

DIE TRAGFÄHIGKEIT VON BALKEN AUS BAUSTAHL BEI BELIEBIG OFT WIEDERHOLTER BELASTUNG.

Von Prof. Dr. techn. Josef Fritsche, Prag, Deutsche Technische Hochschule.

Die in einer früheren Arbeit¹ berechnete Tragfähigkeit P_T von Stahlbalken bezog sich auf einmalige, statische Belastung bis zum Bruche. Zu einer rechnungsmäßigen Erfassung der Bruchlast führte die Erscheinung, daß sich durch das Fließen eine nahezu rechteckige Spannungsverteilung über Zug- und Druckteil des Querschnittes ausbildet, die bei wachsender Belastung keiner weiteren Steigerung mehr fähig ist, so daß, wenn man zunächst von der Verfestigung absieht, wachsende Formänderungen ohne Arbeitsleistung vor sich gehen können. Die Last P_T , bei der diese rechteckige Spannungsverteilung nach

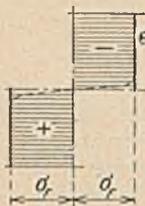


Abb. 1.

Abb. 1 auftritt, konnte demnach als Bruchlast bezeichnet werden, weil einer Überschreitung von P_T das Auftreten einer Labilität der Gleichgewichtslage und das Einsetzen eines dynamischen oder reinen Fließvorganges entspricht, der erst durch die Verfestigung zum Stillstand kommen könnte. In der erwähnten Arbeit ist gezeigt worden, daß der Balken bei Randfaserdehnungen von $\varepsilon = 4-5\%$ bereits in sehr gefährliche Nähe dieser Instabilität der Gleichgewichtslage gelangt.

Daß es aber bei der dünnwandigen Querschnittsausgestaltung des Eisenbaues zur Verfestigung gar nicht kommen kann, folgt daraus, daß die nahezu gleichmäßige Spannungsverteilung über den Druckteil des Querschnittes Verhältnisse schafft, wie sie von der Knickung her gut bekannt sind, die ein Falten des Flansches oder ein Kippen des Steges im Querschnitt herbeiführen müssen. Nur volle Querschnittsformen, wie z. B. der Rechteckquerschnitt oder Peiner Träger von gleicher Breite und Höhe und andere niedrige, breit- und dickflanschige Querschnittsformen (Burbach I), können vielleicht diese Labilität der Gleichgewichtslage überwinden und durch Verfestigung zur neuen Stabilität derselben gelangen. Auch bei der Knickung ist, wieder abgesehen etwa vom Rechteckquerschnitt, die Knickspannung über die Fließgrenze hinaus nicht zu steigern, und der neuerlich ansteigende Ast der Kármánschen Knickspannungslinie ist sehr unwahrscheinlich; er wäre nur bei solchen Stahlsorten zu verstehen, bei denen die Verfestigung so früh einsetzt, daß von einem eigentlichen Fließen nicht gesprochen werden kann. Tatsächlich erstreckt sich bei den im Bauwesen verwendeten Stahlsorten das Fließen über den Formänderungsbereich von $\varepsilon = 2\%$ angefangen bis mindestens 8% . Daß die Knickspannung $\sigma_K \leq \sigma_F$, bestätigen auch die Versuche, die im Auftrage des Deutschen Stahlbauverbandes von Prof. W. Rein², Breslau, veranlaßt und eingeleitet wurden und die auch bei einem Schlankheitsverhältnis von $\lambda = 20$ eine wesentliche Steigerung der Knickspannung über die Fließgrenze σ_F nicht erkennen ließen; die geringe Erhöhung von 3 bis 6% erklärt sich leichter aus Schwankungen in der Höhenlage der Fließgrenze.

Im übrigen können diese Versuche als eine neuerliche, sehr gute Bestätigung über die Zulässigkeit der Annahme des ideal plastischen Körpers zur Beschreibung von Formänderungen

unserer Bauwerke aus Stahl angesehen werden; der ideal plastische Körper verlangt eine Knicklinie $\sigma_K(\lambda)$, die bis zu σ_F der Eulerschen Gleichung folgt, von da an muß $\sigma_K(\lambda) = \sigma_F$ sein, eine Forderung, die durch die Reinschen Versuche³ weitgehend bestätigt erscheint.

Aus diesen Überlegungen folgt daher, daß die Bruchspannung σ_B des Stahles auf die Tragfähigkeit des Balkens bei den üblichen Querschnittsformen gar keinen Einfluß haben und man daher nicht davon sprechen kann, daß in der Verfestigung desselben eine überschüssige Sicherheit, eine Sicherheitsreserve, gegeben ist. Es kann bei der Biegung im wesentlichen zu einer Verfestigung nicht kommen, da vorher der Bruch durch die durch das Fließen bedingten Instabilitätserscheinungen herbeigeführt wird; es sollte ebenso davon abgesehen werden, die Bruchfestigkeit σ_B in irgendeinen Zusammenhang mit der Sicherheitsfrage bei der Biegung zu bringen, wie man dies bei reinen Druck beanspruchten Baugliedern zu tun gewohnt ist; dort tritt selbstverständlich an die Stelle von σ_B die Knickspannung σ_K .

Die Verwandtschaft mit ähnlichen Erscheinungen beim idealen Fachwerk ist offensichtlich; während in gezogenen Stäben nach Abschluß des Fließvorganges wieder ein Ansteigen der inneren Spannungen bis zur Bruchspannung σ_B erfolgen kann, ist in gedrückten Stäben die Spannung durch die Knickfestigkeit begrenzt, so daß also bei Bemessung aller Stäbe nach einem gleichen Bruchteil von σ_B die Instabilität des Druckgurtes für das Tragvermögen des Fachwerkes entscheidend wäre. Erst

die Bemessung gedrückter Stäbe mit der Knickspannung $\sigma_K = \frac{\sigma_B}{\omega}$ ermöglicht überhaupt das Auftreten von Spannungen $\sigma > \sigma_F$ in gezogenen Stäben. Eine Übertragung dieser Verhältnisse auf die Biegung würde verlangen, den Obergurt des gebogenen Balkens nur auf einen Teil der zulässigen Zugspannung zu bemessen, im gedrückten Gurt ebenso wie bei der Knickung eine Art Abminderungszahl zu benutzen.

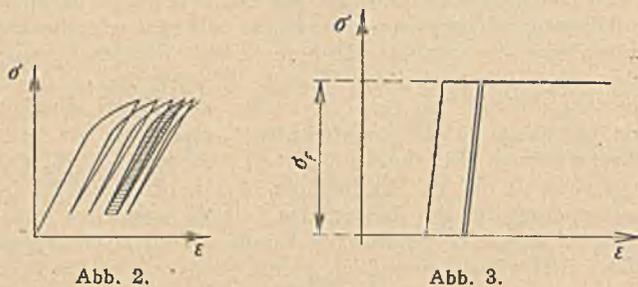
Bei wiederholter Belastung kann natürlich die Tragfähigkeit nur dadurch gekennzeichnet sein, daß dadurch keine neuen bleibenden Formänderungen auftreten, so daß der Formänderungsvorgang rein elastisch verläuft; denn das Auftreten bleibender Formänderungen bei jeder Wiederholung der Belastung führt zur allmählichen Erschöpfung der Formänderungsfähigkeit und damit zum Ermüdungsbruche. Dadurch wäre zunächst die Tragfähigkeit bei wiederholter Belastung damit begrenzt, daß die Größtspannung die Proportionalitätsgrenze σ_p nicht überschreiten darf. Jede Überprüfung der Frage, ob eine dauernde Tragfähigkeit auch bei Überschreitung von σ_p möglich ist, muß zunächst auf die bekannten Versuchsergebnisse von Bauschinger³ verweisen, die ein Bild über das Verhalten unserer Baustähle unter einachsiger Beanspruchung geben, wenn sie nicht erstmalig bis zum Bruch, sondern durch eine beliebig große Folge von Be- und Entlastungen beansprucht werden, die unterhalb der statischen Bruchlast liegen. Für den Ingenieur steht natürlich die Frage nach den Grenzen der Zug- bzw. Druckkraft, die auch bei einer unendlich großen Folge von Be- und Entlastungen ohne Bruch ertragen werden, im Vordergrund des

¹ Fritsche. Die Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens. Der Bauingenieur 1930, Heft 49-51.

² W. Rein, Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für verschiedene Baustähle; Heft 4 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, Verlag J. Springer, Berlin 1930.

³ Bauschinger. Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der technischen Hochschule in München 1886, Heft XIII.

Interesses. Zusammengehörige obere und untere Grenze dieser Last wird bekanntlich als Dauerfestigkeit bezeichnet, deren wichtigste Sonderfälle die Ursprungsfestigkeit mit der unteren Grenze Null und die Schwingungsfestigkeit mit zahlenmäßig gleicher, aber der Richtung nach entgegengesetzter oberer und unterer Grenze vorstellen. Die wichtigste Baustoffeigenschaft, die in den Gesetzen von Bauschinger zum Ausdruck kommt, und die erst eine Dauerfestigkeit bei Verformungen im elastisch-plastischen Gebiete möglich und verständlich macht, bezieht sich auf die Hebung der Elastizitätsgrenze bei Belastungen unterhalb der Fließgrenze und besteht darin, daß durch aufeinanderfolgende Belastungen mit dem gleichen Höchstwerte die Elastizitätsgrenze bis zu diesem Werte gehoben werden kann, so daß der zugehörige Verformungsvorgang schließlich rein elastisch verläuft. Gekennzeichnet wird diese Eigenschaft dadurch, daß die Fläche zwischen einer Be- und Entlastungslinie im Schaubild der Spannungs-Dehnungs-Linie, die sogenannte Hysteresisschleife (Abb. 2), bei Wiederholung der Belastung der Grenze Null zustrebt. Bei Belastungen über die Fließgrenze hinaus bleibt die Hysteresisschleife unten offen, so daß jeder neue Belastungsvor-



gang neue bleibende Formänderungen bewirkt und damit schließlich den Bruch auslöst. Demnach ist nach Bauschinger eine Hebung der Elastizitätsgrenze nur bis zur Fließgrenze möglich, die Ursprungsfestigkeit fällt also nahezu mit der Fließgrenze σ_F zusammen. Ist die Elastizitätsgrenze bis zur Fließgrenze gehoben, erfolgt jeder Verformungsvorgang bis zu Beanspruchungen σ_F rein elastisch (Abb. 3); eine Entlastungslinie mit der darauf folgenden Belastungslinie ist durch zwei parallele Gerade dargestellt. Beim Versuch einer Steigerung der Spannung über σ_F hinaus setzt, solange die gesamte Dehnung kleiner ist als die beim Verfestigungsbeginn, der reine Fließvorgang ein; d. h. der Baustoff verhält sich nun so, daß er der Prandtl'schen Annahme des ideal plastischen Körpers vollständig entspricht. Da es nach den unter Fußnote 2 angeführten Versuchen nichts Ungewöhnliches ist, daß der Verfestigungsbeginn erst bei $\epsilon = 15\%$ bis $\epsilon = 20\%$ einsetzt und die allerdings nicht genau bekannte Gesamtdehnung, die bis zum Abschluß der Hebung der Elastizitätsgrenze verbraucht wird, sicher wesentlich niedriger liegt, bleibt noch genügend Spielraum zum ideal plastischen Verhalten. Neue Versuche von M. Grüning⁴ zeigen allerdings, daß bei Zug oder Druck die Elastizitätsgrenze und damit die Ursprungsfestigkeit auch beträchtlich über die Fließgrenze hinaus gehoben werden kann, doch ist dies für die Untersuchung der Biegungsfrage ohne Bedeutung.

Eine Erklärung dieses Verhaltens der Baustähle ist einer Beobachtung von Nádai⁵ zu entnehmen, der bemerkte, daß für einen Stahl derselben Körnung und Härte die Elastizitätsgrenze um so näher der Fließgrenze liegt, je homogener er ist und je störungsfreier demnach der Spannungszustand in ihm erzeugt werden kann. Bei der Verformung werden sich die einzelnen Kristallite gegenseitig beeinflussen und hindern, so daß bleibende Verformungen derselben entstehen, die beim Entlastungsvorgang im Körper zurückbleibende Eigenspannungen bewirken; diese Eigenspannungen können nun, wie durch die folgenden Betrachtungen noch deutlicher werden wird, diese Hebung der Elastizitätsgrenze vortauschen. Zu beachten ist noch, daß das Auftreten dieser Eigenspannungen ohne äußere Einwirkung, lediglich durch innere Hemmungen beim Entlastungsvorgang erzwingen wird.

⁴ Grüning, Bericht über die II. internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau, Seite 263. J. Springer, Wien 1929.
⁵ Nádai, Beobachtung der Gleitflächenbildung an plastischen Stoffen, Proceed. Delft 1924.

tungen noch deutlicher werden wird, diese Hebung der Elastizitätsgrenze vortauschen. Zu beachten ist noch, daß das Auftreten dieser Eigenspannungen ohne äußere Einwirkung, lediglich durch innere Hemmungen beim Entlastungsvorgang erzwingen wird.

Nachdem die Gesetze von Bauschinger durch neuere Versuche in ihren Einzelheiten Klärungen und Richtigstellungen erfahren haben, ermöglichen sie, die Dauerfestigkeit unserer Baustähle allerdings nur bei einachsiger Beanspruchung ziemlich eindeutig zu erfassen. Einer Arbeit von O. Graf⁶, Stuttgart, ist die Darstellung der Dauerfestigkeit in Abb. 4 für vergütete Stähle auf Grund der Versuche von Moore entnommen; mit σ_U ist die Ursprungsfestigkeit, mit σ_S die Schwingungsfestigkeit bezeichnet.

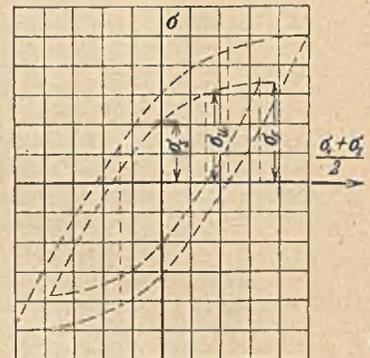


Abb. 4.

Die Frage, wie diese Ergebnisse aus Zugversuchen auf den Fall der Balkenbiegung bei wiederholter Belastung übertragen werden können, ist eigentlich nur durch Versuche befriedigend zu beantworten; rein theoretische Überlegungen sind nicht ganz beweiskräftig. Doch kann ohne Zweifel erschlossen werden, daß bei der Biegung eine Hebung der Ursprungsfestigkeit über die Fließgrenze hinaus bei den üblichen Querschnittsformen nicht möglich sein kann, da schon der erste Versuch, durch Steigerung der Belastung die Spannung über die Fließgrenze hinauszubringen, bei der dünnwandigen Querschnittsbildung unserer Stahlkonstruktionen im gedrückten Teile des Querschnittes mit Rücksicht auf die Labilität der Gleichgewichtslage Faltungen der Flansche oder Kippen der Stege auslösen muß.

Es ist aber zum mindesten nicht ohne Interesse, zu erfahren, was zunächst theoretische Überlegungen zur Erfassung der Dauerfestigkeit von auf Biegung beanspruchten Stäben beitragen, wobei man allerdings, um rechnen zu können, den Baustoff als ideal plastisch voraussetzen muß; es soll später noch geprüft werden, wie sich die tatsächlichen Abweichungen von diesem idealisierten Verhalten des Baustoffes bemerkbar machen können. Wie in der bereits früher erwähnten Arbeit¹ für den Belastungsvorgang soll nun auch für den Entlastungsvorgang die Bernoullische Annahme über das Ebenbleiben der Querschnitte der Betrachtung zugrunde gelegt werden. Denkt man an den einfachsten Belastungsfall P in der Feldmitte eines freiaufliegenden Trägers und bezeichnet man mit P_F die Belastung, bei der die Randspannung den Wert σ_F gerade erreicht hat, mit P_T die statische Bruchlast, so bildet sich bei der ersten Belastung $P_F < P < P_T$ ein Fließgebiet nach Abb. 5 aus; dieses Fließgebiet

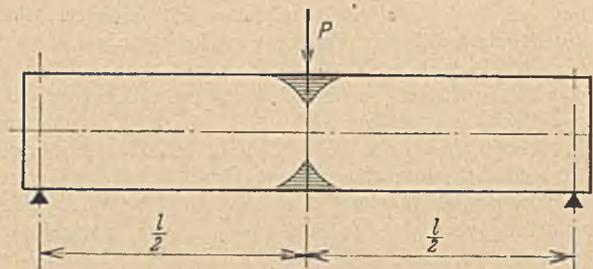


Abb. 5.

ist zwischen große, rein elastisch verformte Teile des Balkens eingeschaltet, für die die Bernoullische Annahme auch für den Entlastungsvorgang durch die Erfahrung gut bestätigt ist. Es liegt nun der Schluß nahe, daß der Entlastungsvorgang in den weitaus überwiegenden, rein elastisch verformten Teilen den bleibend verformten Gebieten seine Gesetzmäßigkeiten aufzwingen

⁶ Graf, Über die Elastizität der Baustoffe, Die Bautechnik 1926.

wird und nicht vielleicht umgekehrt. Denkt man sich eine Reihe von Stabelementen von der Länge l (Abb. 6 a), denen bei der ersten Belastung eine Randfaserdehnung $\Delta > \Delta_F$ zugeordnet war, aus ihrem Zusammenhange gelöst, so sind diese, wenn man sich den Entlastungsvorgang so vorstellt, daß nur die elastischen Teile der Verformung zurückgehen, die plastischen nicht, nach der Entlastung nicht mehr zusammenzufügen; der Zusammenhang des Balkens muß aber unter allen Umständen gewahrt bleiben. Die einfachste Möglichkeit zur Erfüllung dieser notwendigen Forderung ist nun jedenfalls die, das Zusammenpassen der bleibend verformten Stabelemente durch Einebnen der Querschnitte zu erreichen, ein Vorgang, der zur Übertragung der Bernoullischen Annahme auf den Entlastungsvorgang führt.

