Wasserversorgung trat um die Wende der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts diejenige der Stadtentwässerung. Brix war in Mainz tätig und gewann einen ersten Preis für die Bebauung und Entwässerung Wiesbadens. Diese Stadt vertraute dem noch jungen Ingenieur die Durchführung ihrer Entwässerung an. Über die mustergültige Stadtentwässerung Wiesbadens hat Brix ein damals viel beachtetes Buch geschrieben. Als Stadtbaurat von Altona konnte er danach in der Leitung des gesamten Bauwesens dieser Stadt die Tätigkeit eines obersten städtischen Baubeamten kennenlernen, als Direktor der Allgemeinen Städte-

reinigungsgesellschaft diejenige eines Unternehmer- und nebenbei Beratenden Ingenieurs. Noch in den Anfang seiner Praxis fällt eine Tätigkeit auf einem anderen Gebiet des Bauingenieurwesens, dem des Eisenbahnbaues, als Direktionsingenieur der Orientalischen Eisenbahn.

Schriftstellerisch war er während seiner Praxis als Schriftleiter verschiedener hygienischer Zeitschriften, als Buchverfasser und als Mitarbeiter am Handwörterbuch der Kommunalwissenschaft hervorgetreten.

So erreichte 1904 der Ruf als Professor an die Technische Hochschule Berlin eine in verantwortungsvoller, vielseitiger Praxis geschulte, wissenschaftlich bewährte Kraft. Seit Oktober 1904, seit nahezu 25 Jahren wirkt er als Lehrer des städtischen Tiefbaues und Städtebaues an der Hochschule. Er bekleidet die erste ordentliche Professur für städtischen Tiefbau, die an der Charlottenburger Hochschule und wohl in Deutschland überhaupt eingerichtet worden ist. Damit mußte er das von ihm vertretene Lehrgebiet in den Augen vieler, nicht zuletzt der Studentenschaft selbst, erst zur wissenschaftlichen Geltung gegenüber den älteren Geschwistern unter den Bauingenieurwissenschaften bringen. Der Erfolg des Vierteljahrhunderts hat ihm vor allem in den Auswirkungen der Praxis sein Bemühen in dieser Richtung bestätigt. Außer der Lehre des städtischen Tiefbaues im engeren Sinne hat Brix frühzeitig die umfassendere des Städtebaues gepflegt. Er gründete zusammen mit Professor

Genzmer das Seminar für Städtebau, in dem hervorragende, außerhalb der Hochschule stehende Fachleute Vorträge halten. So schuf er viele Jahre vor Entstehung der sogenannten Außeninstitute eine diesen ähnliche Einrichtung.

Brix' Tätigkeitsdrang hat sich nicht mit dem Lehrstuhl und dem Übungsraum begnügt; er steht mit beiden Füßen im praktischen Leben. Als Gutachter und als Berater diente er während seiner Professorentätigkeit vielen Städten beim Planen und Durchführen verschiedenster städtebaulicher und tiefbaulicher Anlagen. Außer den deutschen haben ihm zahlreiche Städte des Auslandes herangezogen. Genannt seien nur Warschau, Belgrad, Montevideo, Kabul, Duala (Kamerun). Im Wettbewerb um den Bebauungsplan von Groß-Berlin im Jahre 1910 errang er zusammen mit Genzmer und der Hochbahngesellschaft einen der beiden ersten Preise. Mehrere Jahre gehörte er als Mitglied der Beschwerdeabteilung dem Reichspatentamt an, das Rektorat der Technischen Hochschule bekleidet er mehrmals u. a. in den schicksalsschweren Jahren 1918/19. In der Stadtverwaltung von Berlin betätigt er sich seit 1916, zunächst als Stadtverordneter von Charlottenburg, seit dem Zusammenschluß Groß-Berlins zur bezirkswise gegliederten Einheitsgemeinde als Vorsteher der Bezirksverordnetenversammlung von Charlottenburg; parteipolitische Verhältnisse haben bisher gehindert, daß er seine Kenntnisse und

Erfahrungen auch dem Zentralstadtparlament Berlins nutzbar machen kann. In der technischen Gemeinschaftsarbeit hat er sich viel betätigt, so u. a. in Ausschüssen des Architekten- und Ingenieurvereins Berlin, im Ausschuß Groß-Berlin, als Vorsitzender der Freien Deutschen Akademie des Städtebaues, mehrere Jahre lang als Vorsitzender des Ago (Ausschuß Gebührenordnung Architekten und Ingenieure) als Vorsitzender des Vorstandes der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. In all seinen Stellungen zeitigt seine ruhige und gewinnende, seine versöhnende und vermittelnde Art und Weise selbst unter den schwierigsten Umständen großen Erfolg. An Ehrungen aller Art hat es ihm nicht gefehlt; sie haben jedoch an seiner schlichten Freundlichkeit nichts geändert.

Mit dem Verfasser dieser Zeilen, der einst Brix' erste Vorlesung an der Technischen Hochschule Charlottenburg hörte, beglückwünschen ihn zu seinem 70. Geburtstag Tausende von Schülern nicht nur als Lehrer und Wissenschaftler, sondern auch als den allzeit hilfsbereiten und warmherzigen Menschen. Wenn er sich jetzt, gesetzlichen Bestimmungen folgend, allmählich von seinem Lehramt an der Technischen Hochschule zurückzieht, so wünscht die Fachwelt seine Persönlichkeit mit ihren reichen Kenntnissen und Erfahrungen, mit ihrem Ansehen im In- und Auslande und ihrem Einfluß noch lange Zeit in Gesundheit und Rüstigkeit der Ingenieurwissenschaft dienen zu sehen.

Dipl.-Ing. Baer.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Pacoima-Talsperre in Kalifornien.

Die 1924—1928 erbaute Talsperre im Pacoimatal in Kalifornien, die 2,525 Mill. Dollar gekostet hat, ist die erste in einer Reihe von Talsperren mit zusammen 35 Mill. Dollar Baukosten zum Schutze

Straßen-Bogenbrücke über den Coloradofluß.

Die Beseitigung einer Fährde und einer sehr gefährlichen Straßenstrecke in einer Schlucht des Coloradoflusses in der Hauptstraße zwischen Arizona und Utah erforderte eine Hochbrücke über diese Schlucht. Bei der großen Entfernung (210 km) der Baustelle von der nächsten Eisenbahnstation (Flagstaff in Arizona) ergab die Wahl einer Dreigelenk-Bogenbrücke (Abb. 1) die geringsten Frachtkosten, weil die Verankerungen für den freien Vorbau sich so gestalten ließen, daß ihre Glieder als Bauteile für die Anfahrbrücken wieder verwendet werden konnten. Die ganze Fracht von 1500 t (je 900 kg) (ohne den Zement für die Fahrbahntafel), davon 1200 t Baustahl, beförderten zwei Lastkraftwagen von 10 und 3,5 t Ladegewicht mit 20 cm starken Luftreifen in 10-t-Tagesfahrten. Die schwersten Stücke (12 t) brauchten 13 bis 14 Stunden zu ihrer Beförderung. Die Brücke hat 254 m Gesamtlänge, 188 m Stützweite und 27,5 m Pfeilhöhe der Bogenöffnung (Abb. 2) (bei welcher Pfeilhöhe sich die kleinsten Gesamtkosten für Stahl-

werk und Felsausbruch ergaben), ruht auf einfachen Betonsokkeln (nur 75 m<sup>3</sup> Gesamtbetonbedarf) in Nischen der Kalksteinbänke

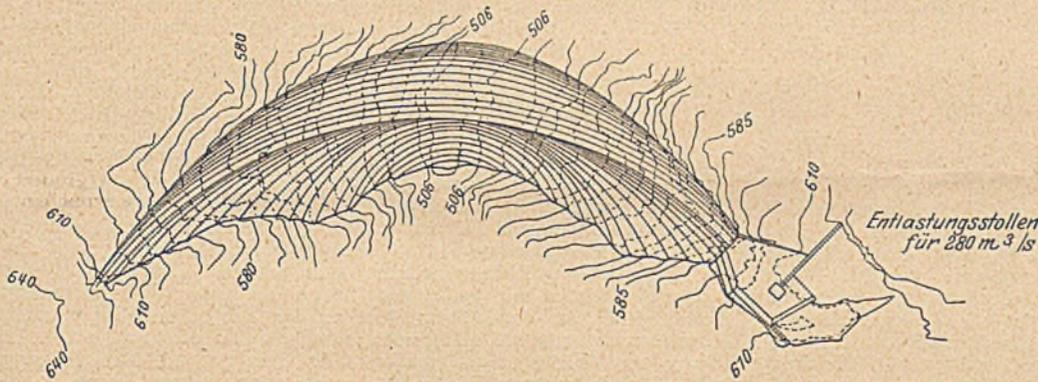


Abb. 1.

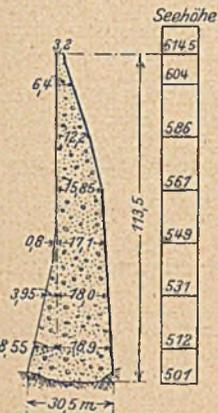
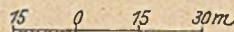


Abb. 2.

der Stadt Los Angeles gegen Hochwässer. Obwohl sie nur 14,5 Mill. m<sup>3</sup> aufstaut, vermindert sie doch die größten Hochfluten mit 280 bis 340 m<sup>3</sup>/s auf die Hälfte. Die Sperrmauer (Abb. 1 u. 2) hat in der Talsohle eine Länge von 18 m, in der Krone von 195 m, eine Höhe von 108 m über der Talsohle und 113 m über der Gründungssohle und einen Krümmungshalbmesser der Wasserseite von 100 (Krone) bis 50 m (Sohle). Der Baugrund ist Granit, der in den Hängen erst in 18 bis 25 m Tiefe gesund war und in der Sohle durch Mörtelverpressung in 6 bis 9 m tiefe Bohrlöcher gedichtet wurde. Die größte Beanspruchung in der Mauer ist 35 kg/cm<sup>2</sup> Druck und 7 kg/cm<sup>2</sup> Zug, die Betondruckfestigkeit (Zylinder-

proben) 180 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen. Der Beton (170 000 m<sup>3</sup>) ist teils von der Mischmaschine, teils von einem 128 m hohen Gießturm aus verteilt worden. Die Schalungen sind bis zu 10 mal wiederverwendet worden. Die lotrechten Trennfugen in 15 m Abstand haben an der Oberseite eine Asphalt-, an der Unterseite eine Kupferblechdichtung und Röhren zum späteren Einpressen von Zementmörtel. (Nach F. A. Noetzi in Engineering 1929, S. 70—71, und 78 mit 9 Zeichnungen und 4 Lichtbildern.)

N.