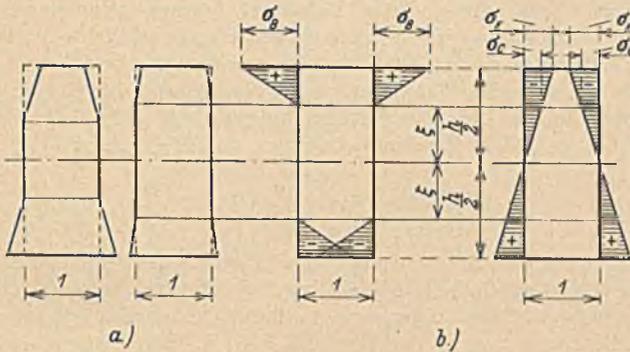


Abb. 6.

**A. Die bei der Entlastung entstehenden Eigen-
spannungen.**

Dieses Einebnen der plastisch verformten Stabelemente kann durch eine an denselben anzubringende Längsspannungsverteilung erreicht werden, deren auf die Stabachse bezogenes statisches Moment M_i mit Rücksicht auf die Gleichgewichtsbedingung $M_i = M_a$ gleich Null sein muß, da dem entlasteten Balken überall $M_a = 0$ entspricht. Eine resultierende Längskraft kommt nicht erst in Frage. Kennzeichnet man die lediglich zum Einebnen notwendige Längsspannungsverteilung durch die Randspannung σ_R (Abb. 6 b), die im Bereiche der verkürzten Fasern Zug, in dem der verlängerten Fasern Druck bedeutet, so sieht man sofort, daß der Bedingung $M_i = 0$ nur unter der Vorstellung entsprochen werden kann, daß wieder unter Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte eine elastische Verformung des Stabelementes erhalten bleibt, zu der notwendigerweise eine lineare Spannungsverteilung mit dem Randwerte σ_F gehört; das Maß der zurückbleibenden Verformung ist durch die Summe der Randfaserdehnungen $\bar{\Delta}$ festgelegt (Abb. 7). Es ist mit den Bezeichnungen der Abb. 6 a für den Rechteckquerschnitt

$$M_i = 2 \left\{ \frac{1}{2} \sigma_F \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{3} - \frac{1}{2} \sigma_R \left(\frac{h}{2} - \zeta \right) \left[\zeta + \frac{2}{3} \left(\frac{h}{2} - \zeta \right) \right] \right\} = 0;$$

daraus folgt

$$\sigma_F = \sigma_R \left[1 - \frac{\zeta}{h} \left(1 + \frac{2\zeta}{h} \right) \right].$$

Da nun mit Rücksicht auf das Einebnen des Querschnittes, vorausgesetzt daß $\sigma_R < \sigma_F$ ist,

$$\sigma_R = \frac{\Delta - \Delta_F}{2} E,$$

wobei in der Größe Δ das Maß der Verformung bei der ersten Belastung zum Ausdruck kommt, und da die Bernoullische Annahme für den ersten Belastungsvorgang

$$\frac{\zeta}{h} = \frac{\Delta_F}{2\Delta}$$

verlangt, ergibt sich

$$(1) \quad \sigma_F = \frac{\sigma_F}{2} \cdot \frac{\Delta - \Delta_F}{2} \left[2 - \frac{\Delta_F}{\Delta} \left(1 + \frac{\Delta_F}{\Delta} \right) \right].$$

Die Randspannung der tatsächlichen Spannungsverteilung, die die Gleichgewichtsbedingung $M_i = 0$ befriedigt und das Einebnen des Querschnittes ermöglicht, ist folglich (Abb. 7)

$$(2) \quad \sigma_R = \sigma_H - \sigma_K = \frac{\sigma_F}{2} \left[1 - \left(\frac{\Delta_F}{\Delta} \right)^2 \right].$$

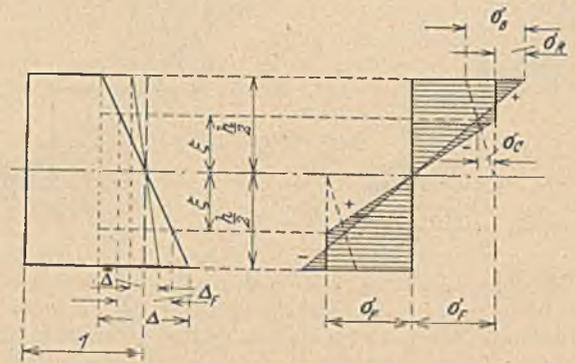


Abb. 7.

Außer der Randspannung σ_R ist noch die Spannung σ_C an der Grenze des bleibend verformten Gebietes von Bedeutung; sie berechnet sich mit

$$(3) \quad \sigma_C = \sigma_F \frac{2\zeta}{h} = \frac{\sigma_F}{2} \left(1 - \frac{\Delta_F}{\Delta} \right) \left[2 - \frac{\Delta_F}{\Delta} \left(1 + \frac{\Delta_F}{\Delta} \right) \right].$$

Dieser Spannungsrechnung dürfte das Hookesche Gesetz so lange zugrunde gelegt werden, als $\sigma_R \leq \sigma_F$ und $\sigma_C \leq \sigma_F$; wie man aus der Betrachtung der Gl. (2) und (3) erkennt, ist diese Bedingung stets erfüllt, da auch für $\Delta = \infty$ die Spannungen

$$\sigma_R = \frac{\sigma_F}{2} \quad \text{und} \quad \sigma_C = \sigma_F \quad \text{werden. Natürlich ergibt sich für } \Delta = \Delta_F$$

die Randspannung $\sigma_R = 0$ und ebenso $\sigma_C = 0$. Die Spannungsverteilung der Abb. 7 hat, da sie zu ihrem Bestehen keiner äußeren Kräfte bedarf, die Bedeutung einer Eigenspannung.

Steigert man die Belastung P bis zur Grenze der Tragfähigkeit, bei der das Gleichgewicht zwischen äußeren Kräften und inneren Spannungen labil wird, ist dort, wo die Plastizitätsbedingung $M_a = M_F = \sigma_F T$ den Spannungszustand bestimmt, wobei für das I-Profil $T = \frac{I}{4} [b h^2 - (b-d) h_1^2]$, für den

Rechteckquerschnitt $T = \frac{I}{4} b h^2$ ist, $\Delta = \infty$, und damit er-

geben die Gl. (2) und (3) einen nach der Entlastung zurückbleibenden Eigenspannungsverlauf, wie er in Abb. 8 dargestellt ist. Diese Spannungsverteilung bei $\Delta = \infty$ stellt die Größtwerte der Eigenspannungen vor, die durch den Entlastungsvorgang überhaupt entstehen können; eine weitere Steigerung ist nicht mehr möglich, und der reine Fließvorgang, der bei einer Überschreitung von P_T einsetzt, erzwingt keine Eigenspannungen mehr.

Die bleibende Verformung des Stabelementes von der Länge l , ausgedrückt durch die Summe der Randfaserdehnungen $\bar{\Delta}$, berechnet sich mit

$$(4) \quad \bar{\Delta} = \frac{2\sigma_F}{E} = \frac{\Delta - \Delta_F}{2} \left[2 - \frac{\Delta_F}{\Delta} \left(1 + \frac{\Delta_F}{\Delta} \right) \right];$$

da Δ die bei der ersten Belastung auftretende Randfaserdehnung war, ist damit jedem Belastungswerte Δ ein Entlastungswert $\bar{\Delta}$ zugeordnet. Man kann damit nun die Form der Stabachse des entlasteten Balkens berechnen; in rein elastisch verformten Stabteilen bleibt sie selbstverständlich gerade, in elastisch-plastisch verformten bleibt eine Winkeländerung des Stabelementes von der Länge dx vom Betrage $\frac{\bar{\Delta}}{h} dx$ erhalten.

Im entlasteten Balken besteht nun mit Rücksicht auf die Eigenspannungen am oberen Rande eine Zugspannung σ_R , am unteren eine gleich große Druckspannung und damit erscheint

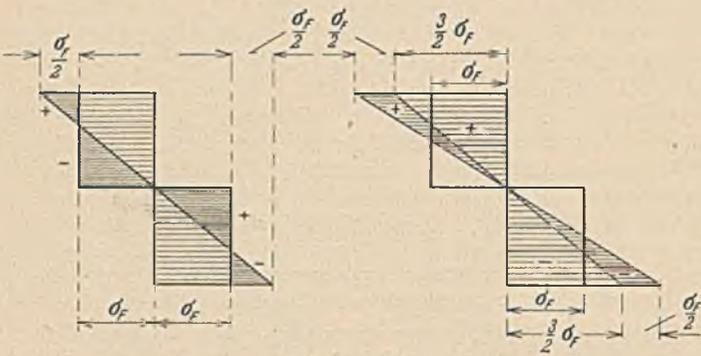


Abb. 8.

für den Rand bei einer neuerlichen zweiten Belastung die Fließgrenze auf

$$(5) \quad \sigma_F + \sigma_R = \frac{3}{2} \sigma_F \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\Delta_F}{\Delta} \right)^2 \right]$$

gehoben, da erst bei Überschreitung dieser Spannung neue bleibende Formänderungen am Rande auftreten können. Wenn man aber den Verlauf der Eigenspannungen beobachtet, so erkennt man, daß für die zweite Belastung die Fließgrenze nicht mehr zuerst am Rande erreicht wird, sondern an den Grenzen der bleibend verformten Gebiete, da dort eine Eigenspannung vorhanden ist, die mit der durch die zweite Belastung entstehenden Spannung gleich gerichtet ist, so daß dort die Fließgrenze mit σ_F erhalten bleibt. Durch eine zweite Belastung kann daher dort die Spannung nur mehr um den Betrag

$$\sigma_F - \sigma_C = \frac{3}{2} \sigma_F \frac{\Delta_F}{\Delta} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\Delta_F}{\Delta} \right)^2 \right]$$

erhöht werden, wenn nicht neue bleibende Formänderungen auftreten sollen. Da der zweite Formänderungsvorgang rein elastisch verlaufen muß, entspricht ihm eine Randspannung von

$$(6) \quad \sigma_A = \frac{h}{2\zeta} (\sigma_F - \sigma_C) = \frac{3}{2} \sigma_F \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\Delta_F}{\Delta} \right)^2 \right] = \sigma_F + \sigma_R,$$

das ist aber gerade der Betrag, auf den die Fließgrenze am Rande gehoben erscheint (Abb. 9 a). Bezeichnet man für die zweite Be-

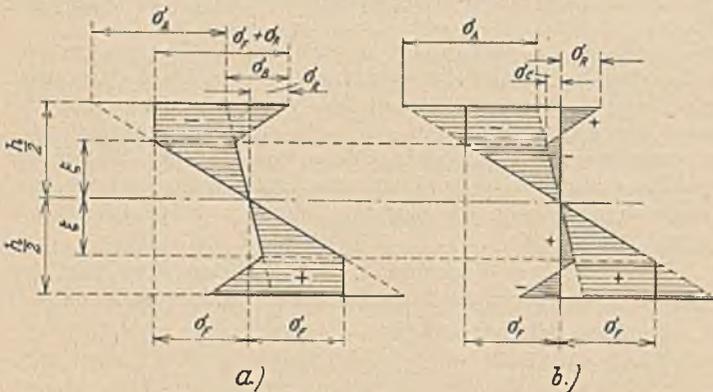


Abb. 9.

lastung die Größe des Momentes M_a , bis zu dem der Verformungsvorgang rein elastisch verläuft, mit M_{F_1} , dann ergibt sich mit (9) nach Abb. 9 b

$$(7) \quad \left\{ \begin{aligned} M_{F_1} &= \frac{1}{6} b h^2 \sigma_A = \sigma_F \frac{b h^2}{4} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\Delta_F}{\Delta} \right)^2 \right] \\ &= \frac{3}{2} M_F \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\Delta_F}{\Delta} \right)^2 \right], \end{aligned} \right.$$

worin M_F der Wert des Momentes der inneren Spannungen war, bis zu dem die Verformung bei der ersten Belastung rein elastisch verlaufen ist. Da nach Gl. (4) der bereits erwähnten Arbeit

$$M_a = \frac{3}{2} M_F \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\Delta_F}{\Delta} \right)^2 \right],$$

ist M_{F_1} genau gleich dem Werte M_a , mit dem erstmalig belastet wurde. Es ist also

$$(8) \quad M_{F_1} = M_a,$$

d. h. bei der zweiten Belastung verläuft der Formänderungsvorgang bis zum Werte M_a , wobei $M_F < M_a < M_T$, rein elastisch; die Elastizitätsgrenze hat sich bis zum Betrage M_a gehoben. Durch Wiederholung dieser Belastung kommt keine neue bleibende Verformung hinzu, so daß auch eine unendlich oft wiederholte Belastung nicht den Bruch des Balkens herbeiführen kann. Vom theoretischen Standpunkte ist die Hebung der Elastizitätsgrenze durch die Plastizitätsbedingung $M_a = \sigma_F T$ begrenzt; die Gl. (7) liefert für den Größtwert von M_{F_1} mit $\Delta = \infty$

$$(9) \quad \max M_{F_1} = \sigma_F \frac{b h^2}{4} = \sigma_F T = M_T.$$

Man erhält bei Betrachtung der Balkenbiegung eine ganz ähnliche Gesetzmäßigkeit, wie sie bei Zugbeanspruchung durch die Gesetze von Bauschinger zum Ausdruck gekommen ist; nur tritt an die Stelle von σ_F der Wert $M_T = \sigma_F T$. Ein Unterschied besteht nur darin, daß die Theorie der Biegung die Hebung der Elastizitätsgrenze von M_F auf M_{F_1} bereits durch die erste Entlastung fordert, während bei Zug eine größere Anzahl von Wiederholungen des Be- und Entlastungsvorganges notwendig ist, nach Versuchen von Grüning⁴ etwa 15 Wiederholungen, um den Formänderungsvorgang rein elastisch zu machen. Man erkennt deutlich, daß die Hebung der Elastizitätsgrenze durch die bei der Entlastung entstehenden Eigenspannungen nur vorgetäuscht wird; jedenfalls liegen auch bei der reinen Zugbeanspruchung die Verhältnisse ganz ähnlich. Daß aber bei Biegung die Erzeugung der Eigenspannungen und damit die Hebung der Elastizitätsgrenze viel rascher erfolgt als bei reinem Zug, folgt daraus, daß der Entlastungsvorgang bei der Biegung nicht so frei und unbehindert vor sich gehen kann wie bei Zugbeanspruchung, da die überwiegenden, rein elastisch verformten Teile des Balkens einen nicht unbeträchtlichen Zwang auf die plastisch verformten Gebiete ausüben, ein Zwang, der bei reinem Zug wegfällt, da der Entlastungsvorgang der einzelnen Stabelemente gegenseitig unbehindert vor sich gehen kann.

B. Der einfache Balken.

Die statische Tragfähigkeit des einfachen Balkens, das ist die Tragfähigkeit bei einmaliger Belastung, ist erreicht, wenn $\max M_a = M_T = \sigma_F T$; im Bereiche $M_F < M_a \leq M_T$ treten in den einzelnen Stabelementen durch den Entlastungsvorgang Eigenspannungen auf, die ein Heben der Elastizitätsgrenze von M_F auf M_{F_1} vortäuschen, so daß bei der zweiten Belastung der Verformungsvorgang rein elastisch verläuft. Bezeichnet man jene Last, die nicht überschritten werden darf, damit eine Wiederholung der Belastung neue bleibende Formänderungen nicht hervorruft, als dauernde Tragfähigkeit P_D , so folgt, daß für den einfachen Balken und damit für alle statisch bestimmten Tragwerke

$$(10) \quad P_D = P_T$$

sein muß, da sich bei der ersten Belastung mit P_T so große Eigenspannungen entwickeln, daß auch bei der zweiten die Verformung noch rein elastisch verlaufen könnte. Tatsächlich wird natürlich bereits ein Herankommen an die statische Tragfähigkeit P_T mit Rücksicht auf die Stabilitätsgefahr und nicht auszuschließende Schwingungserscheinungen auch bei langsamen Aufeinanderfolgen von Be- und Entlastung die dauernde Tragfähigkeit begrenzen, so daß die Last P_T nur eine theoretische obere Grenze für die dauernde Tragfähigkeit vorstellt.

Mit Zuhilfenahme der Gl. (4) kann man auch die bei der Entlastung im Balken zurückbleibende Durchbiegung \bar{y} berechnen. In elastisch-plastisch verbogenen Stabelementen bleibt eine Winkeländerung vom Betrage $\frac{\bar{d}}{h} dx$ zurück und es ist damit

$$(11) \quad \frac{d^2 \bar{y}}{dx^2} = - \frac{\bar{d}}{h};$$

eine Berechnung von \bar{y} erfordert natürlich noch die richtige Berücksichtigung der Randbedingungen. Die genauere Betrachtung zeigt jedoch noch andere Zusammenhänge. Für den Rechteckquerschnitt war, wenn man mit M_a das Moment der äußeren Kräfte bezeichnete, bei der ersten Belastung

$$\frac{d_F}{d} = \sqrt{3 - \frac{2 M_a}{M_F}}$$

wobei $M_F = E J \frac{d_F}{h}$ ist; damit wird

$$(12) \quad \frac{\bar{d}}{d_F} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{\sqrt{3 - \frac{2 M_a}{M_F}}} - 1 \right) \left[2 - \left(\sqrt{3 - \frac{2 M_a}{M_F}} \right) \left(1 + \sqrt{3 - \frac{2 M_a}{M_F}} \right) \right] = \frac{1}{\sqrt{3 - \frac{2 M_a}{M_F}}} - \frac{M_a}{M_F}$$

Nun ist

$$(13) \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{\bar{d}}{h} = - \frac{M_F}{E J} \cdot \frac{1}{\sqrt{3 - \frac{2 M_a}{M_F}}} + \frac{M_a}{E J}$$

Durch

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{M_F}{E J} \cdot \frac{1}{\sqrt{3 - \frac{2 M_a}{M_F}}}$$

waren aber die gesamten Durchbiegungen bei der ersten Belastung im Bereich elastisch-plastischer Verformung bestimmt;

$$\frac{d^2 y_E}{dx^2} = - \frac{M_a}{E J}$$

legt bei denselben Randbedingungen Durchbiegungen y_E fest, wenn bis zur Belastung P das Hookesche Gesetz in allen Stabteilen unbeschränkt Gültigkeit behalten hätte. Nach (13) bestimmen sich daher die bleibenden Durchbiegungen \bar{y} , wenn man von den gesamten Durchbiegungen der ersten Belastung die Durchbiegung y_E des Balkens abzieht. Der Nachweis für diese Beziehung ist hier nur für den rechteckigen Balkenquerschnitt unmittelbar geliefert, das Ergebnis darf wohl auch auf andere Querschnittsformen ohne weiteres übertragen werden.

Für den Belastungsfall P in der Balkenmitte und unter Voraussetzung rechteckigen Querschnittes berechnet sich mit Berücksichtigung der Gl. (18) der bereits früher erwähnten Arbeit¹

$$(14) \quad \bar{y} \left(\frac{l}{2} \right) = \frac{M_F^3}{3 P^2 E J} \left[20 - \left(12 + \frac{P l}{M_F} \right) \sqrt{3 - \frac{P l}{2 M_F}} \right] - \frac{P l^3}{48 E J}$$

In der Abb. 10 ist für den Versuchsbalken von Eugen Meyer⁷ der Wert der Durchbiegung in der Balkenmitte nach Gl. (14) in Abhängigkeit von der Last P aufgetragen. Die Verlängerung der Geraden, die im Bereiche rein elastischer Formänderungen gilt, spaltet die gesamten Durchbiegungen in elastische, die bei der Entlastung zurückgehen, und in bleibende, die eine Krümmung des entlasteten Balken verursachen. Es zeigt sich eine genaue Übereinstimmung mit dem sogenannten Brikschen Gesetz, das bei einachsigen Spannungszuständen in derselben Weise eine Trennung der gesamten Dehnung in einen elastischen und einen plastischen Teil ermöglicht.

C. Statisch unbestimmte Tragwerke.

Bei statisch unbestimmten Tragwerken ist die statische Tragfähigkeit P_T erst dann erschöpft, wenn an einzelnen Stellen derselben rein plastische Verformungen eingetreten sind; diese sind dadurch gekennzeichnet, daß kein elastischer Kern des Querschnittes mehr das Wachsen der Formänderungen hemmt, da das Moment der inneren Spannungen M_i den unübersteigbaren Höchstwert $\sigma_F T$ erreicht hat. Für die weitere Verformung werden dadurch an Stellen reinen Fließens die steifen Ecken und damit überzählige Bauglieder ausgeschaltet, wodurch sich der Grad der statischen Unbestimmtheit immer weiter und weiter vermindert, bis schließlich die Stabilität des Tragwerkes überwunden und damit die Grenze der Tragfähigkeit erreicht wird.

Kann sich der Balken ohne Behinderung durch überzählige Stützen frei entlasten, so wird durch die bei der Entlastung entstehenden Eigenspannungen eine Hebung der Elastizitätsgrenze im günstigsten Falle bis zu $M_F = \sigma_F T$ bewirkt. Da aber die überzähligen Stützen auch den Entlastungsvorgang beeinflussen können, treten im entlasteten Balken zu den Eigenspannungen bei freier Entlastung noch Selbstspannungszustände hinzu, die wieder eine Erweiterung der rein elastischen Verformung bei der zweiten Belastung ermöglichen und damit die dauernde Tragfähigkeit vergrößern. Da der Entlastungsvorgang immer rein elastisch vorausgesetzt werden soll, ist eine Über-einanderlagerung der Eigenspannungen und der Selbstspannungszustände ohne weiteres möglich.

a) Der durchlaufende Balken mit einer Mittelstütze.

Für den symmetrischen Belastungsfall P in beiden Feldmitten ist, solange das Stützmoment $X \leq \sigma_F W$, die Verformung rein elastisch und folglich $X = \frac{3 P l}{16}$; P_F ist der Betrag von P , der diesen rein elastischen Vorgang abschließt, und berechnet sich mit $P_F = \frac{16 \sigma_F W}{3 l}$, worin natürlich W das Widerstandsmoment des Querschnittes bedeutet. Für $\sigma_F W < X < \sigma_F T$ ist die Beziehung $X(P)$ nicht mehr linear; sie ist in meiner Arbeit⁸, betitelt „Arbeitsgesetze bei elastisch-plastischer Balkenbiegung“ ermittelt worden. Bei $P = P_3$ reicht das Fließgebiet über der Mittelstütze durch die ganze Höhe des Querschnittes, so daß bei Überschreitung von P_3 dort reines Fließen eintritt; die steife Ecke über der Mittelstütze erscheint ausgeschaltet. Ist schließlich das größte Feldmoment

$$\max M = \sigma_F T = \frac{P_T l}{4} - \frac{\sigma_F T}{2},$$

so ist die Grenze der Tragfähigkeit erreicht, die sich daraus mit

$$P_T = \frac{6 \sigma_F T}{l}$$

berechnet. Sie schließt die Möglichkeit eines Gleichgewichtes zwischen inneren Spannungen und äußeren Kräften ab. In der Abb. 11 ist der Zusammenhang $X(P)$ bei einmaliger Belastung

⁷ E. Meyer, Die Berechnung der Durchbiegung von Stäben, deren Material dem Hookeschen Gesetz nicht folgt. Z.V.D.I. 1908.
⁸ Fritsche, Arbeitsgesetze bei elastisch-plastischer Balkenbiegung. Zeitschrift für angewandte Math. u. Mech. 1931.

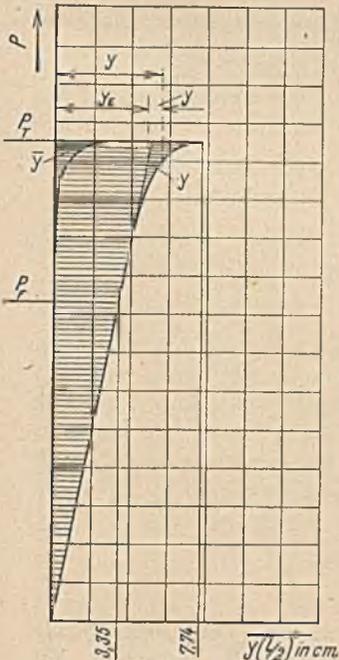


Abb. 10.

bis zur Grenze der Tragfähigkeit dargestellt. Es möge beachtet werden, daß in den Abb. 11 und 12 immer statt P_D die Bezeichnung P_{D_1} stehen soll.

Um die Wirkung der freien Eigenspannungen einerseits und des durch die überzählige Stütze bei der Entlastung entstehenden Selbstspannungszustandes andererseits auf die dauernde Tragfähigkeit deutlich übersehen zu können, soll zunächst einmal angenommen werden, daß die Entlastung frei ohne Behinderung durch die überzählige Mittelstütze vor sich gehen kann. Es bleiben Verformungen plastisch verformter Stabelemente $\bar{\Delta}$ zurück, die durch (4) bestimmt sind; der entlastete Balken ist krumm und kann folglich auf der Mittelstütze nicht mehr aufliegen. Man kann nun bauliche Maßnahmen so treffen, daß vor Einleitung der zweiten Belastung durch Heben der Mittelstütze der durchlaufende Träger wieder neu hergestellt wird. Mit Rücksicht darauf, daß durch die 1. Be- und Entlastung die Elastizitätsgrenze höchstens bis auf $\sigma_F T$ gehoben werden kann, verläuft der zweite Belastungsvorgang bis $X = \sigma_F T$ rein elastisch; bezeichnet man den zugehörigen Belastungswert mit P_{D_1} , so ist folglich

$$(15) \quad P_{D_1} = \frac{16 \sigma_F T}{3 l}$$

Da X nicht weiter gesteigert werden kann, tritt bei Überschreitung von P_{D_1} neuerlich reines Fließen über der Mittelstütze auf, damit eine weitere Vergrößerung der bleibenden Verformung, und es muß daher vor Einleitung der dritten Belastung die Mittelstütze wieder nachgestellt werden, damit das angenommene Tragwerk erhalten bleibt. Da sich dieser Vorgang bei jeder folgenden Belastung wiederholt, müßte $P > P_{D_1}$ schließlich zum Bruch des Stützenquerschnittes führen. Bleibt $P \leq P_{D_1}$, verläuft die zweite und jede folgende Belastung rein elastisch, neue bleibende Verformungen treten nicht auf, das Nachstellen der Mittelstütze entfällt nach der 1. Entlastung, da der durchlaufende Träger beim Entlastungsvorgang erhalten bleibt. Der Belastungszustand ist dauernd ohne Schädigung des Bauwerkes möglich.

Die Eigenspannungen allein ermöglichen daher eine dauernde Tragfähigkeit nur bis zu einer wiederholten Belastung mit P_{D_1} . Belastet man unter den erwähnten Voraussetzungen den Balken erstmalig nur bis zum Werte P_{D_1} , so wird, da der zweite Belastungsvorgang nun rein elastisch verläuft, der frühere Wert X' des Stützmomentes (Abb. 11) bereits bei der Last P' erreicht;

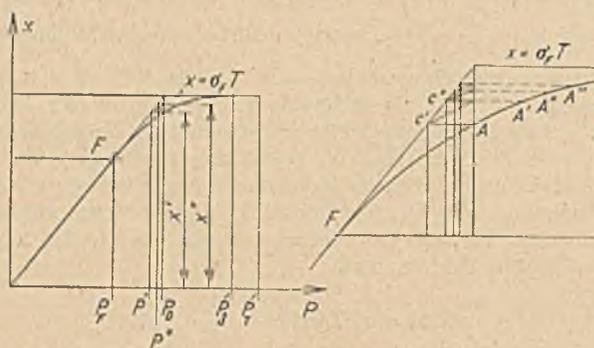


Abb. 11.

die Steigerung der Belastung bis zu P_{D_1} bewirkt eine Vergrößerung der bestehenden Fließgebiete, ohne daß es zu reinem Fließen kommt. Die zugehörige Abhängigkeit $X(P)$ gewinnt man durch Antragen des Kurvenstückes AA' im Punkte C' . Nach der zweiten Entlastung hat sich die Elastizitätsgrenze bis zum Werte X'' gehoben. Eine neuerliche Wiederholung dieses Vorganges liefert auf dieselbe Weise eine weitere Hebung derselben, und schließlich wird nach genügend oft wiederholter Belastung mit P_{D_1} der unübersteigbare Wert $\sigma_F T$ erreicht. Die Abb. 11 b zeigt deutlich die Konvergenz von X gegen $\sigma_F T$.

Nimmt man jedoch an, daß die Auflagerung in der Mittelstütze so erfolgt ist, daß ein Abheben des Balkens bei der Entlastung nicht erfolgen kann, überlagert sich zu den Eigenspannungen der freien Entlastung ein Selbstspannungszustand, indem durch das überzählige Bauglied dem entlasteten Balken eine neue Randbedingung aufgezwungen wird; es bleibt ein positives Stützmoment \bar{X} zurück, das den Selbstspannungszustand des statisch bestimmten Grundsystems festlegt. Der Entlastungsvorgang bewirkt demnach einen Übergang des Stützmomentes von dem negativen Werte X auf den positiven \bar{X} , in den Feldmitten geht das Moment auf den Betrag $\frac{1}{2} \bar{X}$ zurück. Die Größe von \bar{X} ist nach Abb. 12 auf den Betrag festgelegt, um den das Stütz-

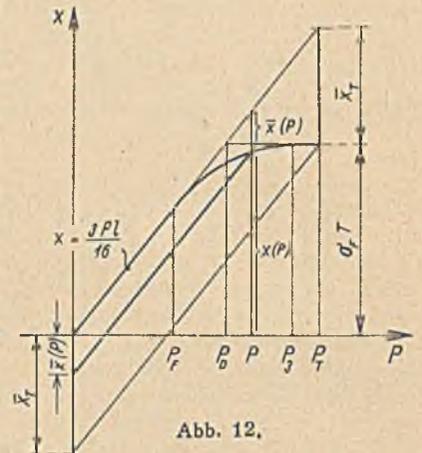


Abb. 12.

moment bei elastisch-plastischer Verformung gegen das rein elastische bei unbegrenzter Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes zurückbleibt. Damit verläuft die Entlastung und ebenso auch die neuerliche Belastung gegenüber früher in einem weiteren Bereiche rein elastisch und es folgt daraus, daß die dauernde Tragfähigkeit $P_D > P_{D_1}$ sein muß. P_D wird im Sinne einer Beschränkung der dauernden Sicherheit auf rein elastische Vorgänge durch die Grenze bestimmt sein, bis zu der der Entlastungsvorgang rein elastisch verlaufen kann. Da das Größtmoment über der Mittelstütze auftritt, wird das Spannungsbild dieser Stelle entscheidend für diese Begrenzung sein. Denkt man sich, die erste Belastung wäre so weit gesteigert worden, daß der Wert von X den Größtwert $\sigma_F T$ erreicht hätte, so sind die Eigenspannungen bei der freien Entlastung die der Abb. 8; die Spannung des oberen Randes ist rein elastisch von $+\sigma_F$ auf $-\frac{\sigma_F}{2}$ um $\frac{3}{2} \sigma_F$ zurückgegangen. Darüber überlagert sich der elastische

Selbstspannungszustand \bar{X} und es ist leicht zu erkennen, daß nur so lange durch die unter Zwang der überzähligen Stütze stehende Entlastung Fließvorgänge vermieden werden, solange $\bar{X} \leq \frac{\sigma_F}{2} W$. Damit ist die Möglichkeit rein elastischer Vorgänge auf den Bereich

$$(16) \quad \bar{X} + X = \left(\frac{3}{2} \sigma_F + \frac{1}{2} \sigma_F \right) W = 2 \sigma_F W$$

beschränkt; Gl. (16) ist unmittelbar nur für den Rechteckquerschnitt abgeleitet worden, da nur für diesen Fall die Eigenspannungen bei der Entlastung nach Abb. 8 richtig sind. Es ist aber leicht einzusehen, daß das Ergebnis $\bar{X} + X = 2 \sigma_F T$ auch für andere Querschnittsformen gelten muß. Der Größtwert von \bar{X} ist daraus folglich mit $\max X = \sigma_F T$

$$\max \bar{X} = \sigma_F (2 W - T);$$

$\max \bar{X}$ kann natürlich nur erreicht werden, wenn nicht vorher die Tragfähigkeit durch Auftreten von P_T erlischt. Mit

$$P_T = \frac{6 \sigma_F T}{l} \text{ wird der zugehörige Wert}$$

$$(17) \quad \bar{X}_T = \frac{3 P_T l}{16} - \sigma_F T = 0,125 \sigma_F T.$$

Ist daher $\frac{2W}{T} - 1 \geq 0,125$, was bei den üblichen Querschnittsformen stets der Fall sein wird, so ist

$$(18) \quad P_D = P_T.$$

Für $\frac{2W}{T} - 1 \leq 0,125$ wäre demnach $P_D = \frac{32 \sigma_F W}{3l}$.