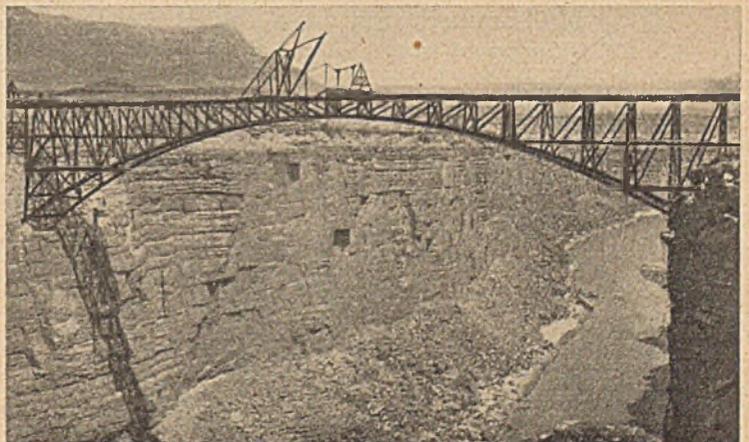


Abb. 1.

der Uferwände, wobei das Nordwiderlager infolge einer Felsspalte um 5 m zurückgeschoben und der Felsausbruch von 7000 auf 13 000 m<sup>3</sup> vergrößert werden mußte. Zur Förderung über die Schlucht diente ein Kabel mit zwei Laufkatzen, zum Vorbauen ein 30-t-Laufkran mit zwei 18 m langen Auslegern (Abb. 1 und 2). Das Zusammenpassen der beiden Bogenhälften am Scheitelgelenk geschah durch Niederlassen in 6 1/2 Stunden mittels eingebauter Kniehebel mit Bewegungsschrauben (Abb. 2), die noch stundenlang nach vollendeter Senkung nachgelassen werden mußten, um mit der Verkürzung der Bogenlänge nach Sonnenuntergang Schritt zu halten. Die 5,5 m breite Fahrbahn ruht

keit nach beiden Seiten. Sie fassen 10,5 m<sup>3</sup> Müll von 4 bis 5 t Gewicht, können mit einer Akkumulatorenladung 64 km zurücklegen und entwickeln mit einem 11pferdigen elektrischen Motor eine Geschwindigkeit von 19 km in der Stunde. (Engineering 1928, S. 578 mit 1 Lichtbild.)

**Stahlgerippbau für Stahlskelettbau.**

In allen Zeitungen erscheinen gegenwärtig Aufsätze über die Vorteile des Stahlhauses. Nachdem man sich über die Gestaltung und bauliche Ausführung von Stahlhäusern in Deutschland klar geworden ist und schon einige Erfahrungen gesammelt hat, ja bereits zur Normung von Baugliedern für diesen Zweck übergegangen ist, tritt man jetzt mit kräftiger Werbung für das als erstrebenswert erkannte Ziel ein. Dies kann nur lebhaft begrüßt werden.

Nicht aber kann es gebilligt werden, daß man an Stelle des deutschen Wortes Stahlgerippbau das Fremdwort Stahlskelettbau zu setzen versucht. Der Begriff von Gerippe und Skelett deckt sich vollkommen: wozu also das häßliche, höchst undeutsch klingende und das deutsche Empfinden verletzende Fremdwort Skelett? Dieses Fremdwort wird im Bereich der deutschen Sprache

schr selten und nur von solchen Personen angewendet, die überall das Fremdwort bevorzugen. Das zusammengesetzte deutsche Wort Stahlgerippbau ist nicht länger und verhält sich in keiner Weise ungünstiger als das Fremdwort Stahlskelettbau.

Manche Vertreter der Industrie (wohl nur der Stahlindustrie) sollen jedoch behaupten, das Wort Stahlskelettbau habe sich bereits eingeführt und man solle nicht wieder ein neues Wort wählen. Dagegen ist zu sagen: Es soll gar kein neues Wort gewählt werden, sondern wir wollen ein alteingebürgertes urdeutsches Wort beibehalten. Wie ein neues Fremdwort sich einführt, kennt man ja! Aber warum mußte man in allem Anfange — noch vor nicht langer Zeit — ein Fremdwort wählen? Die Armseligkeit der Muttersprache zwang dazu: das deutsche Wort würde weder der Person, noch der Sache den nötigen Reiz und Schwung verliehen haben!

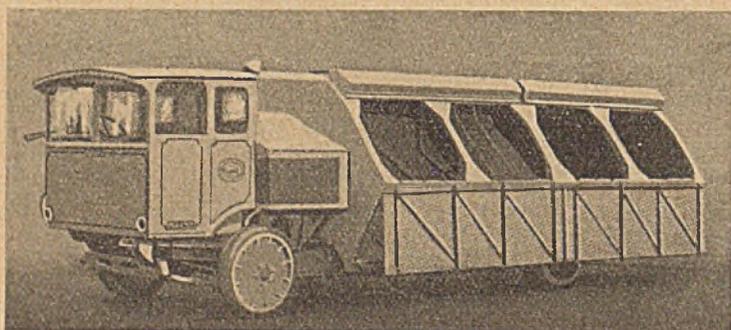
Im vorliegenden Fall handelt es sich übrigens darum, daß das neue Fremdwort nicht nur bei der Industrie (Stahlindustrie), sondern auch bei dem ganzen Bauwesen — besonders bei dem Wohnungsbau — geläufig geworden sein mußte. Daß solches der Fall ist, möchten wir jedoch sehr bezweifeln. Aber wenn sich auch das in Rede stehende Fremdwort in der Tat schon einigermaßen eingeführt haben sollte, so ist doch jedenfalls jetzt die höchste Zeit, es wieder zu beseitigen. Denn es fehlt ihm ja jede Berechtigung in der deutschen Sprache. Wenn durch die Beseitigung einige Unbequemlichkeit entsteht, so fällt die Verantwortung lediglich der unentwegten Fremdwortfreude zur Last, die jene Bezeichnung ins Leben gerufen hat. Ihr muß der Weg verschlossen werden, durch ihr Vorgehen jede beliebige Verfremdung durchzusetzen.

Sorgen wir also dafür, daß das widrige Skelett bald wieder aus dem Bauwesen verschwindet und widmen wir unsere Gunst voll Vertrauen den Stahlgerippbauten. Es ergeben sich noch weiter die Wortbildungen: Stahlgerippwerk, Stahlgerippgebäude, Stahlgeripphaus, -hochhaus, -turmhaus, -wohnhaus, -geschäftshaus.

Dr. von Ritgen.

**Müllsammelwagen für Glasgow.**

Die Müllsammelwagen (s. Abb.) für Glasgow, von denen Ende 1928 36 Stück im Gebrauch waren, haben eine besonders niedrige Ladefläche, die nur 1,35 m über dem Boden liegt, und Auskippmöglich-



**Feuerfeste Ziegel mit geschütztem Befestigungsbolzen.**  
(Patent Wildish.)

Für die jetzt gebräuchliche stärkere Verbrennung und die höheren Temperaturen der Öl- und der Kohlenstaubfeuerungen genügen zur Befestigung der feuerfesten Ziegel nicht mehr die von der Feuerseite durchgesteckten und verstrichenen Bolzen. Bewährt haben sich für diesen Zweck bei ausgedehnten Versuchen die geschützten Bolzen nach dem Patent Wildish (s. Abb.), die nach Drehen des Kopfes um 90° fest anliegen (Abb. 2), die Stellung des Kopfes ist an einem Einschnitt im Bolzenende (Abb. 1) zu erkennen. (Nach Engineering 1928, Seite 74, mit zwei Zeichnungen.)

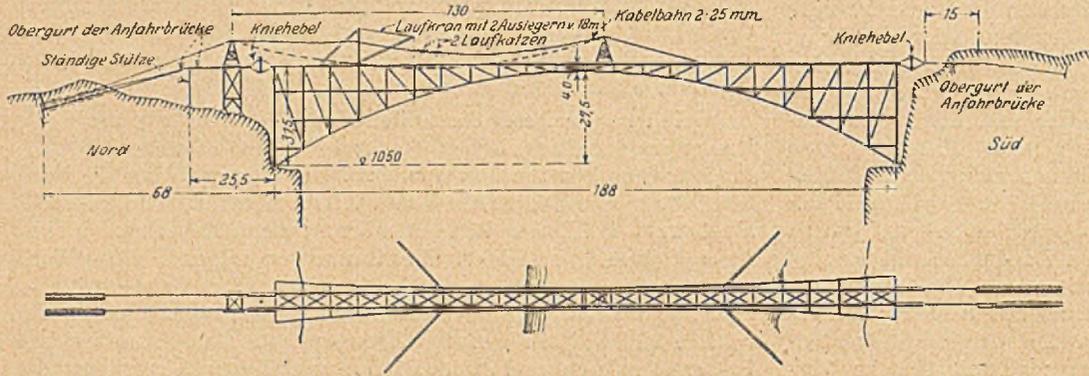
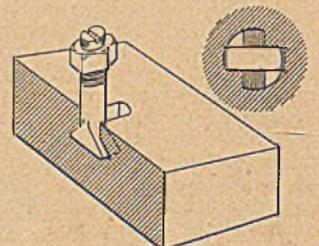


Abb. 2.

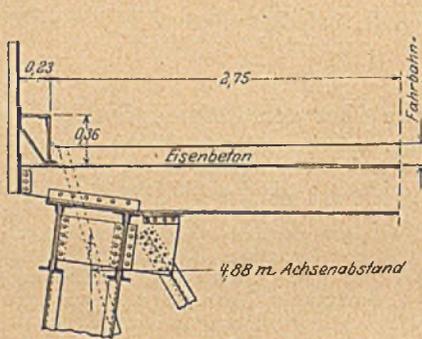


Abb. 3.

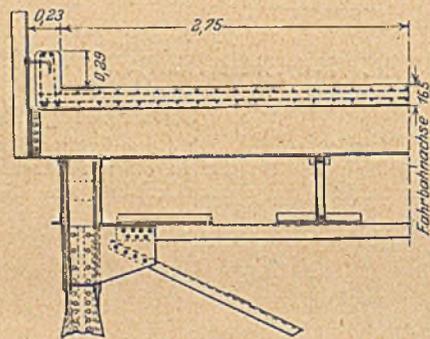


Abb. 4.

mit ihrer 16,5 cm starken Eisenbetontafel (wegen der Feuersicherheit in der entlegenen Gegend statt Holz gewählt) unmittelbar auf den Querträgern mit 1,4 m Achsenabstand (Abb. 3). Statt der Bordsteine sind wegen der Gewichtsparnis (45 gegen 150 kg/m) über dem Bogen Kästen aus Winkelleisen und Platten angeordnet, über den Anfahrten wegen der Billigkeit Eisenbeton-Randschwellen (Abb. 4). Zur Sicherung der Arbeiter bei der großen Höhe der Fahrbahn (142 m) über Niedrigwasser war ein Schutznetz aus Hanfseilen vorbereitet, es ist aber nicht benutzt worden, sondern die Arbeiter haben Sicherheitsgurte erhalten, mit Ausnahme der ständigen Brückenarbeiter, für die Gurte zu wenig Beweglichkeit gelassen hätten; während der ganzen Arbeit ist nur ein Arbeiter abgestürzt. Die Brücke ist für 300 kg/m<sup>2</sup> Verkehrslast (6750 kg Knotenpunktlast) berechnet worden und hat ohne den Felsausbruch und die Betonsockel 285 000 Dollar gekostet. (Engineering News-Record 1928, S. 646—649 mit drei Zeichnungen und fünf Lichtbildern.)