Für die zweite Belastung mit $P_D = P_T$ ist $X_T = \frac{9}{8} \sigma_F T$; das Moment in der Feldmitte darf, wenn auch dort neuerliches Fließen vermieden werden soll, den Betrag $\sigma_F T - \frac{\bar{X}_T}{2} = \frac{15}{16} \sigma_F T$ nicht überschreiten. Die rein elastisch vor sich gehende zweite Belastung mit P_D muß daher der folgenden Ungleichung entsprechen:

$$\frac{P_D l}{4} - \frac{9}{16} \sigma_F T \leq \frac{15}{16} \sigma_F T;$$

mit dem Gleichheitszeichen bekommt man wieder $P_D = \frac{6 \sigma_F T}{l}$,

d. h. bei der zweiten Belastung mit P_D ist der Wert $M_a = \sigma_F T$ gleichzeitig an drei Stellen des Tragwerkes erreicht, eine Überschreitung dieser Last löst gleichzeitig über der Stütze und in den Feldmitten reines Fließen aus. Ähnliche Erscheinungen gelten auch für andere Belastungsfälle.

Für den Belastungsfall mit zwei gleichen Einzellasten in den Drittelpunkten beider Felder ist

$$X = -\frac{Pl}{3}, \quad P_T = \frac{4 \sigma_F T}{l},$$

$$\bar{X}_T = \frac{P_T l}{3} - \sigma_F T = \frac{l}{3} \sigma_F T.$$

Für $\frac{2W}{T} - 1 \geq \frac{1}{3}$ ist wieder

$$P_D = P_T.$$

Für $\frac{2W}{T} - 1 \leq \frac{1}{3}$ wäre $P_D = \frac{6 \sigma_F W}{l}$.

Für den Rechteckquerschnitt wird $\frac{2W}{T} = \frac{4}{3}$ und $\frac{2W}{T} - 1 = \frac{1}{3}$; für das Walzprofil ergibt sich

$$\frac{2W}{T} = \frac{4}{3} \cdot \frac{b h^3 - (b-d) h_1^3}{h [b h^2 - (b-d) h_1^2]}$$

und da $h > h_1$, wird $\frac{2W}{T} - 1 > \frac{1}{3}$, doch wird er sich bei den üblichen Flanschstärken nur geringfügig von dem Werte $\frac{1}{3}$ unterscheiden.

Für eine Vollbelastung mit p t/m ergibt sich $X = -\frac{pl^2}{8}$; nach Gl. (27) der unter Fußnote 1 angeführten Arbeit war

$$P_T = 17,485 \frac{M_F}{l^2} = 11,657 \frac{\sigma_F T}{l^2},$$

da für den dort vorausgesetzten Rechteckquerschnitt $M_F = \frac{2}{3} \sigma_F T$ ist. Damit berechnet sich

$$\bar{X}_T = \frac{P_T l^2}{8} - \sigma_F T = 0,457 \frac{\sigma_F T}{l^2}.$$

Wenn daher $\frac{2W}{T} - 1 \geq 0,457$, ist $P_D = P_T$; wenn aber $\frac{2W}{T} - 1 \leq 0,457$, ergibt sich

$$(19) \quad P_D = \frac{16 \sigma_F W}{l^2}.$$

Mit dem rechteckigen Querschnitte bekommt man $W = \frac{2}{3} T$ und damit

$$P_D = 10,667 \frac{\sigma_F T}{l^2}$$

gegenüber

$$P_T = 11,657 \frac{\sigma_F T}{l^2}$$

bei einmaliger Belastung bis zum Bruch. Die übliche Bemessung des Endfeldes eines durchlaufenden Trägers mit $\frac{pl^2}{11}$ überschätzt daher die Sicherheit und gibt eine etwas kleinere Dauersicherheit als die des einfachen Balkens bei Bemessung mit gleichem σ_{zul} .

b) Der beiderseits eingespannte Balken.

Bei Belastung mit P in der Balkenmitte bleibt auch bei Überschreitung von $P_F = \frac{8 \sigma_F W}{l}$ das statisch unbestimmte Einspannmoment $X = -\frac{Pl}{8}$, so daß die Plastizitätsbedingung $M_a = \sigma_F T$ gleichzeitig an drei Stellen des Balkens erfüllt war. Die durch die Entlastung bis $\sigma_F T$ gehobene Elastizitätsgrenze ermöglicht daher bei der zweiten Belastung den rein elastischen Ablauf des Formänderungsvorganges bis $P = P_T$, so daß

$$P_D = P_T$$

wird. Ein Selbstspannungszustand durch die überzähligen Stützenbedingungen tritt in diesem Falle nicht auf.

Bei Vollbelastung mit p t/m wird der Wert $M_T = \sigma_F T$ zuerst an den Einspannstellen erreicht, ohne daß sich gleichzeitig in der Feldmitte das Fließgebiet über die ganze Höhe des Querschnittes erstreckt. Die statische Tragfähigkeit berechnet sich aus

$$\sigma_F T = \frac{P_T l^2}{8} - \sigma_F T$$

mit $P_T = \frac{16 \sigma_F T}{l^2}$. Für den rein elastischen Vorgang und daher auch für die Entlastung ist $X = -\frac{pl^2}{12}$, damit

$$\bar{X}_T = \frac{P_T l^2}{12} - \sigma_F T = \frac{l}{3} \sigma_F T$$

und es berechnet sich für

$$(20) \quad \begin{array}{ll} \frac{2W}{T} - 1 \geq \frac{1}{3} & \frac{2W}{T} - 1 \leq \frac{1}{3} \\ P_D = P_T & P_D = \frac{24 \sigma_F W}{l^2} \end{array}$$

Für den Rechteckquerschnitt ist $W = \frac{2}{3} T$ und daher

$$P_D = P_T = \frac{16 \sigma_F T}{l^2}.$$

c) Schlußbetrachtung.

Wie man sieht, ist die Berechnung der dauernden Tragfähigkeit bei statisch unbestimmten Tragwerken bei Kenntnis der elastischen Lösung der Aufgabe immer leicht durchzuführen. Aus den Betrachtungen folgt, daß sie in manchen Fällen kleiner als die statische ist, so daß sich der Sicherheitsüberschuß statisch unbestimmter Tragwerke gegenüber statisch bestimmten bei der üblichen Bemessung mit einem gleichen σ_{zul} vermindert. Was die Genauigkeit der Untersuchung anbetrifft, darf man natürlich nicht die Voraussetzungen vergessen, auf denen sie aufgebaut ist. Ich glaube aber, daß die gemachten Annahmen

(ideal plastischer Körper, Ebenbleiben der Querschnitte) die Tragfähigkeit weniger beeinflussen als die nicht unbeträchtlichen Schwankungen in der Höhe der Fließgrenze σ_F . Die Ergebnisse der Knickversuche von W. Rein, Breslau, lassen denselben Schluß zu.

Eine strenge Nachrechnung von Versuchen wird auf Grund

dieser Betrachtungen natürlich nicht möglich sein; sie ergeben aber doch ein Hilfsmittel, um zur richtigen Abschätzung des Sicherheitsgrades unserer Stahlbauten zu gelangen. Die Überprüfung durch Versuche wäre sehr erwünscht; leider liegen mir Dauerbiegeversuche aus dem einschlägigen Schrifttum nicht vor, so daß diese Überprüfung zunächst noch offen bleiben muß.

HÖLZERNE HILFSBRÜCKE FÜR DEN UMBAU DER STADTBAHNBÖGEN ÜBER FREIARCHENKANAL UND GARTENUFER IN BERLIN.

Von Oberingenieur C. Kersten, Studienrat.

Übersicht: Es wird der Bau einer hölzernen Hilfsbrücke für Eisenbahnverkehr beschrieben. Auf die statische Berechnung der Anlage wird in Kürze eingegangen, insbesondere aber auf Einzelheiten des Holzbauwerkes und seiner Pfahlgründung. Ausführung durch die Siemens-Bauunion.

Die Elektrifizierung der Berliner Stadtbahn war durch den ständig anwachsenden Verkehr bedingt. Die schnellere Zugfolge und größere Zuggeschwindigkeit benötigten eine besonders gründliche und gewissenhafte Herstellung der Überführungen am Gartenufer und der sog. Freiarche in der Nähe des Bahnhofes Tiergarten. Die alten Pfeiler in der Freiarche hatten Sackungen bis zu 16 cm gezeigt. Aus diesem Grunde wurden besondere Bodenuntersuchungen vorgenommen, deren Ergebnisse es notwendig erscheinen ließen, die Gründungssohle der Pfeiler um 1,70 m tiefer zu legen.

Das Reichsbahnbetriebsamt Berlin I entschloß sich, die vier Gleise durch je vier einzelne stählerne Balkenbrücken von je 11 m Spannweite über die Freiarche bzw. von 22 m über das Gartenufer zu führen. Während der notwendigen Umbauten

Gleis	0,13 t/m
Leitschiene	0,07 t/m
Schwellen und Bohlen	0,47 t/m
Windverband	0,07 t/m
	$g = 0,74 \text{ t/m}$

Als Verkehrslast wurde Lastenzug G mit einem Achsdruck $P = 18 \text{ t}$ angenommen. Die Stoßzahl φ für die Längsträger wurde aus BE, Tafel 3, Tabelle II entnommen, während die Stoßzahl für die Bockkonstruktionen stets mit $\varphi = 1,4$ eingesetzt wurde. Für die Bemessung der Längsträger wurden die Verkehrsmomente aus BE, Tafel 4, Seite 19, entnommen. Die Feld- und Stützmomente ermittelte man nach den Regeln der Träger auf mehreren Stützen und gleicher Feldweite mit den Werten für Einflußlinien nach Lederer; bei ungleichen Feldweiten ermittelte man sie aus den Tabellen von Müller-Breslau, Graph. Statik d. Baukonstruktionen.

Abb. 1 zeigt die Einteilung der Bockgerüste und der Längsträger, mit Angabe der Lage des Gartenufers und der

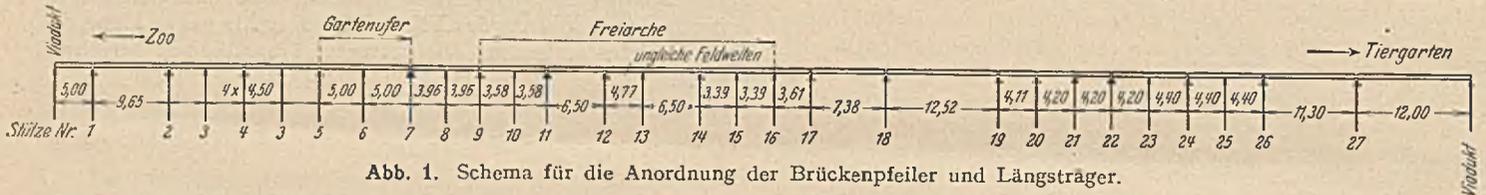


Abb. 1. Schema für die Anordnung der Brückenpfeiler und Längsträger.

sollte der Stadtbahnverkehr ungestört bleiben und der Fernverkehr eingleisig aufrechterhalten werden. Zu diesem Zwecke wurde für den Fernverkehr eine hölzerne Hilfsbrücke von 200 m Länge auf der Ostseite der Gleise erbaut. Zur Verwendung kam ausschließlich Kiefernholz. Gegründet wurde die Brücke auf 247 Stück hölzernen Rammspfählen. Auf der Schleuseninsel mußten einige Brückenjoche wegen örtlicher Schwierigkeiten (Nähe einer Turbinenanlage, die ein Rammen in unmittelbarer Nähe nicht gestattete) mit besonderen Betonfundamenten versehen werden. Auf Grund von Proberammungen und Probelastungen kamen für die Gründung der Hilfsbrücke 10—14 m lange Rammspfähle mit einem Durchmesser von 42—44 cm zur Anwendung. Die Tragkraft dieser Pfähle wurde unter Zugrundelegung der Brixschen Rammformel und einer 2,5fachen Sicherheit mit 28—30 t ermittelt. Die Rammspfähle wurden auf dem Lande durch Zangen und in der Freiarchenöffnung mit Stegblechen zu Pfahlbündeln zusammengefaßt. Die Übertragung der Druckkräfte aus den Bockstielen auf die Rammspfähle erfolgte Hirnholz auf Hirnholz unter Zwischenschaltung einer Walzbleiplatte. Für die Bockstiele wurde besäumtes Rundholz und für die Verbandhölzer Kantholz verwendet. Zur Erzielung eines einwandfreien Anschlusses der Stäbe in den Verbindungsstellen wurden Krallenscheiben der Holzbauweise der Siemens-Bauunion genommen. Diese Krallendübel, aus der Fachliteratur bekannt, haben auf Grund von Untersuchungen beim Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem eine Tragfähigkeit von 4,5 t je Paar (bei Annahme einer 2,5fachen Sicherheit).

Nach Maßgabe der statischen Berechnung ergaben sich als ständige Last der Brücke (ohne Längsträger) die folgenden Werte:

Freiarche. Böcke 1—4 sind als Halbböcke ausgebildet und erhalten somit die halbe Last eines Normalbockes. Die Wind- und Seitenstoßkräfte wurden durch Verankerung im Mauerwerk aufgenommen.

Die dann folgenden Böcke wurden nach Maßgabe der Abb. 2 als Normalböcke ausgebildet. Sie standen in 4,5 m Abstand voneinander und wurden durch die Auflagerdrücke der Längsträger, die je zwei Felder überspannten, belastet. Den größten Auflagerdruck hatte der mittlere Bock aufzunehmen. Die Werte für die Einflußlinien des Stützdruckes ergaben sich nach Lederer gemäß Abb. 5. Danach ist

$$\max P = (0,47 + 0,85 + 1,00 + 0,85 + 0,47) \cdot 18 = 65,8 \text{ t.}$$

$$\max P \cdot \varphi = 65,8 \cdot 1,4 = 92 \text{ t.}$$

Dazu kommt die ständige Last aus Fahrbahngewicht und Gewicht der Längsträger

$$= 0,74 + 0,23 = 0,97 \text{ t/m.}$$

Daher $G = 1,25 \cdot 4,5 \cdot 0,97 = 5,5 \text{ t.}$

Die Gesamtlast beträgt also

$$\max Q = P \varphi + G = 92 + 5,5 = 97,5 \text{ t.}$$

Zu dieser lotrechten Normallast kommen die Seitenstoßkräfte der Lokomotive, die mit $s = \frac{2}{3} \cdot 6,0 = 4 \text{ t}$ eingesetzt sind, der waagerechte Winddruck mit $W = 3,8 \text{ t}$ und ferner die Bremskraft mit $B_r = 6,4 \text{ t}$. Der Angriffspunkt der Bremskraft ist im oberen Knotenpunkt liegend angenommen. Das hierbei vernachlässigte Moment würde nur eine ganz geringe Mehrbeanspruchung der Streben und Pfosten hervorrufen. Außerdem

kommt die Belastung aus der Kabelbrücke hinzu, die für die Stäbe 4—6 je $\frac{0,93}{3}$ t und für Stab 7 = 1,78 t ausmacht. Danach ergibt sich für die einzelnen Stäbe folgende max. Belastung:

- Stab 1 u. 3: P = 26 t
- Stab 2 : P = 18,7 t
- Stab 4 u. 6: P = 26,1 t
- Stab 5 : P = 19,0 t
- Stab 7 ; P = ± 12,0 t + Belastung aus Kabelbrücke
- Stab z : P = ± 11,4 t.

Der Spannungsnachweis zeigt, daß bei der max. Normalkraft von 26,1 t und einem gewählten Durchmesser von 28 cm max $\sigma = 64$ kg/cm² ist. Stab 7 mußte, da er durch den Stiel für die Kabelbrücke auf Biegung beansprucht wurde, besonders berechnet werden. Die Zerlegung der Kräfte ergab bei gleichem Durch-

diesem Normalbock am stärksten belastete Rampo Pfahl war P₂. Dieser hatte die unmittelbare Last vom Stab 2 mit P = 18,7 t und die vertikale Komponente des Zugstabes Z mit P = 10,8 t aufzunehmen. Seine Gesamtbelastung 18,7 + 10,8 = 29,5 t blieb aber noch auf der Grenze der Tragfähigkeit. Die Biegebungsbeanspruchung durch die Horizontalkraft (Wind + Seitensöße und Bremskraft) war für alle 7 Pfähle gemäß Abb. 6

$$P_k = \sqrt{7,8^2 + 6,42^2} = 10,1 \text{ t,}$$

also für einen Pfahl

$$P = \frac{10,1}{7} = 1,5 \text{ t,}$$

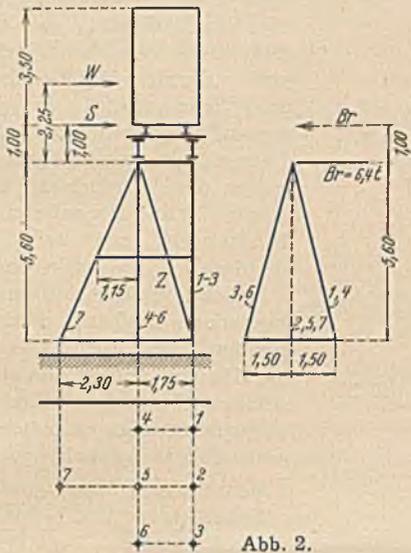


Abb. 2.

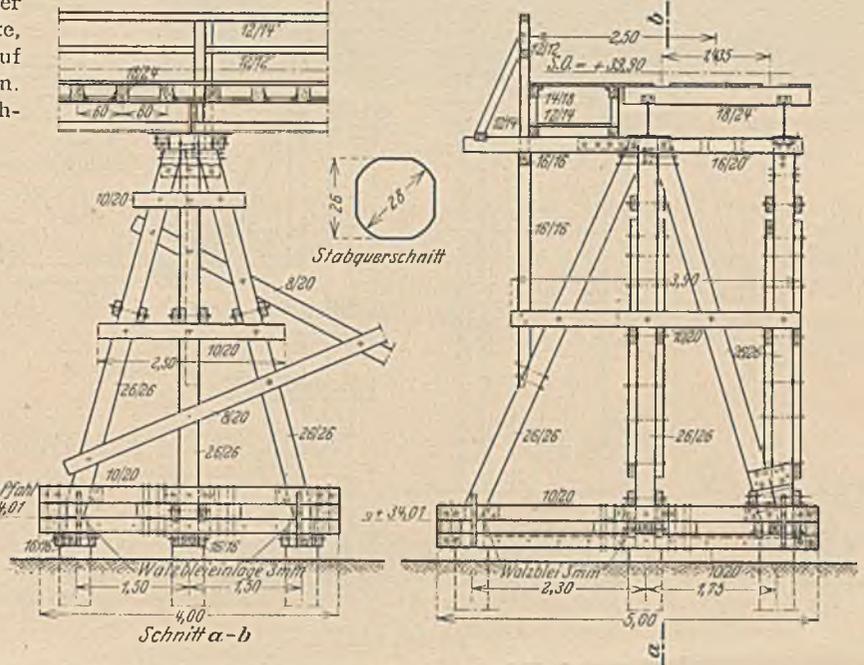


Abb. 3. Gestaltung eines Regelbockes.

messer von 28 cm eine Normalkraft von 12,0 + 1,6 = 13,6 t und Beanspruchungen $\sigma_d = 64$ kg/cm² und $\sigma_v = 23$ kg/cm². Daher ergibt sich max $\sigma = 64 + 23 = 87$ kg/cm². Der von

Rechnet man nach Krey mit den beiden Gleichungen:

$$P - \gamma \cdot \frac{f h}{2} + \gamma \frac{e h}{2} = 0$$

$$P (a + h) - \gamma \frac{f h^2}{3} + \gamma \frac{e h^2}{6} = 0,$$

so ergibt sich das größte Biegemoment max M = 3,15 tm in 2,90 m unter Gelände - O. K. (Abb. 7.) Es wird schließlich

$$\text{max } \sigma = 61 \text{ kg/cm}^2 \text{ und}$$

$$\text{min } \sigma = -48 \text{ kg/cm}^2.$$

In Abb. 8 wird die Überbrückung des Gartenufers gezeigt. Der mittlere Bock überträgt die Bremskräfte auf die Endböcke,

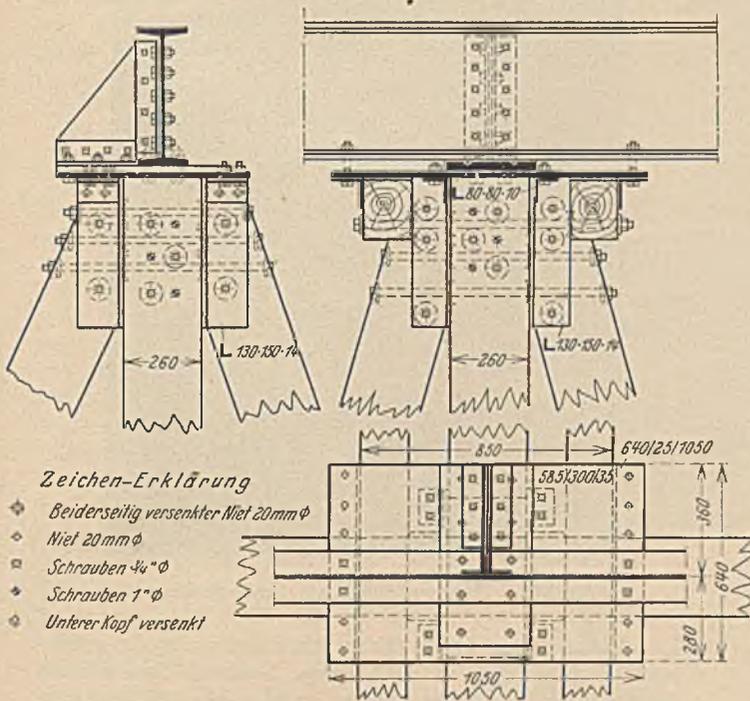


Abb. 4. Trägerlagerung; vgl. Abb. 3.

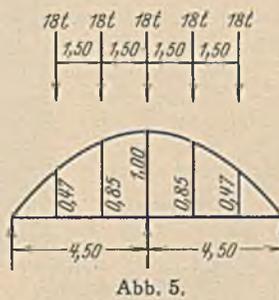


Abb. 5.

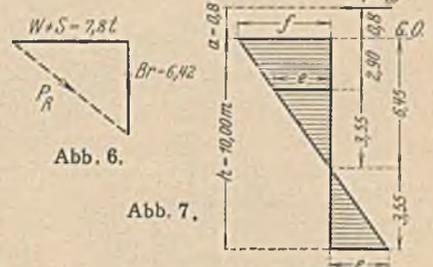
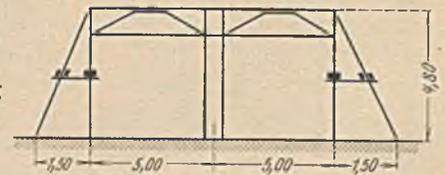


Abb. 6.

Abb. 7.

Abb. 8. Überbrückung des Gartenufers (Bock 6).



- Zeichen-Erklärung
- ◆ Beiderseitig versenkter Niet 20mm ϕ
 - ◆ Niet 20mm ϕ
 - Schrauben $\frac{3}{4}$ " ϕ
 - ◆ Schrauben 1" ϕ
 - ◆ Unterer Kopf versenkt

und zwar durch Zangen, die an den Köpfen angeordnet sind. Eine weitere Aussteifung zwischen den Endböcken und dem Mittelbock wurde durch Einschaltung eines Sprengwerkes erreicht.

Abb. 9 zeigt zwei Böcke, die in einer Entfernung von 12,52 m voneinander aufgestellt fanden und durch einen Zweigelenk-Rahmen miteinander verbunden waren. Gegründet

mußte der Stab 7 (vgl. Abb. 2) mit einer Kraft von $P = 14,4 \text{ t}$ angeschlossen werden. Vorhanden waren 6 Dübel mit je $2,25 \text{ t} = 13,50 \text{ t}$ Tragkraft, außerdem ein Knotenblech von 12 mm Stärke mit 2 Paar Dübeln von je $4,5 \text{ t} = 9,00 \text{ t}$ Tragkraft. Den aufzunehmenden $14,4 \text{ t}$ standen also $13,5 + 9,0 = 22,5 \text{ t}$ als Tragkraft gegenüber. Bei Stab Z waren $18,4 \text{ t}$ aufzunehmen; zur Verfügung standen $27,0 \text{ t}$:

8 Einzeldübel mit je	
2,25 t	= 18 t
Ein Knotenblech,	
12 mm stark, mit	
2 Paar Dübeln je	
4,5 t	= 9 t
	27 t.

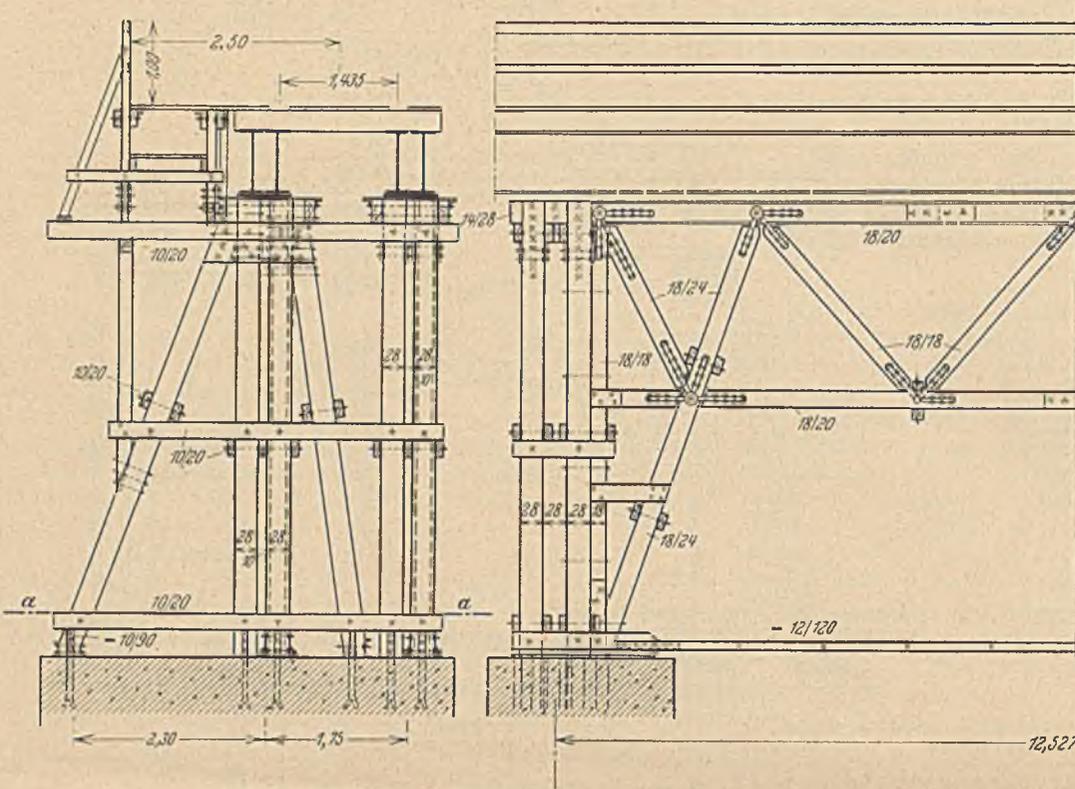


Abb. 9. Zweigelenkrahmen zwischen den Pfeilern 18 und 19.

waren diese Joche auf besonderen Betonblöcken. Die folgenden Angaben beziehen sich auf den linken, etwas kürzeren Bock.

Nach Ausweis der statischen Berechnung betrug ständige Last und Verkehrslast zusammen $P = 157,0 \text{ t}$. Winddruck und Seitenstoßkräfte ergaben $W + S = 7,2 + 4,0 = 11,2 \text{ t}$. Die Bremskraft war mit $25,7 \text{ t}$ ermittelt und wurde von dem besonders angeordneten Zweigelenkrahmen aufgenommen.

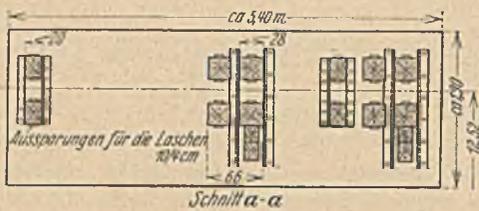


Abb. 10. Fußausbildung zu Abb. 9.

Durch die Kabelbrücke wurde der Bock mit rd. $3,0 \text{ t}$ belastet. Die zur Verwendung gekommenen Hölzer hatten einen Durchmesser von 30 cm. Nach Maßgabe der statischen Berechnung

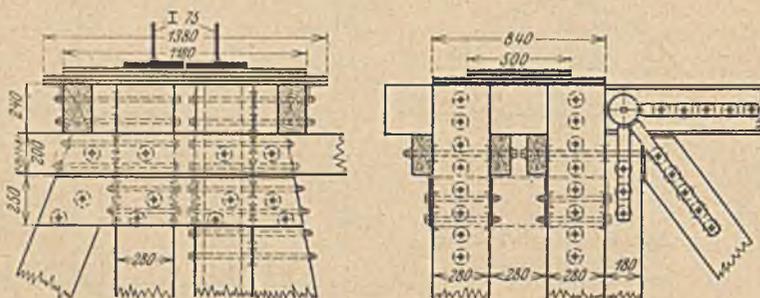


Abb. 11. Kopfausbildung zu Abb. 9.

Der Anschluß der Stäbe in den Knoten des Zweigelenkrahmens erfolgte durch die Holz-Gelenkverbindungen der Siemens-Bauunion; die Einzelteile dieser Gelenkverbindungen sind genormt. Die Laschen sind aus Siliziumstahl ($\sigma = 2100 \text{ kg/cm}^2$) hergestellt. Die zulässige Beanspruchung des Querschnittes an der Anstauchung ist mit Rücksicht auf den außermittigen Kraftangriff um 20 % vermindert ($\sigma_{zul} = 1680 \text{ kg/cm}^2$).

Die Bockfüße sind durch ein besonderes Zugband 12/120 verbunden. Für die Kabelbrücke wurden in den größeren Öffnungen besondere Fachwerke verwandt. Man rechnete mit einer Belastung von 550 kg/m :

Menschengedränge	300 kg/m
Kabel	150 kg/m
Eigengewicht . .	100 kg/m
	550 kg/m.

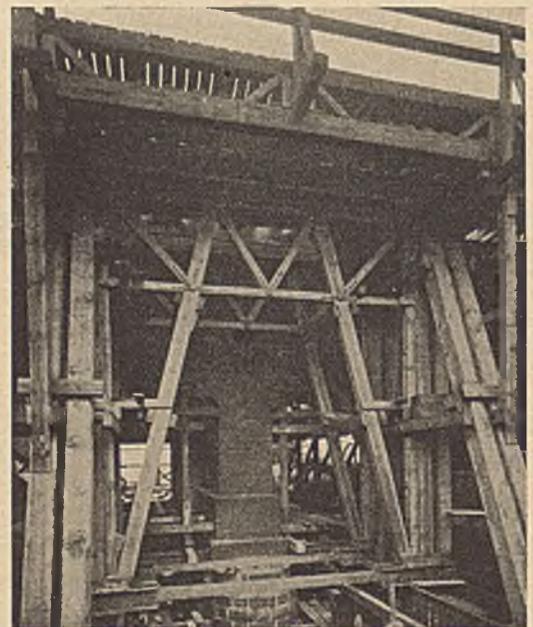


Abb. 12. Rahmenbrücke am Freiarchenkanal.

Außer diesen Fachwerkkonstruktionen für die größeren Öffnungen gab es noch einige Normalböcke, die die Gleise über Halbböcke wieder an das eigentliche Überführungsbauwerk abgaben.

4½ Monate waren für die Herstellung des geschilderten Hilfsbauwerkes erforderlich gewesen. In dieser Zeit wurden 437 m³ Pfähle eingerammt und 300 m³ Holz abgebunden und aufgestellt.

Die Hilfsbrücke genügte den geforderten Ansprüchen vollkommen. Bei der Probelastung der fertigen Brücke ergab sich eine geringfügige Senkung von nur wenigen Millimetern, die auf ein Zusammendrücken der Holzfasern und eine Formänderung der Bleiplatten zurückzuführen war. Andere Senkungen und Verschiebungen nennenswerter Art haben sich selbst nach einer mehrere Monate dauernden Betriebszeit nicht gezeigt; genaue Messungen ergaben eine maximale Senkung um nur 4 mm.

Während des Baues der Hilfsbrücke wurden die letzten Vorarbeiten für den Bau der neuen Brücken erledigt, sodaß mit der Umleitung des Verkehrs auf die Hilfsbrücke am 15. Oktober 1929 begonnen, gleichzeitig aber auch mit dem Abriß der alten Bauteile auf der Ferngleisseite angefangen werden konnte. Am 31. Januar 1930 war der erste Bauabschnitt beendet; der Verkehr wurde auf die fertige Brücke übergeleitet; dann konnte mit dem zweiten Bauabschnitt begonnen werden.

Das vorstehend beschriebene Bauwerk, schnell und verhältnismäßig billig ausgeführt und für hohe Belastungen bestimmt, ist dem ihm zugedachten Zweck in jeder Weise

gerecht geworden und kann für Brückenumbauten ähnlicher Art sinngemäß als Vorbild dienen.