N.

### Die Erweiterung der Schiffswerft Ansaldo in Genua-Sestri.

Die Gesellschaft Ansaldo konnte auf ihrer Schiffswerft in Genua-Sestri wegen des beschränkten Raums zwischen der Meeresküste und der Eisenbahn die erforderliche Länge von 100 m für ihre neuen Hellinge nur durch Überbauung der Eisenbahn erreichen. Die Eisenbahn wird von den beiden Hellinge, die 46 m Achsenabstand haben, mit je 8 m und dazwischen und daneben für Arbeitsplätze, im ganzen auf 72 m Länge in 13 bis 15,2 m Breite in Eisenbeton überbrückt. Wegen des beschränkten Raumes zwischen der lichten Höhe über den Eisenbahngleisen und dem Boden der Hellinge waren Hauptträger in geringem Abstand (Abb. 1) nötig, die unter den Arbeitsplätzen 5000 kg/m<sup>2</sup>, unter den Hellinge 60 000 kg/m auf 2,5 m Breite in der Mitte (während des Baues) oder 80 000 kg/m auf zwei 1,8 m breiten Seitenstreifen (während des Stapellaufs bei ungünstigem Wind) tragen mußten. Die Gründungen sind so

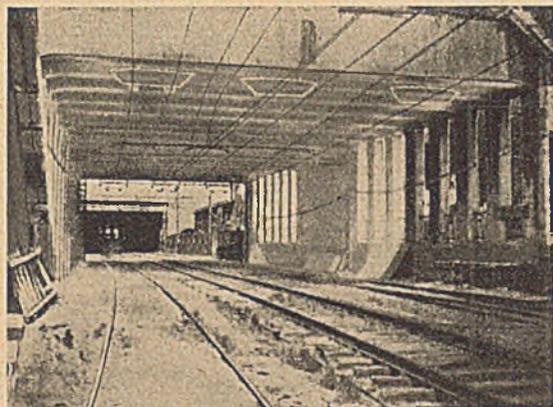


Abb. 1.

nur Schwankungen der Beanspruchungen innerhalb 20 vH. ergeben. Die Berechnungen sind an einem Zellohornmodell im Maßstab 1:2500 mit 1000 facher Vergrößerung der Dehnungen nachgeprüft worden und haben bei vierfacher Wiederholung der Versuche die Richtigkeit der Berechnungen mit Abweichungen unter 1 vH. bestätigt. (Nach L. S. Moisseff, Berater der Ingenieur der Brückenbaubehörde in New York, in Engineering-News-Record 1928, S. 819—822, mit 3 Zeichnungen und 2 Lichtbildern.) N.

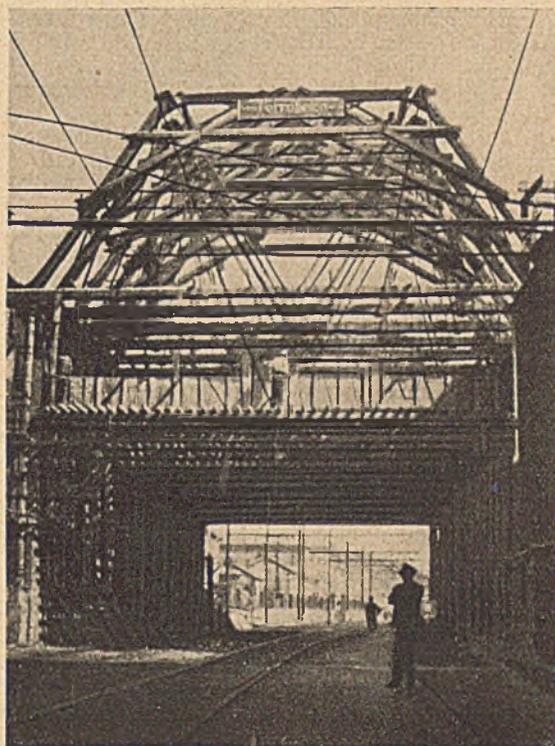


Abb. 2.

### Eisenbeton-Straßenbrücke über den Tanaro in Bastia-Mondovi.

Die durch Unterwäscher zerstörte fünfbogige Betonbrücke über den Tanaro in Bastia-Mondovi ist vom April 1927 bis April 1928 durch eine dreibogige Eisenbetonbrücke (Abb. 1) ersetzt worden. Die alten Widerlager haben Verstärkungen durch Strebepfeiler, der rechte überdies einen Betonschutzmantel hinter einer eisernen Spundwand erhalten. Die Pfeiler haben in Kämpferhöhe 2,85 × 7,8, in Grundabsatzhöhe

3,3 × 8,1 und darunter 4,8 × 9 m Querschnitt und sind zuerst mit offenen

verbreitert, daß der Bodendruck auf den dichten Sand 2,5 kg/cm<sup>2</sup> nicht überschreitet. Die Unzulässigkeit von Stützen im Eisenbahnbereich (dreigleisige Hauptbahn Genua—Ventimiglia mit elektrischem Betrieb) und die Hochspannungsleitungen der Eisenbahn erforderten den Einbau aller Rüstungen von oben (Abb. 2) und die Aufhängung der Schalungen. Bei dieser Arbeit leisteten die Werftkrane wertvolle Hilfe. Die außerhalb der Kranbereiche fallenden Endteile der seitlichen Überbrückungen wurden auf den benachbarten Hellingbrücken fertiggestellt und nach ihrem Bestimmungsort verschoben. Die Abnahmeprüfung, die wegen der schwierigen Bauverhältnisse besonders wichtig war, hat nicht mit der rechnermäßigen Vollast vorgenommen werden können, weil diese zu große Lastmengen erfordert hätte, sie ist deshalb auf die Prüfung unter den ungünstigsten Belastungsverteilungen beschränkt worden und hat sehr günstige Ergebnisse gezeigt. (Il Cemento armato 1929, S. 3—5, mit 1 Zeichnung und 3 Lichtbildern.) N.

hölzernen Senkkästen unter Wasserausumpfen, infolge des sehr starken Wasserandrangs dann aber mit Hilfe von Druckluft 5 und 7 m unter Niedrigwasser bis auf den Felsgrund hinabgeführt worden. Die Bogen haben je 28,87 m Lichtweite, 3,1 m Pfeilhöhe und 5 m Breite, wovon je 1,5 m

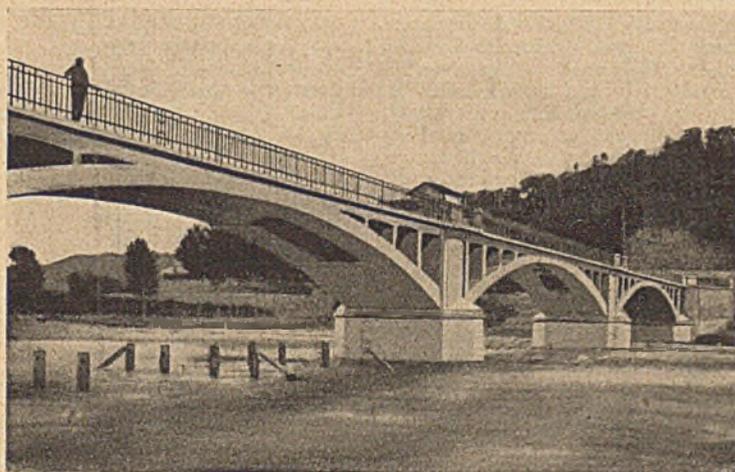


Abb. 1.

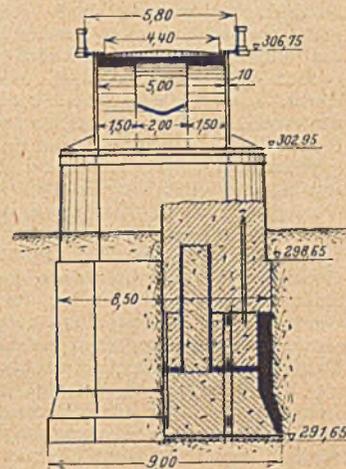


Abb. 2.

### Entwurf der Kabeltürme für die neue Hudsonbrücke.

Die zentrische Lagerung der Kabelpaare auf den oben 11,6 m breiten Kabeltürmen der neuen Hudsonbrücke hätte 44 m lange Querträger und 2,8 Mill. Dollar Mehrkosten erfordert gegenüber der Auflagerung über den inneren Eckpfosten, die nur 32,3 m lange Querträger ergibt und nur 0,1 Mill. Mehrkosten der Türme erfordert. Die 183 m hohen und je 20 000 Tonnen (je 900 kg) schweren Türme sind mit elfacher statischer Unbestimmtheit, die sich für symmetrische Belastung auf siebenfache verringerte, durchgerechnet worden. Die praktisch unwahrscheinlichsten ungewöhnlichen Belastungsfälle haben

auf die seitlichen Rippen entfallen (Abb. 2). Die Schotterfahrbahn hat 4,4 m, die beiden Fußwege je 1,2 m Breite mit 0,4 m Verbreiterung über den Pfeilern; die Fahrbahntafel hat über den Pfeilern und den Widerlagern Dehnungsfugen. Die Belastungsproben am 5. Mai 1928 mit 500 kg/m<sup>2</sup> in verschiedener Verteilung und mit einer fahrenden Straßenwalze von 18 t haben nur ein Drittel der rechnermäßigen Durchbiegung im Scheitel (3,84 mm) ergeben und damit die Güte der Ausführung bestätigt. (Nach Ing. Aug. Villa von der ausführenden Bauunternehmung in Rom. Il Cemento armato 1928, S. 115—116, mit 5 Zeichnungen und 4 Lichtbildern.) N.

**Neuzeitliche Sicherung der Sprengarbeit.**

Von Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Peter Rauch, Bergreferendar, Darmstadt.

Der größte Teil aller Sprengunfälle tritt nicht, wie man annehmen könnte, bei dem Einführen der Patronen in das Bohrloch oder beim Aufbringen des erforderlichen Besatzes ein, sondern bei der Beseitigung sogenannter Schußversager. Hierunter versteht man bekanntlich Sprengschüsse, die wohl ordnungsgemäß mit Sprengstoff besetzt, gut mit Besatzmaterial verdammt und auch richtig angezündet wurden, aber nicht gewirkt haben. Der alte Schußkanal ist mit seinem ganzen Sprengstoffinhalt undetoniert stehen geblieben. Derartige Versagerschüsse treten im Sprengbetrieb trotz Verwendung der besten Sprengmaterialien und trotz sorgfältigster Arbeitsausführung ständig und in beträchtlichem Maße ein. Ihre Beseitigung ist die gefährlichste Arbeit aller Sprengarbeiten beauftragten Personen, so daß auch die Mehrzahl aller Sprengunfälle nach der amtlichen Statistik gerade bei dieser Arbeit eintritt.