Sämtliche Umbauarbeiten einschließlich der beschriebenen Holzbrücke wurden von der Siemens-Bauunion entworfen

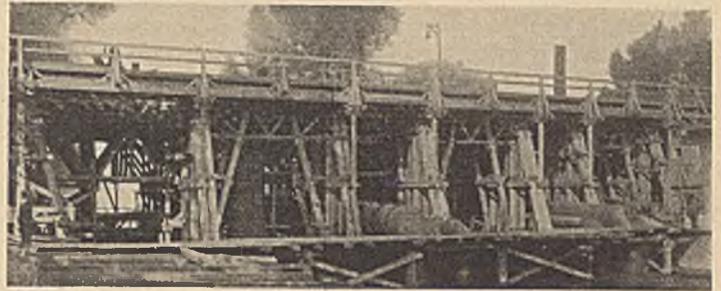


Abb. 13. Überbrückung des Freiarchenkanals; 2 Rahmen zur Aufnahme der Bremskräfte.

und ausgeführt. Auftraggeber war das Brückenbaubüro der Reichsbahndirektion Berlin. Die Firma stellte dem Verfasser für die Bearbeitung der vorliegenden Abhandlung dankenswerterweise alle konstruktiven und statischen Unterlagen der Holzbrücken zur Verfügung.

NEUARTIGE SCHWIMMKRANE MIT DIESELELEKTRISCHEM ANTRIEB IM HAFEN VON DÜNKIRCHEN.

Für den Ausbau des Hafens von Dünkirchen (Frankreich) hat die M.A.N. zu Beginn dieses Jahres zwei Schwimmkrane geliefert, die hinsichtlich Leistungsfähigkeit und Bauart bemerkenswerte Ausführungen darstellen.

Der 20 t-Schwimmkran (Abbildung 1) hat einen Gelenkwippausleger, wodurch ein waagerechter Last- und Schnabelrollenweg erreicht wird. Bei seiner großen Ausladung und Hubhöhe ist er besonders geeignet, über hohe Deckaufbauten und andere Hindernisse hinweg zu arbeiten. Der Kran trägt bei 28 m größter

Ausladung die Vollast, die Hubhöhe beträgt 30 m. Die für den Fahr- und Kranbetrieb aufgestellten Generatoren werden von einem kompressorlosen M. A. N. - Dieselmotor von 350 PS und 350 Umdr./min angetrieben. Ein Dieselmotor von 40 PS Leistung dient für die Hilfseinrichtungen und die



Abb. 1.

Lichterzeugung. Die Fahrbewegung wird von zwei Propellern bewirkt. Das für den Pontonkörper verwendete Material ist das gleiche wie bei dem 120 t-Schwimmkran.

Der Schwimmkran nach Abb. 2 besitzt zwei Hubwerke von 120 t und 40 t Tragfähigkeit. Bei größter Ausladung von 26 m bzw. 38 m des kleineren Hakens beträgt die Hubhöhe 36,5 m bzw. 48 m. Das mit Rücksicht auf den Verwendungszweck des

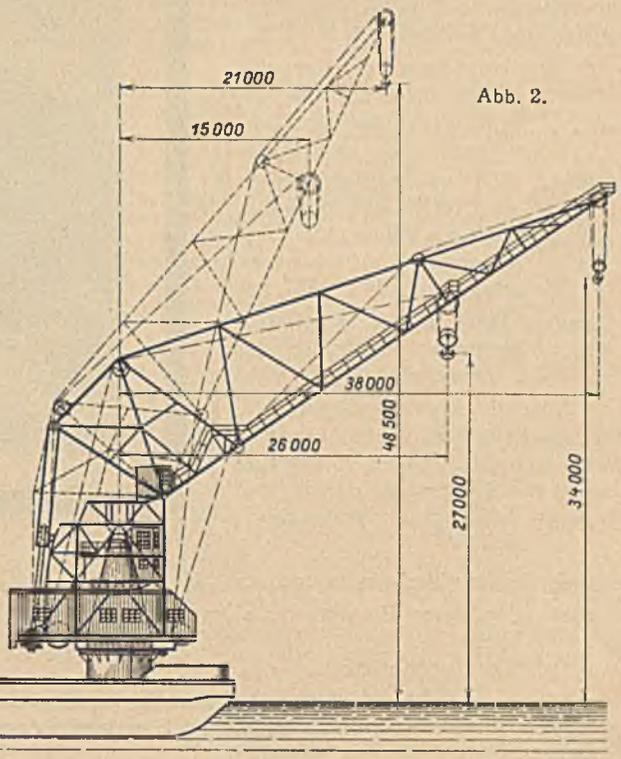


Abb. 2.

Krans, der auch das Passieren enger Schleusen vorsieht, sehr schmal gebaute Ponton weist bei 180 t Decklast einen Tiefgang von 2,8 m auf. Für den Fahrtrieb sind zwei Propeller vorgesehen, womit eine Geschwindigkeit von etwa 4 kn erreicht wird. Das Ponton wurde aus bestem Siemens-Martin-Schiffbau-Stahl hergestellt; für die äußere Beplattung ist nichtrostendes Material „fer pur“ (Armco-Eisen) verwendet worden. Armco-Eisen ist eine neue, amerikanische Eisenart (Armco-American Rolling Mill Co.), die 99,85% Eisen enthält, somit das reinste Eisen ist, das technisch hergestellt werden kann. Es besitzt nur sehr wenig Verunreinigungen und ist daher von hoher Rostwiderstandsfähigkeit. Durch entsprechende Glühbehandlung sind die Gefügespannungen derart ausgeglichen, daß sowohl die Lebensdauer, als auch die Bearbeitbarkeit des Eisens außerordentlich hoch ist. An weiteren Vorzügen sind große Geschmeidigkeit und Schweißbarkeit, elektrische Leitfähigkeit sowie Eignung für Verzinkung und Anstriche aller Art zu nennen.

Die chemische Reinheit des Eisens erhöht dessen Dehnbarkeit und Zähigkeit.

Als Antrieb für die elektrischen Stromerzeuger dienen zwei nicht umsteuerbare Sechszylinder-M.A.N.-Schiffsdieselmotoren von je 350 PS und 375 Umdrehungen/Min. Kran- und Fahrbetrieb können nur abwechselnd betätigt werden. Um die bei der geringen Pontonbreite erforderliche Stabilität des Schwimmkrans sicherzustellen, wurde außer sonstigen konstruktiven Maßnahmen eine besondere Anordnung des Gegengewichtes getroffen. Es befindet sich an der Heckseite des Pontons und ist fahrbar ausgeführt. Je nach Stellung und Belastung des Auslegers ändert dasselbe seinen Standort zwischen Back- und Steuerbord. Die Einstellung erfolgt selbsttätig mit Hilfe eines Quecksilberkontaktes, der bei bestimmter Neigung des Pontons auf den Fahrmotor des Gegengewichtes einwirkt und dessen Bewegung veranlaßt. In ähnlicher Weise erfolgt auch dessen Stillsetzung.

ASGER SKOVGAARD OSTENFELD †.

Professor der Baustatik und Eisenkonstruktionen an der Technischen Hochschule zu Kopenhagen, Dr. techn. h. c. A. S. Ostensfeld starb am 17. September 1931 im 65. Lebensjahre.

Er wurde am 13. Oktober 1866 in Jütland, wo der Vater Pfarrer war, geboren, studierte an der Technischen Hochschule in Kopenhagen und machte im Jahre 1890 sein Examen als Bauingenieur.

Während der folgenden sechs Jahre war er als praktischer Ingenieur tätig, wirkte jedoch gleichzeitig als Assistent an der Hochschule beim Unterricht in den Wege- und Wasserbauwissenschaften; er wurde 1894 Dozent und 1900 Professor der Technischen Mechanik, wie sein Fach damals benannt wurde; im Jahre 1905 wurde die Bezeichnung in Baustatik und Eisenkonstruktionen geändert.

Von seinen literarischen Arbeiten seien erwähnt:

1891: Anwendung der graphischen Statik auf die einfachsten Brückenkonstruktionen.

1894, 1896, 1898: Vorlesungen über Technische Mechanik und Graphische Statik mit Anwendung auf Eisenkonstruktionen I, II, III.

1899: Vorlesungen über Hydrodynamik, Erddruck und Mauerwerk.

Aus diesen Vorlesungen, die nur autographiert waren, kristallisierte sich die nunmehr vorliegende Reihe von Lehrbüchern aus:

1898: Technische Elastizitätslehre.

1900, 1903: Technische Statik I, II.

1906, 1909, 1912: Eisenkonstruktionen im Hoch- und Brückenbau.

1917: Eisenbetonbrücken.

Was diese Lehrbücher besonders kennzeichnet, ist ihre Klarheit und ihr hoher wissenschaftlicher Standard, sowie deren eingehende Anleitung zur praktischen Anwendung der Theorie;

für dänische Bauingenieure waren diese Arbeiten von unschätzbarem Nutzen.

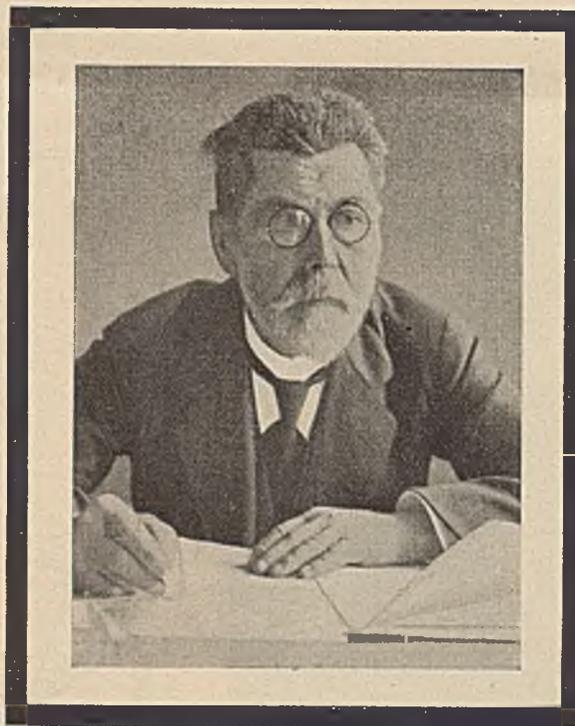
Obiges Bücherverzeichnis genügt, um einen Begriff vom Fleiß Ostensfelds und von dem lebhaften Interesse zu geben, das er für seine Lehrtätigkeit hegte; es liegt aber noch eine Reihe von Abhandlungen vor, u. a. betreffend die Theorien für kurze Säulen, kontinuierliche Balken und Bogen, Vierendeelbalken, Seitensteifigkeit offener Brücken, Berechnung von Pfahlwerken, sowie das in Berlin im Jahre 1926 erschienene Werk: Die Deformationsmethode.

Ostensfeld war vor allem Theoretiker, und als solcher auch außerhalb seines Vaterlandes hoch geschätzt; er war Dr. techn. h. c. der Deutschen Technischen Hochschule in Prag, Mitglied der dortigen Mazaryk-Akademie sowie von der Ingeniørvetenskabsakademie in Stockholm. Aber auch im praktischen Leben wurden seine hervorragenden Fähigkeiten geschätzt und bei internationalen Brückenwettbewerben in Skandinavien war er wiederholt Preisrichter. Im Jahre 1930 wurde er Ehrenmitglied des Dänischen Ingenieurvereins.

Während seine mathematische Behandlung der Probleme stets streng wissenschaftlich war, war Ostensfeld in bezug auf die physikalische Grundlage, auf welcher die Theorien fußen, weniger kritisch eingestellt. Der große Abstand zwischen dieser Grundlage und der Wirklichkeit ließ ihn nicht Skeptiker werden; er hielt die Abweichungen nicht für größer, als daß dieselben sich durch Korrektionskoeffizienten ausglei-

chen ließen. Die modernen Bestrebungen, die Theorien auf einer neuen und richtigeren Grundlage aufzubauen, konnten sich seiner Sympathie nicht erfreuen.

Ostensfeld ging in seinem Fach leidenschaftlich auf; das Fach war für ihn das Alpha und das Omega des Ingenieurs, und durch seine hervorragende Tüchtigkeit verschaffte er demselben allmählich im Unterricht der Hochschule



eine so dominierende Stellung, daß eine Reaktion notwendigerweise eintreten mußte.

1926 zog Ostenfeld sich vom Unterricht zurück, jedoch keineswegs um untätig zu bleiben. Er wurde Vorsteher eines neu errichteten Laboratoriums für Baustatik und gab sich mit der ihm eigenen Energie dem Studium exzentrisch beanspruchter

Säulen hin, worüber er vor seinem Tode noch zwei Arbeiten vollenden konnte.

Ostenfeld war unter den Ingenieurwissenschaftlern der ganzen Welt bekannt und hochgeschätzt; sein Tod wird auch außerhalb der Grenzen seines Vaterlandes als ein Verlust empfunden werden.
E. Suenson.

MITTEILUNGEN AUS DER INDUSTRIE.
(OHNE VERANTWORTUNG DER SCHRIFTFLEITUNG).

Unkosten-Beschränkung im Fuhrbetrieb

ist nicht gleichbedeutend mit Abbau von Personal und Fahrzeugen, also radikaler Verkleinerung, sondern die Herabdrückung der Unkosten läßt sich besser und schneller erreichen durch Austausch veralteter Fahrzeuge gegen moderne Maschinen. Wer z. B. Zugmaschinen (Traktoren) in seinem Betriebe hat, sei darauf aufmerksam gemacht, daß die Hanomag in Hannover mit ihren in ganz kurzer Zeit in Dienst

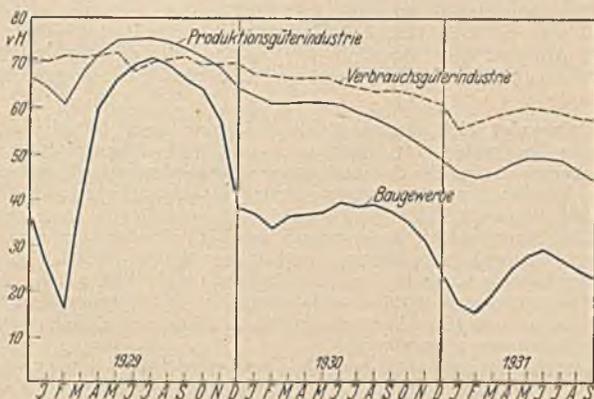
gestellten über 500 Diesel-Zugmaschinen einen großen Erfolg erzielte. Charakteristisch für den Hanomag-Diesel ist, daß sein Betrieb nur ein Fünftel der Brennstoffkosten verursacht wie ein gleichstarker Benzin-Motor. Die Hanomag-Diesel-Zugmaschinen sind sehr robust für rauhe Anforderungen gebaut und stets betriebsfertig. Wer Interesse hat, lasse sich von der Hanomag in Hannover kostenlos ausführliche Kataloge kommen.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Die Arbeitslosenzahl wurde Ende Oktober mit 4 622 000 festgestellt. Damit ist die Arbeitslosigkeit auch in der zweiten Oktoberhälfte weiter angestiegen, und zwar um 138 000, was wohl im wesentlichen den Niederschlag der jahreszeitlichen Bewegung am Arbeitsmarkt darstellt. Allerdings ist trotz des viel höheren Ausgangspunktes und trotz der verhältnismäßig guten Witterung die Gesamtzunahme seit dem Tiefpunkt der Arbeitslosigkeit höher als im Vorjahr. Sie beträgt seit dem tiefsten Stand Ende Juli rd. 668 000, während im Vorjahr bis Ende Oktober nur ein Anwachsen der Arbeitslosigkeit von rd. 617 000 zu verzeichnen war. An arbeitsuchenden Bauarbeitern wurden zuletzt Mitte Oktober 678 000 gezählt gegenüber 441 000 zur gleichen Zeit des Vorjahres. Auch hier ist die Zunahme gegenüber dem sommerlichen Tiefpunkt erheblich größer als im letzten Jahr, nämlich 107 000 gegenüber 66 000.

Die immer bedrohlicher werdende Entwicklung am Bau- markt verdient zweifellos stärkere Beachtung, als sie bisher in der Öffentlichkeit gefunden hat. Durch die Wirtschaftskrise und die von ihr ausgelösten öffentlichen Sparmaßnahmen wird das Baugewerbe von allen Gewerbe- zweigen am allerschwersten getroffen. Während beispielsweise bei den Verbrauchsgüterindustrien der durchschnittliche Beschäftigungsrückgang seit 1929 auf etwa 20% zu schätzen ist, ist die Bautätigkeit in den letzten zwei Jahren auf ein Drittel ihres Umfangs, also um mehr als 65% gesunken, so daß auch in den Saisonmonaten dieses Jahres der Beschäftigungsgrad noch unter dem winterlichen Tiefpunkt früherer Jahre lag.

Entwicklung des Beschäftigungsgrades im Baugewerbe im Vergleich zu dem Beschäftigungsgrad der Produktionsgüterindustrien und der Verbrauchsgüterindustrien.



Anm.: Der Beschäftigungsgrad ist bei den Produktions- und Verbrauchsgüterindustrien in Prozenten der Arbeitsplatzkapazität, bei dem Baugewerbe in Prozenten der Höchstbelegschaft wiedergegeben. Die Kurven sind daher nicht so sehr in ihrer absoluten Höhe, sondern mehr in ihrer Bewegung miteinander voll vergleichbar.

Für das laufende Baujahr dürften irgendwelche Antriebsmomente nicht mehr zu erwarten sein, aber auch für die kommende Frühjahrsbausaison ist mit einer Besserung vorerst nicht zu rechnen, da die Auftragssperre der öffentlichen Hand langfristig gedacht ist. Der völlige Stillstand der Baubetriebe, der nach Beendigung der noch laufenden Aufträge gegenwärtig unmittelbar bevorsteht, ist

damit über den kommenden Winter hinaus als ein vorläufiger Dauerzustand zu befürchten. Es kann kein Zweifel bestehen, daß damit die gesamte deutsche Bauwirtschaft in ihrem Fortbestand ernstlich bedroht ist. Was das angesichts der riesigen Arbeiterzahl der Bauindustrie und des Bauhandwerks und der Unzahl der hiervon abhängigen Gewerbe bedeutet, braucht nicht näher ausgeführt zu werden.

Auf der XXI. ordentlichen Hauptversammlung des Reichsverbandes Industrieller Bauunternehmungen E. V. am 3. November in Berlin bildete diese katastrophale Situation der deutschen Bauwirtschaft den Gegenstand erster eingehender Betrachtungen, die auch in den verschiedenen Entschlüssen, die gefaßt wurden, Niederschlag gefunden haben. Darin wird vor allem zum Ausdruck gebracht, daß bei aller Anerkennung der gebotenen Sparsamkeit die öffentliche Hand die ihr von jeher zufallende Aufgabe der Krisenmilderung durch Arbeitsbeschaffung nicht ins krasse Gegenteil kehren dürfe, wie es die gegenwärtig auf die Spitze getriebene Baudrosselung darstelle, die eine Krisenverschärfung von ungeheurem Ausmaß bedeute. — In einer besonderen Entschlußung wird sodann noch auf die durch den Niedergang der Bautätigkeit geschaffenen finanziellen Lage der baugewerblichen Berufsgenossenschaften hingewiesen, für die es geradezu eine Unmöglichkeit bedeutet, ihre unvermindert hohen Ausgaben auf die auf einen Bruchteil zusammengeschrumpfte Lohnsumme der Baubetriebe umzulegen, was eine Erhöhung der Beitragssätze ins Maßlose bedeuten würde. Auch aus diesem Gesichtspunkt heraus werden neben der schon monatlang angekündigten Leistungsherabsetzung der Reichsunfallversicherung Maßnahmen gefordert, die der Bauwirtschaft wenigstens eine bescheidene Beschäftigung ermöglichen.

Erwerbslosensiedlungen. Der bisherige Regierungspräsident von Trier, Saassen, wurde vom Reichskanzler zum Reichssiedlungskommissar ernannt. Er ist als solcher dem Reichskanzler unmittelbar unterstellt. Die Geschäftsstelle befindet sich im Gebäude des Reichsarbeitsministeriums, Berlin NW, Scharnhorststr. 35. Nach den offiziellen Mitteilungen, die zunächst hierüber herausgegeben worden sind, soll die Ausführung der Siedlungsbauten durch die anzusiedelnden Erwerbslosen selbst vorgenommen, d. h. das ausführende Bauunternehmertum ausgeschaltet werden.

Die in der Fachgruppe Bauindustrie des Reichsverbandes der Deutschen Industrie zusammengeschlossenen Unternehmerverbände des Baugewerbes haben an den Reichsfinanzminister und den Reichssiedlungskommissar je eine Eingabe gerichtet, in welchen sie die Einschaltung des ausführenden Baugewerbes in das Siedlungsverfahren fordern. Als Begründung für diese Forderung wird vor allem folgendes angeführt:

1. Die Gebäude können, wenn man die gesamten volkswirtschaftlich entstehenden Kosten des Baues in Berücksichtigung zieht, vom Baugewerbe billiger hergestellt werden als in eigener Regie.
2. Die Gebäude werden solider und dauerhafter gebaut. Es wird somit einer Vergeudung von Volksvermögen vorgebeugt.
3. Eine solide Ausführung des Baues ermöglicht erst eine Beleihung, da sich für in Pfuscharbeit ausgeführte Gebäude keine Geldgeber finden werden.
4. Die Unternehmer und beschäftigten Facharbeiter haben Steuern und Sozialbeiträge abzuliefern, die anderenfalls für die Finanzverwaltung und die Träger der Sozialversicherung ausfallen.
5. Die anzusiedelnden Erwerbslosen können in den Arbeitsprozeß sofort eingeschaltet werden, während anderenfalls eine vorherige längere unvollkommene Ausbildung notwendig wäre, welche später von dem Betreffenden nicht mehr verwertet werden kann.

Es liegen gewisse Anzeichen vor, daß man sich in Regierungskreisen bereits davon überzeugt hat, daß die ursprüngliche Absicht, die Ausführung der Siedlungsbauten voll und ganz den Erwerbslosen selbst zu überlassen, nicht durchführbar sein dürfte.

Bürgschaften für den Kleinwohnungsbau. Der Preußische Minister für Volkswohlfahrt hat auf Anfrage unter dem 30. September 1931 — II 7206a/7. 9. — folgende Antwort erteilt:

„Wie schon bisher, so können auch auf Grund der diesjährigen ministeriellen Richtlinien für die Verwendung des für die Neubautätigkeit bestimmten Anteils am Hauszinssteueraufkommen (Ziffer 10, Absatz 1) die Gemeinden (Gemeindeverbände) die eingehenden Zinsen, jetzt auch noch die Tilgungsbeträge, soweit notwendig, zur Sicherung von Bürgschaften für solche Darlehen verwenden, welche auf dem freien Kapitalmarkt als Ersatz für Hauszinssteuerhypotheken aufgenommen werden. Gemäß dem ministeriellen Begleiteilaß zu Ziff. 10 Abs. 5 der Richtlinien kann außer den Rückflüssen auch der für den Wohnungsbau bestimmte gemeindliche Hauszinssteueranteil zur Anlage von Bürgschaftssicherungsfonds in Anspruch genommen werden, und zwar neben den auf Grund staatlicher Genehmigung eingegangenen Verpflichtungen aus Vorjahren bis zu 2% der laufenden gemeindlichen Mittel. Hat ein Gemeindeverband also im Vorjahre 4% der laufenden Mittel zur Bürgschaftssicherung verwenden dürfen, so ist ihm für 1931 die Entnahme von 6% gestattet.“

Hinsichtlich der Reichsbürgschaften darf ich auf die auf Grund der Verordnung des Herrn Reichspräsidenten zur Sicherung von Wirtschaft und Finanzen vom 1. Dezember 1930 erlassenen Ausführungsbestimmungen für die Übernahme von Bürgschaften zugunsten des Kleinwohnungsbau vom 24. März 1931 (RGBl. Nr. 16 S. 137) verweisen. Der Staat Preußen hat von der Inanspruchnahme der Reichsbürgschaften zugunsten des Kleinwohnungsbau Abstand genommen. Der Erlaß besonderer Vorschriften zur Durchführung des Verfahrens ist daher für Preußen nicht beabsichtigt. Zur Zeit dürften die angeführten Bestimmungen wenig Bedeutung haben, da auf dem freien Kapitalmarkt Wohnungsbaugelder nur in geringem Umfang zu haben sein werden.“

Gegen Preisbildungen der Innungen. Der Reichswirtschaftsminister hat folgende Bekanntmachung betr. das Ordnungsstrafrecht der Innungen — Reichsgesetzblatt Teil I, S. 584 Nr. 70 vom 19. Oktober 1931 — erlassen:

„Auf Grund der Vorschrift im Siebenten Teil, Kapitel VIII, der Zweiten Verordnung des Reichspräsidenten zur Sicherung von Wirtschaft und Finanzen vom 5. Juni 1931 (Reichsgesetzbl. I S. 279) wird hiermit folgendes bestimmt:

1. Die Vorstände von Innungen und Zwangsinnungen haben bis auf weiteres der Innungsaufsichtsbehörde unter Mitteilung des Sachverhalts jede Ordnungsstrafe anzuzeigen, die sie gegen Innungsmitglieder wegen Wettbewerbshandlungen verhängen, auch wenn diese Handlungen sich als Verstoß gegen den Gemeingeist oder als Verletzung der Standesehre darstellen

2. Unterläßt der Vorstand einer Innung oder Zwangsinnung wiederholt die im Abs. 1 vorgeschriebene Anzeige oder wird durch die Handhabung des Ordnungsstrafrechts die wirtschaftliche Bewegungsfreiheit der Innungsmitglieder unbillig eingeschränkt, so kann die Innungsaufsichtsbehörde die Verhängung jeder weiteren Ordnungsstrafe von ihrer Einwilligung abhängig machen.

3. Verhängt der Vorstand einer Innung oder Zwangsinnung Ordnungsstrafen entgegen einer gemäß Abs. 2 gemachten Auflage ohne Einwilligung der Innungsaufsichtsbehörde, so kann die zuständige Landesbehörde die sich aus den §§ 92c, 81a Nr. 1 und 100c der Gewerbeordnung ergebende Befugnis der Innungen und Zwangsinnungen, Ordnungsstrafen wegen der im Abs. 1 genannten Handlungen ihrer Mitglieder zu verhängen, außer Kraft setzen.“

Rechtsprechung.

Gehaltsfortzahlung im Krankheitsfalle. Nach der Notverordnung des Reichspräsidenten vom 1. Dezember 1930 (RGBl. I, S. 608) dürfen die gesetzlichen Vorschriften über die Weiterzahlung des Gehaltes an unverschuldet erkrankte Angestellte nicht mehr durch Vertrag ausgeschlossen oder abgeändert werden.

Für die technischen und kaufmännischen Angestellten im Baugewerbe hat sich dadurch praktisch nichts geändert, denn für sie hat niemals eine von den gesetzlichen Vorschriften abweichende Vertragsregelung bestanden. Anders verhält es sich mit den Polierern und Schachtmeistern. Sie haben nach der Gewerbeordnung Anspruch auf die Weiterzahlung des Gehalts bis zu sechs Wochen, nach den noch geltenden Reichstarifverträgen vom 14. September 1923 dagegen nur bis zu einem Monat. Die Notverordnung vom 1. Dezember 1930 ließ die abweichende Regelung in bestehenden Verträgen unberührt. Nach der Zweiten Notverordnung des Reichspräsidenten vom 5. Juni 1931 hat aber die Gültigkeit der von den gesetzlichen Vorschriften abweichenden Tarifregelungen mit dem 31. Juli 1931 ihr Ende erreicht. Ab 1. August d. J. haben demnach auch Poliere und Schachtmeister Gehaltsanspruch bis zu sechs Krankheitswochen. Die weitere Vorschrift der Gewerbeordnung und der Tarifverträge, daß sich die Gehaltsansprüche um den Betrag mindern, welcher dem erkrankten Arbeitnehmer aus einer gesetzlichen

Versicherung zufließt, hat zur Zeit keine praktische Bedeutung, denn nach der Notverordnung vom 26. Juli 1930 ruht der Anspruch auf Krankengeld, soweit der Versicherte während der Krankheit Arbeitsentgelt erhält.

Der Pfändungs- und Überweisungsbeschluß, durch den der Arbeitgeber verpflichtet wird, die Lohn- oder Gehaltsforderung eines seiner Arbeitnehmer einzubehalten, soweit sie den pfändungsfreien Betrag überschreitet, erstreckt sich nach § 832 ZPO. auch auf die nach der Pfändung fällig werdenden Beträge. Das gilt aber nach einem Urteil des Preußischen Kammergerichts vom 18. Dezember 1909 nur insoweit, als die nach der Pfändung fällig werdenden Beträge aus demselben einheitlichen Rechtsverhältnis geschuldet werden. Diese Voraussetzung ist nicht erfüllt, wenn das Arbeitsverhältnis, in welches der Pfändungsbeschluß seinerzeit eingriff, inzwischen gelöst und erst nach Unterbrechung von mehreren Monaten ein neuer Arbeitsvertrag zwischen den gleichen Vertragsparteien abgeschlossen wurde. Die aus dem neuen Arbeitsverhältnis hervorgehenden Lohn- oder Gehaltsforderungen werden demnach von dem früheren Pfändungsbeschluß nicht mehr erfaßt. Der Arbeitgeber ist dann weder berechtigt noch verpflichtet, den fälligen Lohn- oder Gehaltsbetrag einzubehalten.

Zur Auslegung des Begriffs „beim Betrieb eines Kraftfahrzeugs“ im § 7 Kraftfahrzeuggesetz. (Urteil des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, vom 1. April 1931 — VI 516/30.)

Am 25. Oktober 1927 kamen G, F und T mit einem Lastkraftwagen von S. nach W. Sie hielten vor einem Hause in der L.straße in W. am rechten Bordstein, um Kartoffeln abzuladen. In der Nähe, dicht an der Kreuzung der L.- und W.straße, befindet sich eine Haltestelle der Straßenbahn. Beide Straßen werden von der Straßenbahn befahren. Der Kühler des Lastkraftwagens befand sich nur einige Meter von der Haltestelle. Die Schienen der Straßenbahn liegen in der Straße so dicht am rechten Bordstein, daß zwischen ihnen und dem Lastkraftwagen nur ein geringer Zwischenraum war. Nach Anhalten desselben ging T in das Haus, um die Lieferung der Kartoffeln mitzuteilen. G. und F. blieben sitzen. In diesem Augenblick kam ein Straßenbahnzug mit zwei Anhängern die L.straße entlang in der Richtung W.straße. Der Dachdecker H. wollte auf die vordere Plattform des ersten Anhängers steigen. Er blieb jedoch an einem Haken der hinteren Klappe des Lastkraftwagens hängen und wurde zwischen Straßenbahnzug und Lastkraftwagen eingeklemmt. Er starb an den hierdurch verursachten schweren Verletzungen. Seine Witwe und sein Kind wurden von der zuständigen Berufsgenossenschaft nach der Reichsversicherungsordnung entschädigt. Die Berufsgenossenschaft nimmt G. als Eigentümer und F. als Fahrer des Lastkraftwagens als Ersatz in Anspruch.

Das Reichsgericht verurteilt H. und F. zur Erstattung der Hälfte des Schadens. Diese haften, weil der Unfall beim Betrieb eines Lastkraftwagens im Sinne von § 7 Kraftfahrzeuggesetz erfolgt ist. Für einen beim Betrieb eingetretenen Schaden muß ein unmittelbarer (näherer) örtlicher und zeitlicher Zusammenhang mit einem bestimmten Betriebsvorgang oder mit bestimmten Betriebsrichtungen bestehen. Dies braucht sich nicht auf die technische und maschinelle Seite zu beschränken. Eine vorübergehende Unterbrechung der Fahrt schließt die Annahme nicht aus, das Fahrzeug befinde sich noch im Betrieb. Auch ist nicht erforderlich, daß der Unfall durch Gefahren verursacht ist, die dem Betriebe gerade eines Kraftfahrzeuges eigentümlich und mit andern Betrieben nicht verbunden sind. Hier steht das Anhalten zwecks Abladen der Kartoffeln schon im äußeren Zusammenhang mit dem Betrieb dieses Fahrzeuges und fällt um so weniger aus diesem Betrieb heraus, als der Mitfahrer T. zunächst in das Haus gegangen war, um die Ankunft der Kartoffeln anzuzeigen, während G. und F. auf dem Fahrzeug saßen und jederzeit eine Einwirkung auf dieses ausüben konnten.

Verwendet eine Bausparkasse die von ihren Mitgliedern eingezahlten Spargelder, um diesen nach und nach Tilgungs-Baudarlehen zu gewähren, so sind die Sparbeiträge der Mitglieder mit 2% gemäß § 5, Abs. 3, Versicherungsteuergesetz, steuerpflichtig. (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 17. März 1931 — II A 622/30.)

Die Bauspar-Aktiengesellschaft ist mit 2% der von ihren Mitgliedern (Sparern), entwickelten Beiträge zur Steuer gemäß § 5, Abs. 3 Versicherungsteuergesetz, in Verbindung mit Abs. 1, Nr. 6, zur Steuer herangezogen worden. Sie bestreitet ihre Steuerpflicht, weil es sich nicht um Kapitalansammlungsverträge und überhaupt nicht um Versicherungen handle.