Die Beseitigung solcher Versager erfolgt im allgemeinen durch ein zweites, neben dem Versager gesetztes Bohrloch. Die Unschädlichmachung durch Ausspülen der Endbesatzmaterialien mit Preßluft oder Wasser ist nicht ganz ungefährlich und wird in der Praxis nur wenig durchgeführt. Da der im Versager befindliche Sprengstoff meist ungenutzt verlorengeht und zur Bewältigung des Versagers ein erheblicher, unproduktiver Zeitaufwand erforderlich ist, werden durch die Versagerschüsse beträchtliche Betriebsverluste hervorgerufen, die sich aus den im Versager steckenden Sprengpatronen und den Zeitverlusten ergeben, welche durch die vorgeschriebene Wartezeit, das Heranholen der Bohrgeräte, das Niederbringen des Ersatzbohrloches, das Heranholen der Sprengmaterialien, das Fertigmachen und Besetzen des neuen Bohrloches, sowie durch den Abtransport der Bohrgeräte entstehen. Da jede Weiterarbeit untersagt ist, bis ein vorhandener Versager unschädlich gemacht ist, liegen alle an den betreffenden Betriebspunkt beschäftigten Arbeiter auf längere Zeit still, was an den stark belegten Ortsstellen einen gewaltigen Leistungsausfall und Geldverlust bedeutet.

Auf Grund der gesetzlichen Bestimmungen werden Versager meist in der Weise unschädlich gemacht, daß man neben ihnen ein neues Bohrloch niederbringt, dem eine solche Richtung gegeben werden muß, daß die Sprengladung des Versagers beim Bohren nicht getroffen werden kann. Nach dem Abtun des neuen, neben dem Versager hergestellten Bohrloches ist die Umgebung nach etwa verschleuderten Patronen sorgfältig abzusuchen. Das Ausbohren und Auskratzen des Besatzes über nicht explodierten Sprengladungen ist ebenso streng verboten wie das Nachbohren von Bohrlöchern oder das Tieferbohren stehengebliebener Bohrlochpfeifen. Die Patronen des Versagers werden beim Abschluß des zweiten Bohrloches nur teilweise durch einfache Detonationsübertragung zur Explosion gebracht, so daß ein Teil der Sprengpatronen unexplodiert zwischen das vom Ersatzbohrloch hereingeworfene Haufwerk gelangt. Beim Niederbringen des zweiten Bohrloches kann auf Grund zahlreicher Erfahrungen der Bohrer unbemerkt von der gegebenen Richtung abweichen, die Sprengpatronen der alten Bohrchrille anbohren und zur Detonation bringen. Hierdurch wurden schon viele Unglücksfälle hervorgerufen; doch haben auch die Schwingungserscheinungen, welche vom arbeitenden Bohrer ausgelöst werden, bereits zu einer Entzündung des im Versager befindlichen Sprengstoffes Anlaß gegeben. Weit mehr Unfälle werden jedoch dadurch verursacht, daß die im Versager befindlichen und durch den zweiten Schuß zwischen das Haufwerk geschleuderten undetonierten Patronen nicht vollständig aufgefunden und beim Wegfüllen des hereingeschossenen Materials unvermutet vom Arbeiter angeschlagen und zur Explosion gebracht werden. Auch entstehen dadurch sehr viele Unglücksfälle, daß Arbeiter verbotswidrig an den Versagern herumantieren, um sich das Bohren des zweiten Bohrloches zu ersparen. Wohl sind sie bestrebt, bei dieser verbotswidrigen Arbeitsweise die größte Vorsicht obwalten zu lassen, um eine Berührung des Sprengstoffes oder der noch unexplodierten Sprengkapsel mit dem Krätzer, dessen sie sich bei der Beseitigung des Besatzmaterials bedienen, zu vermeiden; doch können sie nie mit Gewißheit feststellen, wann das Besatzmaterial im Bohrloch zu Ende ist und wann die Patronensäule beginnt. Gelangt der Arbeiter aber mit dem Krätzer an die Sprengkapsel, so genügt ein fester Druck oder ein schweres Schaben, um diese zur Explosion zu bringen. Selbst dann, wenn bei solchen Manipulationen nur die Entflammung eines Teiles der Sprengstoffladung erfolgt und die hierbei entstehenden heißen Explosionschwaden plötzlich aus dem Bohrlochsmund herauspfeifen, so rufen sie unbedingt schwerwiegende Verletzungen der betreffenden Arbeiter hervor. Kommt aber der Sprengstoff selbst zur Explosion, so werden durch die bei der Explosion losgerissenen und herumgeschleuderten Massen die schwersten Verletzungen der betreffenden Arbeiter mit oft tödlichem Ausgang veranlaßt.

Um nun die Sicherheit auch bei der Sprengarbeit zu heben und die mit den Versagern verbundenen Gefahren auszuschalten, wurden seit langer Zeit von allen maßgeblichen Persönlichkeiten und Interessentengruppen, sowie von den Berufsgenossenschaften und Behörden eingehende Untersuchungen durchgeführt, als deren Ergebnis ermittelt

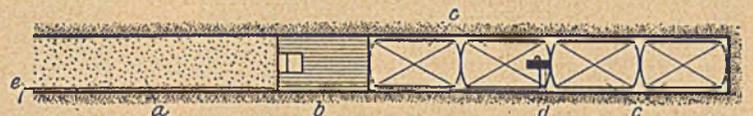
wurde, daß Versagerschüsse nur dann vollständig ungefährlich beseitigt werden können, wenn der Endbesatz des betreffenden Schusses entfernt und die stehengebliebene Vorgabe unter Verwendung ihres alten Schußkanals und ihrer alten Patronensäule abgeschossen wird. Dann werden die mit dem Niederbringen eines Ersatzbohrloches sowie dem unvermuteten Anschlagen verstreuter Patronen verbundenen Gefahren vollständig ausgeschaltet. Damit nun der Endbesatz gefahrlos entfernt werden kann und keine Berührung des in dem Versager befindlichen Sprengstoffes erfolgt, muß die Patronensäule durch eine besondere Schutzvorrichtung, welche unbedingt dem Bohrlochdurchmesser zu entsprechen hat, dicht und sicher abgeschlossen werden. Auch muß sie leicht handhabungsfähig und billig sein, damit die ständige Verwendung in der Praxis leicht durchzuführen ist.

Die bisherigen ausgiebigen Versuche der Praxis und die vielgestalteten Untersuchungen aller maßgeblichen Instanzen haben seither die Delphia-Sprengschutzvorrichtung als brauchbar erkennen lassen. Diese wird in verschiedenen Ausführungsformen geliefert; sie ist höchst einfach konstruiert und besteht aus einem kleinen Holzzylinder (Abb. 1), der an seiner Querfläche aufgebohrt und mit einem als Bajonettverschluß ausgebildeten Blechscheibchen versehen ist. Der Schutzkörper wird nach dem Einführen der letzten Sprengpatrone einfach in das Bohrloch eingeschoben, worauf dann in der üblichen Weise der Endbesatz fest und dicht verstampft eingebracht



a = Blechscheibchen, als Bajonettverschluß ausgebildet, b = Ausbohrung.

Abb. 1. Schnitt durch eine Sprengschutzvorrichtung.



a = Besatz. — b = Sprengschutzvorrichtung. — c = Sprengpatronen. — d = Sprengkapsel. — e = Zündschnur.

Abb. 2. Schnitt durch ein Bohrloch.

werden kann (Abb. 2). Beim Auftreten eines Versagers wird der Endbesatz mit Hilfe eines besonders konstruierten Bohrers aus Weichmetall (Abb. 3), dem sogenannten Besatzheber, langsam und stückweise ausgebohrt. Nach dem restlosen Entfernen des Besatzes greift der Bohrer automatisch in den Bajonettverschluß des Holzpropfens ein, fängt sich dort fest und wird durch mehrere Anschlagstellen am Weiterbohren behindert (Abb. 4). Hierdurch soll eine Durchbohrung des Holzpropfens und jede dann mögliche Berührung der Sprengstoffladung von vornherein unmöglich gemacht werden. Nach dem Ausbohren des Besatzes hat der Arbeiter weiter nichts zu tun, als den Bohrer samt der festausitzenden Schutzvorrichtung leicht und gefahrlos aus dem Bohrloch herauszuziehen. Die alte Sprengstoffladung liegt dann frei, so daß nur eine neue Schlagpatrone auf den im Bohrloch vorhandenen Sprengstoff aufgeführt und der stehengebliebene Schuß unter Verwendung seines alten Schußkanals und seiner alten Sprengstoffladung schnell, leicht und sicher wieder abgetan werden kann.

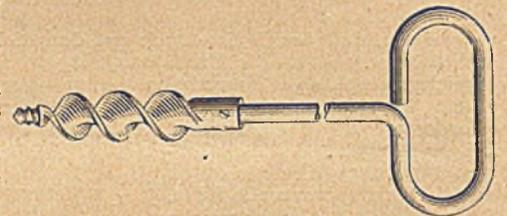


Abb. 3. Delphia-Besatzheber.

Die vorgeschriebene Sprengschutzvorrichtung „Delphia“ dient hauptsächlich sicherheitlichen Momenten und beseitigt die mit der Unschädlichmachung der Versagerschüsse verbundenen Gefahrenquellen. Da sie diese Gefahren in jeder Weise ausschaltet und den betrieblichen Ansprüchen voll und ganz gerecht wird, ist ihre ständige Verwendung im Interesse der Unfallverhütung um so mehr anzufordern, als auch beträchtliche wirtschaftliche Vorteile mit der ständigen Verwendung einer solchen Schutzvorrichtung verbunden sind.



a = Blechscheibchen. — b = Besatzheber. — c = Schutzvorrichtung.

Abb. 4. Festfangen des Besatzhebers in der Schutzvorrichtung.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Der Baumarkt. Das Institut für Konjunkturforschung veröffentlicht in seinem letzten Vierteljahrsheft folgenden Bericht:

„Die Beschäftigung des Baugewerbes ist seit dem Beginn der diesjährigen Bausaison schnell, von 27% der gewerkschaftlich organisierten Arbeiter Ende Februar auf 83% Anfang Mai gestiegen. Die Vorjahrshöhe war jedoch hiermit noch nicht wieder erreicht. Dies gilt auch für diejenigen Gebiete, in denen — wie im Rheinland — bereits der Monat März von störenden Witterungseinflüssen frei war. Im Reichsdurchschnitt kamen die Baustörungen durch Kälte und Schneelage im März dieses Jahres zahlenmäßig noch etwa denen von Januar 1928 gleich.

Im Wohnungsbau ging die Zahl der in den Monaten Oktober 1928 bis März 1929 erteilten Bauerlaubnisse über die entsprechenden Vorjahrszahlen um etwa 25% hinaus. Dabei hat sich durch das ungewöhnlich starke Zurückbleiben der Baubeginne hinter den Bauerlaubnissen während der Wintermonate ein beträchtlicher Vorrat an zur Ausführung bestimmten Neubauten gebildet. Nach Angaben für 90 Groß- und Mittelstädte hat dieser Auftragsfonds auch noch im März zugenommen, und zwar übertraf die Zunahme während des ersten Vierteljahres 1929 diejenige zur gleichen Zeit des Vorjahres um rund 10% des Reinzuganges an Wohnungen im Jahre 1928. Nach den vorliegenden Baugenehmigungen wäre daher für die kommenden Monate vom Wohnungsbau her eine gute Beschäftigung des Baugewerbes zu erwarten.

Die konjunkturellen Einflüsse auf den Wohnungsbau haben sich gegenüber der Vorkriegszeit wesentlich abgeschwächt. Der Hauptgrund hierfür ist in der gegenwärtig größeren Beweglichkeit der Emissionsbedingungen der Bodenkreditinstitute zu sehen, derzufolge die Pfandbriefemissionen in der Nachkriegszeit von konjunkturellen Geldmarktverknappungen weniger beeinflusst werden.

Eine wesentliche Voraussetzung dafür bilden der gegenwärtige Wohnungsfehlbestand sowie die durch ihn bedingte Mietenzwangregelung. Für die Dauer des Wohnungsfehlbestandes besteht — im Gegensatz zur Vorkriegszeit mit ihrem periodischen Wechsel zwischen Wohnungsmangel und Wohnungsüberfluß — ein nennenswertes Risiko der Vermietbarkeit von Neubauten nicht mehr. Ebenso bleibt die Rentabilität eines Wohnungsneubaues infolge der öffentlichen Beihilfen zur Niedrighaltung der Neubaumieten auch bei einer etwaigen Erhöhung der privaten Finanzierungskosten um 1 oder 2% p. a. im allgemeinen gewahrt. Eine Verstärkung der Konjunktüreinflüsse auf den Wohnungsbau ist somit erst wieder zu erwarten, wenn nach Abdeckung des Wohnungsfehlbestandes das volle Unternehmerrisiko für Wohnungsneubauten wiederhergestellt sein wird.

Für das Jahr 1929 war zunächst mit erhöhten Ausleihungen der Bodenkreditinstitute zu rechnen. Demgegenüber erschien es zweifelhaft, ob sich die Sparkassen im gleichen Umfang wie in den vorausgegangenen Jahren an der Finanzierung des Wohnungsbaues würden beteiligen können. Die Einengung des Kapitalmarktes dürfte jedoch nunmehr auch die Aussichten für die Emissionstätigkeit der Bodenkreditanstalten beeinträchtigen. Angesichts der hohen Zahl an bereits vorliegenden Bauerlaubnissen für Wohnungen wird man somit für den weiteren Verlauf des Jahres mit wachsenden Finanzierungsschwierigkeiten im Wohnungsbau rechnen müssen, die für die zweite Hälfte der Bausaison einen Rückgang auch der Wohnungsbauplanungen wahrscheinlich machen.

Für den gewerblichen Bau haben sich die Bauvorhaben bisher weiter befriedigend entwickelt. Die erteilten Bauaufträge sind zwar während des ersten Vierteljahres stark gesunken, doch dürfte hierin noch eine Auswirkung der anormalen Witterung zu erblicken sein. Für die Beurteilung der Anlagefähigkeit der Industrie ergeben sich Rückschlußmöglichkeiten auch aus der Bewegung der Aktienkurse. Die Inanspruchnahme ähnlicher Kreditquellen durch Industrie und Börse hat dazu geführt, daß in den letzten Jahren mit einer Aufwärtsbewegung der Aktienkurse auch — von Saisonschwankungen abgesehen — eine Zunahme der Bauvorhaben der Industrie parallel ging und umgekehrt. Für die kommenden Monate wird danach — angesichts der gegenwärtigen Schwierigkeiten am Devisen- und Geldmarkt — ein konjunktureller Rückgang der industriellen Bautätigkeit wahrscheinlich. Die Aussichten für den öffentlichen Bau haben sich gegenüber dem Jahresbeginn durch die zunehmende Anspannung in der Finanzlage der öffentlichen Körperschaften ebenfalls eher verschlechtert.

Die Beschäftigung der Baustoffindustrien hat später eingesetzt als sonst und blieb Ende April noch wesentlich hinter der des Vorjahres zurück. So waren in der grobkeramischen Industrie 83,4% und in der Steinindustrie 85,8% der Arbeiter vollbeschäftigt gegenüber 94,5 und 92,7% zur gleichen Zeit des Vorjahres. Die in diesem Frühjahr besonders hohen Baustoffbestände — der Bestand an Mauerziegeln war zum Jahresbeginn etwa doppelt so hoch wie Anfang 1928 und hatte sich bis Ende März noch kaum vermindert — haben das Ingangkommen der Produktion gleichfalls gehemmt. Die Aussichten für die Absatzentwicklung dürften entsprechend denjenigen für die Beschäftigung des Baugewerbes für die zweite Hälfte der Bausaison wahrscheinlich als wenig günstig anzusehen sein.“

Über die Wohnungsbaukredite äußert sich das Institut wie folgt:

„Die Ausleihung städtischer Hypotheken dürfte im Jahr 1929 kaum den Betrag des Vorjahres erreichen. Dennoch ist es möglich, daß dem Wohnungsneubau von den Bodenkreditinstituten, Sparkassen und Versicherungsunternehmen annähernd die gleichen Beträge wie im Vorjahr zufließen werden, da diese Institute einen ständig wachsenden Anteil ihrer gesamten auf städtische Grundstücke gewährten Hypotheken für Wohnungsneubauten ausschütten. Da die den Bodenkreditinstituten für die Gewährung von Hypothekarkrediten zur Verfügung stehenden Mittel zunächst zur Abwicklung bereits zugesagter Neubaubeleihungen verwandt werden — der Baubeginn dieser Wohnbauten fällt in weitem Umfang noch in das Jahr 1928 —, haben einige Institute die Zusage von neuen Wohnungsbaubeleihungen gesperrt. Die Beschaffung langfristiger Kredite für erst in Angriff zu nehmende Bauten, vor allem für solche, deren Baugenehmigung erst in diesem Jahre erteilt wurde, dürfte daher verzögert werden. Hierdurch dürfte auch das Angebot an Zwischenkrediten beeinflusst werden. Die Zwischenkreditinstitute müssen nämlich mit ihren Ausleihungen, um liquide zu bleiben, stärker zurückhalten, solange die Überführung ihrer Kredite in Hypothekarkredite nach Ablauf von 9 Monaten nicht gesichert ist.

Die Kosten für erststellige Hypothekarkredite haben sich im ersten Vierteljahr 1929 nicht nennenswert verändert (10,25% p. a. gegen 10,24% p. a. im letzten Vierteljahr 1928), obwohl die Pfandbriefkurse weiter zurückgegangen sind. Der Grund hierfür ist darin zu suchen, daß die Bodenkreditinstitute die Auszahlungskurse im allgemeinen bereits zu Beginn jedes Vierteljahres festsetzen und bei der geringen Kapitalmarkterleichterung um die Jahreswende 1928/29 eine Herabsetzung des Auszahlungskurses nicht nötig erschien. Bei weiter rückgängigen Pfandbriefkursen werden sich aber auch die Nettokosten der Wohnungsbauhypotheken erhöhen. Inwieweit diese Erhöhung zu einer Steigerung der Zinsbelastung der Wohnungsneubauten und somit zu Rückwirkungen auf die Mietpreise führen wird, läßt sich noch nicht übersehen, da in einigen Fällen vielleicht noch ein Ausgleich für die erhöhten Kosten der erststelligen Hypotheken durch Zinsnachlaß bei den Hauszinssteuerhypotheken im Bereich der Möglichkeit liegt. Nach der Hauszinssteuergesetzgebung kann nämlich der Zinssatz der Hauszinssteuerhypotheken von 3% auf 1% herabgesetzt werden, wenn sich unter Berücksichtigung der Gesamtbelastung des Baues eine höhere Miete ergeben würde, als für die entsprechenden vor dem 1. Juli 1914 errichteten sogenannten Altwohnungen zu zahlen ist.“

Die Arbeitsmarktlage im Reich. (Bericht der Reichsanstalt für die Zeit vom 3. bis 8. Juni 1929.) In der Berichtswoche sank die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der versicherungsmäßigen Arbeitslosenunterstützung in diesem Jahr erstmals unter den Stand, den die Arbeitslosenversicherung aus ihren eigenen laufenden Einnahmen tragen kann. Im Vorjahr lagen bekanntlich sechs Monate (Mai bis Oktober), im Jahre 1927 sieben Monate (Mai bis November), im Jahre 1926 kein Monat unter dieser tragfähigen Höchstbelastung.

Der Aufstieg vollzog sich auch in der Berichtswoche noch etwas schneller als in der gleichen Zeit der beiden Vorjahre; doch dürfte dies noch immer darauf zurückzuführen sein, daß die saisonmäßige Belegung etwa sechs Wochen später einsetzte und sich infolgedessen auf kürzere Zeit zusammendrängt. In einigen Landesarbeitsämtern, so in Schlesien, Brandenburg, Rheinland, Sachsen und Bayern, ging die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der versicherungsmäßigen Arbeitslosenunterstützung noch um je rund 5000 zurück; in den anderen betrug der Rückgang 2—3000, in Pommern weniger als 1000. Anhaltspunkte für die voraussichtliche Entwicklung lassen sich gegenwärtig schwer gewinnen. Die Entspannung hat zwar immer weitere Berufsgruppen erfaßt, doch wirken sich hier vor allem auch saisonmäßige Einflüsse aus.

Aus einzelnen Berufsgruppen ist folgendes hervorzuheben:

Die Arbeitsmarktlage im rheinisch-westfälischen Steinkohlenbergbau blieb weiterhin im allgemeinen günstig. Die Nachfrage nach Hauern und Lehrhauern, teilweise auch nach Schleppern, hielt an; an einigen Stellen wurden allerdings auch ältere bergfertige Kräfte, ferner Tages- und Kokereiarbeiter entlassen. In anderen Bergbaurevieren war die Aufnahmefähigkeit noch stärker, vor allem in Sachsen, ferner in Oberschlesien und im Aachener Revier. Der Braunkohlenbergbau war mit Kräften ziemlich gesättigt.

Die Beschäftigung der Industrie der Steine und Erden war im allgemeinen befriedigend; doch fanden weitere Einstellungen nur noch vereinzelt statt. Die Baustoffindustrie litt immer noch, besonders in Ostpreußen und Schlesien, bezirkweise auch in Niedersachsen und Hessen unter der zögernden Entwicklung des Baumarktes.

In der Metallwirtschaft war die Bewegung auf dem Arbeitsmarkt überaus groß; im ganzen dürften die Abgänge überwiegen. In Brandenburg, Ostpreußen, Pommern, Nordmark und Rheinland war die Entlastung nicht unerheblich. Bauschlosser und Bauklempner wurden in allen Bezirken ziemlich lebhaft vermittelt. Daneben stellten Lokomotiv- und Waggonbau, Zählerbau, Draht- und Blechwarenfabrikation und landwirtschaftlicher Maschinenbau Kräfte ein. Im übrigen Maschinenbau, in der Auto- und Fahrrad

industrie war die Lage wenig einheitlich; Eisengießereien schritten in mehreren Bezirken zu Entlassungen.

Die Lage im Baugewerbe ist bei weiterer — kaum nennenswerter — Besserung im wesentlichen unverändert geblieben. Die Gründe für die verringerte Aufnahmefähigkeit liegen im wesentlichen in der Fertigstellung früherer Bauten und der unzureichenden Inangriffnahme neuer Bauten, verbunden mit Finanzierungsschwierigkeiten und ungünstiger Witterung (Regenwetter). Die saisonmäßige weitere Besserung der Lage in dem erwarteten Ausmaß ist nicht eingetreten; das Rheinland verzeichnet sogar einen leichten Rückgang der Beschäftigungsmöglichkeiten, verbunden mit einer starken Fluktuation unter den Arbeitssuchenden.

Für die bezirkliche Entwicklung ist kennzeichnend, daß gegenwärtig in den Industriebezirken und Großstädten die Besserung stark nachläßt oder die Entwicklung auf einem unbefriedigenden Stande verharrt (z. B. Oberschlesien im Verhältnis zu Niederschlesien, wo ein nicht unerheblicher Rückgang der Arbeitslosigkeit eingetreten ist, oder das Industriegebiet Westfalens im Vergleich zu den ost-westfälischen Bezirken — besonders Bielefeld — mit reger Bautätigkeit; in Sachsen nunmehr Übergreifen der verzögernden Entwicklung auf die Großstädte). Niedersachsen verzeichnete 85 Abgänge in der Berichtswoche, gegenüber 502 Abgängen in der Vorwoche. In Pommern beträgt die Arbeitssuchendenzahl noch 1315 (um 172 höher als um die Vergleichszeit des Vorjahres), in Hessen 7017 (Baufacharbeiter Ende Mai). Die Nachfrage in Südwestdeutschland hat für die Hauptberufe (Maurer, Zementierer, Zimmerer und Maler) auch in der Berichtswoche rege angehalten.

Das späte Einsetzen der Bausaison im Jahre 1929 zeigen folgende Vermittlungszahlen aus Ostpreußen (Vorjahreszahlen in Klammern): März 1276 (1422), April 2580 (3461), Mai 2947 (1988).

Unter den Verhältnissen bei den Einzelberufen ist besonders eine Verschlechterung für Maler und Anstreicher zu erwähnen: in Pommern Rückgang der Nachfrage nach Malern wegen Beendigung der Saisonarbeiten in den Badeorten, in der Nordmark Verschlechterung infolge ungünstiger Witterung, im Rheinland z. T. Entlassungen von Anstreichern. Für Maurer im allgemeinen noch befriedigende Vermittlungstätigkeit, für Bauhilfsarbeiter Verschlechterung in Südwestdeutschland, für Steinsetzer flotte Vermittlung in Brandenburg.

Das Tiefbaugewerbe ist in Sachsen im allgemeinen befriedigend beschäftigt. In Mitteldeutschland wurden Tiefbauarbeiter besonders verlangt. Erdarbeiter konnten ferner in Westfalen (Rohrlegungsarbeiten für die Gasfernversorgung in den Bezirken Olpe und Ahaus) und Südwestdeutschland (Bau des Neckarkanals und einer Gasfernleitung) vermittelt werden. Die Zahl der Notstandsarbeiter in Südwestdeutschland betrug am Stichtage noch 4622.

### Rechtsprechung.

Hat der Käufer im Kaufakt alle Steuern ohne Einschränkung übernommen, so muß er auch solche Steuern tragen, die erst später mit Rückwirkung auferlegt worden sind, und an die bei Kaufabschluß nicht gedacht wurde. (Urteil des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 27. November 1928 — II 298/28.)

Durch notarielle Akte vom 11. und 16. April 1924 hatte K. seine Anteile an den beiden Grundstücksgesellschaften M. G. m. b. H. und M. G. m. b. H. an R. veräußert. Beide Verträge bestimmten, daß alle durch die Abtretung entstehenden Kosten und Steuern, welcher Art sie auch sein mögen, durch den Erwerber zu tragen sind. Auf Grund einer am 17. April 1924 veröffentlichten, mit Rückwirkung vom 11. April 1924 in Kraft getretenen, Wertzuwachssteuerordnung für die Stadt H. wurde K. rechtskräftig zur Zahlung von rund M 37 000 Wertzuwachssteuer herangezogen. K. verlangt, gestützt auf die oben wiedergegebene Klausel der notariellen Akte vom 11. und 16. April 1924, im Wege der Klage von R. Erstattung der von ihm gezahlten Wertzuwachssteuer.

Das Reichsgericht hat in Übereinstimmung mit den Vorinstanzen die Klage zugesprochen. Die Wertzuwachssteuer soll an sich den unverdienten Gewinn und deshalb aus volkswirtschaftlichen Gründen in erster Linie den Verkäufer treffen. Sie gehört weder zu den öffentlichen Lasten eines Grundstücks, bezüglich deren eine Haftung des Verkäufers gemäß § 436 BGB. ausgeschlossen ist, noch zu den Kosten, die der Käufer eines Grundstücks gemäß § 449 BGB. zu tragen hat. Immerhin kann die Wertzuwachssteuer vom Käufer vertraglich übernommen werden. In der Regel werden für die Berechnung der Wertzuwachssteuer dem Käufer alle Unterlagen fehlen. Daher muß im Hinblick auf Zweck und Natur dieser Steuer, die eben nicht, wie die Umsatzsteuer, auf den Kaufpreis als solchen, sondern nur auf den darin enthaltenen Konjunkturgewinn des Verkäufers gelegt ist, dieser, wenn er die Wertzuwachssteuer mit auf den Erwerber überwälzen will, solches im Vertrag klar zum Ausdruck bringen. Die hier erkundlich niedergelegte Abrede, die von einem Rechtsverständigen verfaßt und in dieser Fassung von den rechtskundig beratenen und im Grundstücksverkehr sehr erfahrenen Parteien unverändert angenommen ist,

besagt, daß Käufer alle Steuern zu tragen hat, welcher Art sie auch sein mögen. Hiermit ist unzweideutig zum Ausdruck gebracht, daß hiermit unterschiedslos schlechthin alle Steuern getroffen sind, die irgendwie zum Ansatz kommen können. Das Steuerrisiko sollte schlechthin zu Lasten des Käufers gehen. Sollten irgend welche Steuern ausgenommen sein, so hätte dies besonders vereinbart werden müssen, was jedoch nicht geschehen ist.

Hat der Arbeitgeber das Arbeitsverhältnis unter Einhaltung der gesetzlichen Kündigungsfrist gekündigt, so kann der Arbeitnehmer der Klage des Arbeitgebers auf Räumung der Werkwohnung entgegenhalten, er hätte keinen gesetzlich begründeten Anlaß zur Auflösung des Arbeitsverhältnisses gegeben. Zur Entscheidung bleibt das mit der Räumungsklage angerufene Amtsgericht zuständig, für eine Feststellungsklage nur dem Arbeitsgericht ist kein Raum. (Urteil des Reichsarbeitsgerichts vom 19. Mai 1928 — RAG 121/27.)

Für Werkwohnungen gilt der Kündigungsschutz in §§ 1 bis 19 des Mieterschutzgesetzes auch nach Beendigung des Arbeitsverhältnisses. Hat jedoch der Mieter (Arbeitnehmer), durch sein Verhalten dem Vermieter (Arbeitgeber), gesetzlich begründeten Anlaß zur Auflösung des Arbeitsverhältnisses gegeben, so endet der Kündigungsschutz vor dem Ende des Arbeitsverhältnisses. (§ 20 Mieterschutzgesetz.)

Hat also der Arbeitgeber das Arbeitsverhältnis nicht fristlos, sondern unter Einhaltung der gesetzlichen Kündigungsfrist gekündigt, so kann der Arbeitnehmer gegenüber dem Verlangen auf Kündigung der Werkwohnung einwenden, er hätte keinen gesetzlich begründeten Anlaß zur Auflösung des Arbeitsverhältnisses gegeben. Zur Entscheidung über diesen Einwand bleibt das mit der Räumungsklage angerufene Amtsgericht zuständig. Für eine besondere Feststellungsklage vor dem Arbeitsgericht ist kein Raum, weil es sich um eine unselbständige Vorfrage für die dem Amtsgericht obliegende Entscheidung handelt, außerdem keine fristlose Entlassung vorliegt, wegen der fristgerechten Kündigung dem Arbeitnehmer aber keinerlei Ansprüche erwachsen, daher kein Streit vorhanden ist, für den das Arbeitsgericht zuständig wäre.

In allen Fällen kann jedoch der Arbeitgeber auf Aufhebung des Mietverhältnisses klagen, wenn er die Werkwohnung aus besonderen Gründen, insbesondere für den Nachfolger des Mieters im Arbeitsverhältnis, dringend braucht. Dies ist namentlich der Fall, wenn der Vermieter (Arbeitgeber), die Werkwohnung für einen Nachfolger des Mieters (Arbeitnehmer), in dem Arbeitsverhältnis oder im Betriebsinteresse für einen anderen Angehörigen des Betriebs braucht, insbesondere bei Einstellung neuer Arbeitskräfte oder um einen Arbeitnehmer in der Nähe seiner Arbeitsstelle unterzubringen. (§ 22 Mieterschutzgesetz in der Fassung des Gesetzes vom 13. Februar 1928.)

Anforderungen an den Entlastungsbeweis bei Unfällen infolge ungenügender Sicherung von Baustellen. (Urteil des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, vom 10. Dezember 1928 — VI 160/28.)

P. stürzte am 11. Januar 1921, vormittags 4½ Uhr, in M. auf dem Wege nach seiner Dienststelle in eine Grube, die von den Angestellten der Firma R. zur Legung von Gasröhren quer über die Straße ausgehoben war. Die Absperrung bestand lediglich in einem Eisenrohr, das mit einem Ende auf einem Bock und mit dem anderen auf einem Erdaufwurf aufgelegt war und eine Ecke der Grube freiließ. P. hat die Firma R. auf Schadensersatz durch Klage in Anspruch genommen. Die Ersatzpflicht der Firma R. war ausgeschlossen, falls sie der Auswahl der zu der Verrichtung bestellten Person und, sofern sie Vorrichtungen und Gerätschaften zu beschaffen oder die Ausführung der Verrichtung zu leiten hat, bei der Beschaffung oder Leitung die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet oder wenn der Schaden auch bei Anwendung dieser Sorgfalt entstanden sein würde. (§ 831 B G B.)

Das Reichsgericht hat, im Gegensatz zur Vorinstanz, diesen Entlastungsbeweis durch die Firma R. nicht als ausreichend geführt erachtet. Da neben dem Bauführer S., der die Arbeiten zu leiten hatte, als Ausführender noch N. in Frage kommt, mußtesich der Entlastungsbeweis auf die sorgfältige Auswahl beider erstrecken. Hierbei ist es unerheblich, ob N., der die erforderlichen Absperrungen vorzunehmen hatte, im einzelnen die Weisungen des S. befolgen mußte. Außerdem hatte N. nicht genügend Absperrungsmaterial, wegen Beschaffung dieses Materials muß sich die hierfür verantwortliche Firma R. entlasten. Ungenügend ist, daß sie den Bauführer S. zur Beschaffung des fehlenden Absperrungsmaterials ermächtigte. Eine Ermächtigung ist nicht gleichbedeutend mit einer bestimmten Anordnung. Die Firma R. muß dartun, welche Anordnungen sie in dieser Richtung getroffen und wie sie deren Befolgung überwacht hat. Schließlich ist zu prüfen, ob die Firma R. ihrer allgemeinen Aufsichtspflicht genügt hat. Der Umstand, daß eine andere Grube in der Nähe ungenügend verwahrt, läßt auf eine mangelhafte Handhabung der Absperrungen durch die Angestellten der Firma R. schließen. Diese muß daher eingehend nachweisen, wie sie ihre Angestellten zur sorgfältigen Beobachtung der zum Schutz des Straßenverkehrs erforderlichen Sicherungsmaßnahmen angehalten hat.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 18 vom 2. Mai 1929.

- Kl. 5 b, Gr. 41. A 49 402. A T G Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig W 32. Verfahren zur Gewinnung und Umlagerung mächtiger oder mehrschichtiger Deckgebirge im Tagebau von Braunkohlen o. dgl. 27. XI. 26.  
Gr. 8. K 101 476. Alfred Kayser, Berlin-Wilmersdorf, Eisenbahnstr. 5. Gepreßte Holzzwischenlagen, insbes. für den Eisenbahnbau. 9. XI. 26.  
Kl. 19 a, Gr. 20. M 100 773. Hans Manhart, Wien; Vertr.: M. Moßig, Pat.-Anw., Berlin SW 29. Einteilige Straßenbahnschienen mit zwei oder mehr Fahrrielen. 8. VIII. 27.  
Kl. 19 a, Gr. 26. E 34 978. Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, Kolditzstr. 37/39. Verfahren zur Herstellung von Übergangsstößen. 6. XII. 26.  
Kl. 19 a, Gr. 30. K 110 545. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Abdichtung für mechanische Gleisstöpfe mittels einer den Werkzeugschaft umschließenden Metallschutzhaube. 11. XI. 26.  
Kl. 19 d, Gr. 5. G 72 016. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Antriebsvorrichtung für Klappbrücken auf einer von der Brückenklappe unabhängigen Bahn. 19. XII. 27.  
Kl. 20 e, Gr. 16. D 54 362. Dipl.-Ing. Josef Diehl, Lorch a. Rh. Selbsttätige Kupplung, insbes. für Feldbahnen. 19. XI. 27.  
Kl. 20 i, Gr. 3. V 24 826. Vereinigte Eisenbahnsignalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Drahtzug-Signalantrieb für ein von zwei örtlich getrennten Stellwerken aus zu bedienendes Signal. 21. I. 29.  
Kl. 20 i, Gr. 4. F 57 272. Friedr. Wilh. Deisler, Offenbach a. M., Waldstr. 96. Kreuzungsstück und Herzstück; Zus. z. Pat. 460 210. 18. XII. 28.  
Kl. 20 i, Gr. 8. E 37 394. Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, Colditzstr. 37/39. Weichenzunge für Vignolweichen. 14. V. 28.  
Kl. 20 i, Gr. 8. V 23 592. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf, Breite Str. Rillenschienenweiche mit federnden Zungen; Zus. z. Anm. V 23 591. 23. II. 28.  
Kl. 20 i, Gr. 28. V 24 952. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Streckenblockeinrichtung. 23. II. 29.  
Kl. 20 i, Gr. 35. T 31 583. Telefunken-Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin SW 11, Hallesches Ufer 12/13. Anordnung zur Zugbeeinflussung auf elektrisch betriebenen Bahnen. 12. III. 26.  
Kl. 35 b, Gr. 1. A 52 727. Ardetwerke G. m. b. H., Eberswalde i. d. Mark. Verladeanlage. 15. XII. 27.

- Kl. 37 a, Gr. 2. M 94 461. Stanley Macomber, Massillon, Ohio, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw. Berlin SW 11. Betondecke. 11. V. 26.  
Kl. 37 a, Gr. 4. E 38 496. Josef Johann Erberich, Köln, Sedanstraße 12. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Ziegelmauerwerk. 24. XII. 28.  
Kl. 37 b, Gr. 3. M 94 004. Stanley Macomber, Massillon, County of Stark, Ohio, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zum Verlegen und Einbauen von fabrikmäßig hergestellten Fachwerkträgern aus Metall. 6. IV. 26. V. St. A. 13. IV. 25.  
Kl. 37 d, Gr. 32. B 124 147. Carl Baer sen., Eltville a. Rh., Schwalbacher Str. 5. Verfahren und Vorrichtung zum Verputzen und Anstreichen von Wand- und ähnlichen Flächen. 15. II. 26.  
Kl. 37 d, Gr. 40. D 49 558. Deutsche Lederfußboden Ges. m. b. H., Berlin-Tempelhof, Berliner Str. 25 a. Gerät zum Aufrauhem abgenutzter Betonfußböden. 4. I. 26.  
Kl. 42 a, Gr. 12. D 52 738. Wilhelm Duensing, Wilhelmshaven, Ostfriesenstr. 9. Verstellbarer Ellipsenzirkel. 11. IV. 27.  
Kl. 80 a, Gr. 56. H 97 511. Alphons Horten, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Str. 16. Einrichtung zur Herstellung von Formkörpern aus Beton, insbes. von Betonrohren. 7. VI. 24.  
Kl. 80 b, Gr. 3. C 39 342. „Kolloidchemie“ Studiengesellschaft m. b. H., Hamburg, Danielstr. 103. u. Joh. Benedict Carpzow, Börnsen b. Bergedorf. Verfahren zur Herstellung hydraulischer Bindemittel. 9. II. 27.  
Kl. 80 b, Gr. 3. Sch 80 160. Johann Schaefer, Kalkwerke G. m. b. H., Diez, Lahn, u. Hubaleck & Cie. G. m. b. H., Koblenz. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelbildners aus Dolomit oder dolomitischem Kalk. 22. IX. 26.  
Kl. 81 e, Gr. 121. W 80 678. Waggon- und Maschinenbau Akt.-Ges. Görlitz, Görlitz. Aus Blech in Form eines Bogenträgers mit seitlichen Verstärkungs-Längsrippen gepreßte Vorrichtung zum Überbrücken der Fahrzeugabstände; Zus. z. Pat. 460 925. 13. X. 28.  
Kl. 81 e, Gr. 145. A 55 642. Dr.-Ing. E. H. Heinrich Aumund, Berlin-Zehlendorf, Elsestr. 8. Füllvorrichtung für Förderbahnen. 19. X. 28.  
Kl. 84 a, Gr. 3. M 96 037. Maschinenbau-Aktiengesellschaft vormals Starke & Hoffmann, Hirschberg i. Schlesien. Bewegliches Wehr mit aufgesetzter Drehklappe nach Patent (Anm. B 122 923); Zus. z. Anm. B 122 923. 3. IX. 26.  
Kl. 85 e, Gr. 3. T 33 046. Karl Trumpp, Karlsruhe-Rüppurr, Resedenweg 88. Antriebsvorrichtung für das Bodenventil eines Spülschachtes für Kanalisationsanlagen. 10. II. 27.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Massenberechnung im Eisenbetonbau auf theoretischer Grundlage. Von Fritz Büchi, Ingenieur, Winterthur. Verlag von Wilh. Ernst u. Sohn. Berlin 1929. Preis steif geheftet RM 5,60.

Bei der Ausarbeitung von Angeboten spielt die Massenaufstellung der zu veranschlagenden Leistungen eine wichtige Rolle. In erhöhtem Maße gilt dies von der Kostenberechnung von Tragwerken aller Art, bei welchen sich der Verbrauch der Baustoffe im Gegensatz zur Festsetzung der aufzuwendenden Arbeitslöhne zutreffend ermitteln läßt. Besonders für die Eisenbetonbauweise ist eine genaue Bestimmung der Massen zeitraubend und umständlich. Um schnell zum Ziele zu kommen, ist vielfach eine Schätzung auf Grund der Erfahrung nötig. Jüngeren Arbeitskräften, welche darüber nicht verfügen, soll das vorliegende Buch die erforderlichen Grundlagen zu einer möglichst genauen und raschen Erledigung dieser Arbeit für die einfachen Eisenbetontragwerke bieten. Der Verfasser bespricht in der Einleitung die verschiedenen Wege, welche bei der Massenermittlung im Eisenbetonbau eingeschlagen werden können, und zwar kommen in Frage: 1. die Anfertigung genauer Schalungs- und Bewehrungspläne für den Entwurf; 2. die Querschnittsbemessung nach statistischer Vorberechnung mittels besonderer Erfahrungswerte für den Massenbedarf und 3. die Umrechnung der Massen auf bestimmte Einheiten, z. B. je Kubikmeter Wasserinhalt bei Behältern. Die Ausführungen des Buches entsprechen der Hauptsache nach dem 2. Verfahren. Im zweiten Abschnitt werden die Bemessung und der Spannungsnachweis für die einfachsten Fälle der Beanspruchung entwickelt und hierbei die Veränderlichkeit des Wertes  $n$  (Verhältnis der Elastizitätsziffern von Beton und Eisen) berücksichtigt. Die Ergebnisse sind in mehreren Tabellen zusammengefaßt. Der dritte Teil enthält die Massenberechnung für die Bewehrung einfacher

und durchlaufender Platten und Träger. Der ausschlaggebende Einfluß des „Überlängenkoeffizienten“ wurde durch Überprüfung zahlreicher genauer Bewehrungspläne ermittelt. Ein ausführliches Beispiel (4. Abschnitt) erläutert die Anwendung der Formeln und Tabellen (5. Abschnitt).

Wer sich an Hand der entwickelten Massenberechnung mit den Formeln und Tabellen des Büchischen Werkchens vertraut macht, wird sich zweifellos die Bearbeitung von Kostenanschlägen einfacher Eisenbetontragwerke wesentlich erleichtern können. Druck und Ausstattung sind vorzüglich.  
Dr.-Ing. l'Allemand.

Das Hochwasser 1926 im Bode- und Okergebiet um die Jahreswende 1925/1926 von E. Mombert, im Odergebiet im Sommer 1926 von W. Fabian und G. Bartels, im Gebiet der mittleren Elbe im Sommer 1926, von Dr.-Ing. M. Schirmer. Berlin 1928, Ernst Siegfried Mittler und Sohn. RM 12.—, gebunden RM 15.—.

Die vorgenannten Abhandlungen sind als Besondere Mitteilungen zum Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands Bd. 5 Nr. 1 erschienen.

Die beiden ersten Untersuchungen gehen von den meteorologischen Ursachen der Hochwässer aus, schildern eingehend den Verlauf der letzteren und befassen sich mit der besonders wichtigen Bestimmung der größten sekundlichen Abflusmengen. Die dritte Abhandlung beschränkt sich auf die Besprechung des Hochwasserverlaufs, der Niederschlagsverhältnisse und den Folgen des Hochwassers. Sämtliche Abhandlungen sind durch gute Tafeln erläutert. Bei der Fülle des wiedergegebenen Beobachtungsmaterials müssen wir es uns versagen, dieses hier eingehend zu besprechen. Als von allgemeinem Interesse sei aber eine kleine Tabelle wiedergegeben über die größte

Abflussspende bei einem Katastrophenhochwasser, welche den Hochwasserentlastungsanlagen zugrunde gelegt werden soll, und die für besonders hochwassergefährliche Gebiete im Harz etwa in folgender Höhe angenommen werden kann:

Niederschlagsgebiet km <sup>2</sup>	Größte Abflussspende sl/km <sup>2</sup>
0 bis 10	3500
10 „ 25	3000
25 „ 50	2700
50 „ 75	2500
75 „ 100	2350
100 „ 125	2200
125 „ 150	2100
150 „ 175	2000

H. Engels.

Asphaltstraßen und Teerstraßen. (Bituminöse Straßenanlagen.) Von B. J. Kerkhof-Ilse. 3. erweiterte Auflage. Verlag Julius Springer, Berlin. Preis RM 1,50.

Das Buch stellt die neueste Auflage des im Jahre 1925 erstmalig erschienenen Werkes dar. Die in den 4 Jahren seit der ersten Auflage gewonnenen Erkenntnisse und Erfahrungen des neuzeitlichen Straßenbaues sind in dem Buche in vollkommener Weise behandelt. Außerdem hat das Buch nach der Seite des Teerstraßenbaues und der Emulsionen eine willkommene Erweiterung erfahren. Besonders verdient noch hervorgehoben zu werden, daß mit der Verwendung von Schlacken bei Herstellung von Sand-Asphalt und Asphalt-Beton sehr gute Erfahrungen gemacht worden sind.

Das Buch ist deshalb besonders wertvoll, weil der Verfasser Kerkhof auf eigene Feststellungen in der Bewertung der neuzeitlichen Bauarten des Straßenbaues aufbaut und zudem die gesammelten Erfahrungen des größten deutschen Straßenbauunternehmens, der Westdeutschen Wegebaugesellschaft und ihrer Schwestergesellschaften, genutzt sind, welche durch die Tätigkeit des gut geleiteten Laboratoriums in Düsseldorf unterstützt werden.

Professor Geißler-Dresden.

Deutscher Ausschuß für Technisches Schulwesen: „Maurer II“. Fortsetzung und Ergänzung des im Herbst 1928 erschienenen 1. Teiles des Maurerlehrganges. Preis RM 2,50.

Wie Teil I ist auch seine Fortsetzung aus der Praxis unter Mitarbeit aller beruflichen Kreise entstanden; sie bringt die Fortsetzung und den Ausbau des im 1. Teil behandelten Lehrstoffes. Die Anordnung ist wieder, soweit es die Lehrpraxis zuließ, von Leichtem zu Schwerem aufsteigend zusammengestellt.

Vielen Anregungen zufolge sind, wo es der Stoff erlaubte, neben der isometrischen Darstellungsweise auch noch geometrische Grundrisse oder einzelne Baukonstruktionsteile in Längs- und Querschnitten wiedergegeben, um den Lernenden an das Lesen von Zeichnungen zu gewöhnen.

Bei Wiedergabe größerer Bauteile ist die natürliche, perspektivische Darstellung bevorzugt worden mit nur skizzenhaft angedeuteten Steinverbänden. Diese Blätter können demnach auch für Wiederholung der im ersten Teil gelernten Steinverbände und zur Stellung anderer Aufgaben benutzt werden.

Auch dieser 2. Teil wird sicherlich als Berater und Erläuterer der lernenden Handwerker und Techniker gute Dienste leisten, umso mehr als die die Hauptsache des Heftes ausmachenden Abbildungen sehr klar und verständlich sind.

Dr. M. Foerster.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

### Das Verlegen von Leitungskabeln.

Am 13. Mai d. J. besichtigte die Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen eine Baustelle der Bewag in Tegel, wo die Verlegung von Leitungskabeln unter weitestmöglicher Zuhilfenahme von maschinellen Einrichtungen gezeigt wurde.

Für das Ausheben der Gräben wird ein amerikanischer Grabenbagger der Barber-Greene Co. verwandt. Bei der Vorführung wurden in der Zeit von einer halben Stunde ca. 100 m Gräben von ca. 0,70 m Tiefe und ca. 0,60 m Breite ausgehoben. Der Arbeitsvorgang verlief gleichmäßig, an Arbeitskräften waren hierbei erforderlich der Maschinist und zwei Arbeiter zum Vorlegen der Schleppbretter für das Befahren. Der Bagger hat ein Dienstgewicht von ca. 9000 kg, was einer Bodenpressung unter der Raupe von 0,6 kg/cm<sup>2</sup> entspricht.

In den südlichen Ölfeldern der USA wurden mit diesen Baggern Gräben für Rohrleitungen (1 m tief verlegt) bei einer 30 cm starken Frostschicht ausgehoben. Es wurden Leistungen in 10 Stunden bis zu 1800 m erzielt.

Im Anschluß daran wurde die Verlegung des Leitungskabels gezeigt. Es wurden ca. 600 m in 30 Minuten verlegt. Die Kabelrolle war am Anfang des Grabens zum Abrollen aufgestellt, und mit dem einen Kabelende ist das Zugseil verbunden, welches dem Lauf des Grabens folgt und dann über Leitrollen zur Trommel führt. Der Zugmechanismus ist in einem Wagen (Selbstfahrer) Konstruktion Siemens-Schuckert eingebaut. Außer dem Bedienungsmann des Verlegewagens waren noch zwei Arbeiter für die Verlegung der Kabel erforderlich. Zum Einebnen der Gräben wurde eine durch Brennstoffmotor angetriebene Handramme von 90 kg Gewicht im Betriebe vorgeführt.

### Arbeitsausschuß für das Garagenwesen bei der D. G. f. B.

In der letzten Ausschußsitzung sprach Herr Dr. Renell über seine „Reiseindrücke vom Pariser Garagenwesen“. Dieser Vortrag zeigte, wie man in Paris, wo die Wohnungsverhältnisse die gleichen wie in Berlin und auch in der Mehrzahl der deutschen Großstädte sind, der Lösung des Garagenproblems nähergekommen ist. Die Motorisierung von Paris beträgt fast das Fünffache Berlins. In Paris bestehen außer Betrieben mit 25—200 Unterstellplätzen einige Riesen- oder Palastgaragen, die teilweise 8—10geschossig 1000 und noch mehr Fahrzeugen Platz bieten.

Die Pariser Bauordnung hat gegenüber den bei uns bestehenden Vorschriften hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit der Garagen erhebliche Vorteile; sie kennt keine „Wohn- oder geschützte Gebiete“, in denen Garagenbauten verboten sind, außerdem findet man oft mehr Geschosse und nur kleine oder gar keine Höfe. Dagegen werden in den meisten Städten Deutschlands in der höchsten Bauklasse nur 5 Geschosse einschließlich Erdgeschoss und die Bebauung von nur  $\frac{1}{10}$  des Grundstückes erlaubt.

Trotz der erwähnten erheblich günstigeren Ausnutzungsmöglichkeiten sind die Einstellungsgebühren in Paris nicht niedriger als in deutschen Großstädten, insbesondere in Berlin. Die Einstellgebühr von 300 Frs. monatlich und von 15—20 Frs. täglich entspricht einem Markwert von 60—70 M. Monats- und 3—5 M. Tagesgebühren.

In den Pariser Garagen überwiegt die Hallenunterstellung bei weitem, dagegen herrscht in Deutschland das Boxensystem vor. Für den Nachteil, der sich hieraus ergibt, sprechen folgende Zahlen pro Normalboxe in Deutschland 40—50 m<sup>2</sup> und auf einem Hallenunterstellplatz 18—25 m<sup>2</sup>.

Im Anschluß daran berichtete Herr Direktor Neubrand über „Die neue Garage des Stadtfuhrparkes Berlin“.

Der Stadtfuhrpark umfaßt die für die zentrale Verwaltung und für die Bezirke 1—6 vorhandenen Personen- und Lastkraftwagen. Für diese Fahrzeuge wurde im Jahre 1927 auf dem Grundstück Stralauer Platz eine Garage erbaut. Die auf dem 6250 m<sup>2</sup> großen Grundstück aufgeführten Bauten haben eine Bodenfläche von: Garage 1700 m<sup>2</sup>, Gerätelager 175 m<sup>2</sup> und das Verwaltungsgebäude 910 m<sup>2</sup>. Es verbleibt ein Hofraum von 3465 m<sup>2</sup>. Ausgebaut sind bisher das Erd- und Kellergeschoß. Der Garagenbau ist 62 m lang und 28 m tief und ist aus Eisenbeton nach dem Gußverfahren hergestellt. Bei der Bemessung der Fundamente und Pfeiler ist eine spätere Aufstockung um zwei Geschosse berücksichtigt. Im Erdgeschoss ist zwischen zwei Pfeilerreihen die Betriebswerkstatt eingerichtet.

Der weitere Ausbau des Garagengebäudes ist so gedacht, daß die Keller für die Aufnahme der Personenkraftwagen hergerichtet werden; wozu die Einfahrt durch eine einzubauende Rampe erfolgen würde. Die Zufahrt zu dem ersten aufzusetzenden Obergeschoss, welches als Garage dienen würde, wird über eine von der Schillingbrücke ausgehende Rampe erfolgen. Das zweite hinzukommende Obergeschoss wird die Betriebswerkstatt, welche sich jetzt im Erdgeschoss befindet, aufnehmen. Die Zuführung der Wagen geschieht durch einzubauende Fahrstühle.

Die Heizung erfolgt durch eine zentrale Warmwasserpumpenheizung. Die gleichmäßige Erwärmung der Räume wird erreicht ohne die Bodenfläche durch Heizkörper zu verbauen, indem die Luft aus der Garage durch elektrisch angetriebene Ventilatoren angesaugt und über entsprechende Heizkörper wieder hineingedrückt wird.

Auf dem Hofe sind drei unterirdisch gelagerte Tanks von je 20000 l Inhalt vorhanden. Die Beförderung des Brennstoffes nach den Zapfstellen erfolgt durch eine elektrische Pumpe.

Der Ausschuß nahm anschließend zu einer Einladung des Reichsverkehrsministeriums, zur Vereinheitlichung der Polizeiverordnungen für Garagen innerhalb des Deutschen Reiches Stellung und kam überein, die Bestrebung durch tätige Mitarbeit zu unterstützen. Zur Teilnahme an den Beratungen wurden Ausschußmitglieder abgeordnet.