Der Reichsfinanzhof hat die Beschwerde der Bauspar-Aktiengesellschaft Z. zurückgewiesen. Es kann dahingestellt bleiben, ob die von der Beschwerdeführerin mit ihren Mitgliedern abgeschlossenen Bausparverträge als Versicherungsverträge anzusehen sind. Gemäß § 5, Abs. 2, Nr. 6, Versicherungsteuergesetz, fällt die Sparversicherung unter das Versicherungsteuergesetz. Dem Fall der Sparversicherung steht gleich die Kapitalansammlung ohne Übernahme eines Wagnisses. Ist der hier vorliegende Bausparvertrag nicht als Versicherungsvertrag anzusehen, so fällt er jedenfalls als Kapitalansammlungsvertrag unter die Steuerpflicht. Als Kapitalansammlungsvertrag in diesem Sinne ist ein solcher Vertrag anzusehen, der der Ansammlung eines bestimmten Kapitals auf versicherungstechnischer Grundlage dient. Dies trifft hier zu. Durch den Vertrag ist dem Bausparer eine festbestimmte Summe gewähr-

leistet, und zwar unter Zuteilung für bestimmte Zeitpunkte nach bestimmten Sparleistungen. Grundlage bilden gleichartige Vertragschlüsse und Leistungen der Beitragspflichtigen in großer Zahl. Mit dem Bausparvertrag ist eine Lebensversicherung verbunden. Die Abwicklung derartiger Verträge erfordert eine besonders sorgfältige Risikoberechnung und Risikoverteilung, wie im technischen Versicherungswesen. Bausparkassenverträge der hier vorliegenden Art müssen daher als eine versicherungssähnlich durchgeführte und nur mit der Versicherungstechnik zum mindesten verwandten Mitteln durchführbare Kapitalansammlung angesehen werden.

Wechselt der Treuhänder im Eigentum eines Grundstücks ohne Änderung des Treugebers, so wird damit Wertzuwachssteuerpflicht ausgelöst. (Urteil des Hamburger Oberverwaltungsgerichts vom 29. Januar 1930 — AZ 117/29.)

K. war als Treuhänder von G. Eigentümer eines Grundstücks. Das Treuhandverhältnis ist beendet, das Eigentum auf den neuen Treuhänder R. übergegangen. K. wird zur Wertzuwachssteuer herangezogen. K. bestreitet seine Steuerpflicht und ruft die Verwaltungsgerichte an.

Das Hamburger Oberverwaltungsgericht bejaht die Steuerpflicht. Das Wertzuwachssteuergesetz knüpft die Steuerpflicht an die Grundstücksveräußerung durch Auflassung und Eintragung. Ihr werden eine Reihe anderer Rechtsgeschäfte gleichgestellt, die als Veräußerung gelten. Denn diese Rechtsgeschäfte haben oder können den gleichen wirtschaftlichen Erfolg haben wie der Eigentumswechsel

durch Auflassung und Eintragung. Das Gesetz will den Eigentumsübergang wirtschaftlich möglichst lückenlos erfassen. Denn nach ausdrücklicher Bestimmung gilt als Veräußerung jeder Rechtsgang, durch welchen der Übergang des Eigentums auf einen anderen erfolgt.

Damit ist aber nicht gesagt, daß ein Eigentumswechsel, der die wirtschaftliche Verfügungsmacht unverändert läßt, steuerfrei ist. Vielmehr ist ein formaler Eigentumswechsel bei gleichbleibendem wirtschaftlichen Eigentum steuerpflichtig. Denn die Wertzuwachssteuer ist wirtschaftlich als eine ergänzende Vermögenssteuer, genauer als eine Unterart der Besteuerung des Vermögenszuwachses überhaupt, aufzufassen, bei der die Zuwachsbesteuerung nicht periodisch wiederkehrend, sondern jeweils anknüpfend an eine Eigentumsänderung vorgenommen wird. Nach dem Sinn des Gesetzes soll, wie aus der möglichst erschöpfenden Aufzählung der denkbaren Anlässe erhellt, die Zuwachsbesteuerung möglichst oft vorgenommen werden können.

Die Anknüpfung für die Besteuerung des Zuwachses bildet in erster Linie der rein rechtliche Vorgang der Veräußerung. Durch die hier stattgefundenen Veräußerung ist die Steuerpflicht ausgelöst. Unerheblich ist, daß der Wertzuwachs sich nur rechnerisch ergibt und noch keine unmittelbare Realisierung stattgefunden hat, auch daß der Zuwachs dem Vermögen des Treugebers, nicht dem des Veräußerers, des Steuerpflichtigen, zugute gekommen ist. Durch die Übernahme der Treuhandschaft mußte sich K. öffentlich-rechtlich gefallen lassen, auch als der wirkliche, d. h. wirtschaftliche Eigentümer behandelt zu werden.

PATENTBERICHT.

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

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 42 vom 22. Oktober 1931.

- Kl. 19 a, Gr. 1. F 279.30. Joseph Victor Forestier, Paris; Vertr.: Dr. R. v. Rothenburg, Pat.-Anw., Wiesbaden. Doppelbettung aus Beton für Eisenbahnstrecken, bei welcher zwei unabhängige Teile durch eine Sandschicht voneinander getrennt sind. 30. IX. 30. Frankreich 10. VII. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 4. V 254.30. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf, Breite Str. 69. Doppelherzstück. 27. VI. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 8. G. 79 882. Gustav Grohmann, Berlin N 65, Malplaquetstr. 27. Federzungenweiche; Zus. z. Pat. 481 931. 8. VI. 31.
- Kl. 80 a, Gr. 46. W 46.30. Otto Wilhelmi, Berlin-Konradshöhe, Waldkauzstraße. Verfahren zum Herstellen von bewehrten und unbewehrten Betonkörpern. 3. II. 30.
- Kl. 80 b, Gr. 10. M 299.30. Dipl.-Ing. Ludwig Mägerlein, Frankfurt a. M.-Rödelheim, Burgfriedenstr. 1. Verfahren zur Herstellung von Baukörpern. 6. VIII. 30.

- Kl. 80 b, Gr. 21. G 80 268. Michael Groskopf, Münster i. W., Melchersstraße 45. Verfahren zur Herstellung von isolierenden, wasserdichten Baustoffen; Zus. z. Anm. G 79 988, 24. VII. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 21. R 80 532. Paul Rübiger, Berlin S 59, Dieffenbachstraße 66. Verfahren zur Herstellung von Bauelementen 28. I. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 25. D 316.30. Dipl.-Ing.-Chem. Werner Daitz, Lübeck, Curtiusstr. 11. Verfahren zur Herstellung eines stabilisierten Teers für Straßenbau- und andere Zwecke unter Verwendung der bei der Mineralölvereinigung anfallenden Säureharze. 19. VIII. 30.
- Kl. 81 e, Gr. 102. L 74 453. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. e. h. Franz Lenze, Mülheim-Ruhr-Styrum, Burgstr. 76. Anlage zum Entladen von Förderwagenzügen. 4. III. 29.
- Kl. 81 e, Gr. 126. K 90 675. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Absetzer mit einem neben der Absetzerfahrbahn liegenden Kippgleis. 20. VIII. 24.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven in den Jahren 1928—1931. Herausgegeben unter Mitwirkung an dem Bau beteiligter Fachleute von Hafenaudirektor Dr.-Ing. Arnold Agatz. Berlin 1931. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. RM 6,—, gebd. RM 7,20.

Mit der Inbetriebnahme der Nordschleuse in Bremerhaven am 1. August d. J. ist ein Werk zu Ende geführt worden, das nicht nur für die bremische Schifffahrt, sondern auch für die Ingenieurwissenschaften als hochbedeutendes Ereignis verzeichnet zu werden verdient.

Im Jahre 1899 konnten die damals dem Verkehr übergebene „Große Kaiserschleuse“ mit ihrer nutzbaren Länge von 223 m, 28 m Torweite und 10,56 m Wassertiefe über dem Drempeel bei Hochwasser als die größte bestehende Seeschleuse und das Kaiserdock I als größtes Trockendock der Welt gelten. In den Abmessungen der jetzt in Betrieb genommenen Bremerhavener Nordschleuse und der vor wenigen Monaten eingeweihten holländischen Seeschleuse in Ymuiden kommt die Entwicklung in der Seeschifffahrt in prägnanter Weise zum Ausdruck. Die größten Seedampfer haben bisher in den Verkehrsbeziehungen zwischen Europa und Nordamerika Verwendung gefunden, und mit welchen Riesenschritten diese Entwicklung vor sich gegangen ist, geht daraus hervor, daß der erste Dampfer „Bremen“, mit dem der Norddeutsche Lloyd am 19. Juni 1858 die erste Reise nach New York antrat, eine Länge von 97,53 m und eine Breite von 11,887 m hatte. Der englische Raddampfer „Great Western“, der 20 Jahre vorher in die nordamerikanische Fahrt eingestellt worden war, hatte, bei 71,98 m Länge, 10,83 m Breite und 5,08 m Tiefgang, einen Bruttoreumgehalt von 1340 t und eine Maschinenkraft von 1260 PS. Vergleicht man mit diesen Abmessungen diejenigen der heutigen „Bremen“ mit ihrem Bruttoreumgehalt von 51 656 t, ihrer Länge von 286,10 m, ihrer Breite von 31,06 m und ihrem Tiefgang von 10,20 m, so wird einem klar,

welcher Anstrengungen es bedurfte, um Hafenanlagen zu schaffen, die die Abfertigung in der durch die Kapitalanlage solcher Schiffe gebotenen kurzen Zeit ermöglichen.

Nach einer von Oberbaudirektor Dr.-Ing. E. h. Tillmann, Bremen, gebotenen Vorgeschichte des Baues der Nordschleuse schildert Hafenaudirektor Professor Dr.-Ing. Agatz die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung der Schleusenanlage und der Kajemauren. In den folgenden zehn Abschnitten werden von Mitarbeitern Einzelheiten beschrieben, wodurch ein klares und vollständiges Bild der ganzen Bauausführung gewonnen wird. Der Unfall, der im Jahre 1927 die Columbuskaje traf, die mit ihrer Länge von 1000 m die großartigen Anlagen zur Abfertigung der Schnelldampfer, wie Empfangshalle, Zollabfertigung und Bahnhof, aufweist, gab die Veranlassung, den Bodenverhältnissen, nach den Erfahrungen der Bodenkunde, größere Beachtung zu schenken. So bedeutet der Bau der Nordschleuse mit den 400 Bohrungen, die zur Erforschung des Baugrundes vorgenommen wurden, einen sehr wesentlichen Fortschritt in unserer Erkenntnis auf diesem Gebiet.

Von großem Interesse sind auch alle die ineinandergreifenden Maßnahmen, wie Erd- und Rammarbeiten, Grundwassersenkung usw., die getroffen werden mußten, um in der kurzen Bauzeit von vier Jahren den Bau durchzuführen, bei dem über 250 000 m³ Beton verarbeitet werden mußten. Wie ausgezeichnet dieser Mechanismus funktioniert hat, geht daraus hervor, daß die Beendigung der Arbeiten, für die das Jahr 1932 vorgesehen war, schon in diesem Jahr erfolgen konnte. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß eine Drehbrücke von 2800 t Gewicht mit allen hierbei erforderlichen Fundierungsarbeiten, Straßen und Gleisanlagen in dieser Zeit auch zur Ausführung kam. Das ganze Werk mit den zahlreichen, ausgezeichneten Abbildungen entspricht in vollstem Maße der Absicht, die Agatz in dem kurzen Rückblick in den Worten zusammenfaßt: „... nicht das

Endergebnis der Technik allein ist wertvoll, sondern auch der Werdegang und die Aufdeckung der Gründe für die Gestaltung.“

G. de Thierry.

Berechnungsgrundlagen und konstruktive Ausbildung von Einlaufspirale und Turbinensaugrohr bei Niederdruckanlagen. Von Dr.-Ing. Herbert Rohde. Berlin 1931, Verlag von Julius Springer. Preis geh. RM 11.—

Bei der Umwandlung von Wasserkraft in elektrische Energie spielt die Turbine mit Saugrohr eine rasch zunehmende Rolle. Ihr eigentliches Anwendungsgebiet, die Niederdruckanlage, wächst noch immer, weil die hier bestehenden Möglichkeiten bisher weniger ausgebaut waren und Zusammenhänge mit neuzeitlicher Pflege der Binnenschiffahrt entstanden sind, während in den abnahmefähigen zivilisierten Ländern die ausbauwürdigen Hochdruckgefälle fast völlig ausgenutzt sind. In diesem Sinne muß der Versuch Rohdes, die vom Bauingenieur an der Turbine mit Saugrohr zu lösenden Fragen zu untersuchen und auf die entsprechenden statischen und elastizitäts-theoretischen Probleme hinzuweisen, als verdienstvoll und dankenswert bezeichnet werden.

Dem Buche ist diejenige Verbreitung zu wünschen, die der Bedeutung der behandelten Fragen entspricht. Besonders sei verwiesen auf die auf der Schalentheorie aufgebauten Grundlagen zur Berechnung der in den Untergraben herabhängenden Saugrohrglocke, wie sie bei den amerikanischen Formen Moody und White regainer oder bei der deutschen Form Spannhake vorkommt. An anderer Stelle ist der Praktiker vielleicht überrascht, daß Rohde für einzelne Bauglieder Überlagerungen verschiedener statischer Systeme empfiehlt (z. B. Bewehrung der Sohle der Einlaufspirale als System von Balken auf zwei Stützen und gleichzeitig als System radialer Kragträger). Dies könnte als Überdimensionierung erscheinen, ist aber wohl weniger aus statischen Gründen geschehen, als vielmehr um Rißbildungen und damit Wasserdurchlässigkeit zu vermeiden. Wertvoll sind zum Schlusse die Mitteilungen über Bauausführungen und über die Berechnung der Wirtschaftlichkeit.

Doch nicht nur der Bauingenieur, sondern auch der Maschineningenieur, der Turbinen mit Saugrohr zu entwerfen oder im Laboratorium zu untersuchen hat, wird das Buch mit Nutzen durcharbeiten und erkennen, daß Formen, die hydraulisch gleichwertig sind, nach ihrer Zweckmäßigkeit für den statischen Aufbau oft sehr verschieden beurteilt werden müssen (z. B. Zwischenwand im Auslauf des Saugkrümmers: waagrecht angeordnet ist sie statisch kaum verwertbar, senkrecht dagegen als Zwischenstütze sehr wertvoll). Gerade diesem Zusammenarbeiten, dem Verständnis der beiderseitigen Belange ist die Arbeit ja gewidmet.

Das Buch zeigt, daß sehr reiches und modernstes Material verarbeitet worden ist.

Dr.-Ing. Ernst Schleiermacher.

Moderne Funktionentheorie. Lehrbuch der Funktionentheorie, Band II. Von Dr. Ludwig Bieberbach, o. ö. Professor an der Friedrich-Wilhelms-Universität in Berlin, Mitglied der Preussischen Akademie der Wissenschaften. Zweite verbesserte und vermehrte Auflage. Mit 47 Figuren im Text. Verlag B. G. Teubner, Leipzig und Berlin, 1931. VI u. 370 S. Preis geb. RM. 20.—

Der zweite Band des Bieberbachschen Lehrbuches der Funktionentheorie, der in zweiter Auflage vorliegt, ist in erster Linie für mathematische Leser bestimmt. Er behandelt in den einzelnen Kapiteln die wichtigsten Probleme der modernen Funktionentheorie. Dem pädagogischen Geschick des Verfassers gelingt es, auch diese schwierigen Fragen über die subtileren Eigenschaften analytischer Funktionen dem Verständnis des Lernenden erreichbar zu machen. Wieweit diese Probleme für die praktische Mathematik einmal von Bedeutung werden können, muß die Zukunft lehren. Jedenfalls erfüllt das Buch, das der Verlag mit bekannter Sorgfalt ausgestattet hat, eine wichtige Aufgabe für den mathematischen Unterricht, und nimmt deshalb einen gesicherten Platz in der Lehrbuchliteratur ein. Trefftz.

Tabellenbuch für die Berechnung von Kanälen und Leitungen. Von E. Wild unter Mitwirkung von O. Schöberlein. IV/58 Seiten und 52 Tafeln. Verlag von Julius Springer. Berlin 1931. Preis gebd. RM 25,50.

Das vorliegende Buch enthält alle zum Entwurf und zur hydraulischen Berechnung von Rohrleitungen für die Wasserversorgung und Kanalisation benötigten Werte in tabellarischer Zusammenstellung. Es lassen sich ablesen die lichten Rohrweiten, die Wassermengen und Geschwindigkeiten vollaufender Profile für die gebräuchlichsten Kreis-, normalen, überhöhten und gedrückten Ei- und Maul-Profile. Ein besonderer Abschnitt bringt Tabellen für die Bestimmung der benetzten Umfänge, wasserführenden Profilflächen und hydraulischen Radien aller anderen möglichen Profile. Mit Hilfe dieser Tabellen lassen sich die Wassermengen und mittleren Geschwindigkeiten für beliebige Füllhöhen nicht vollaufender Profile unter geringstem Zeitaufwand berechnen. Den letzten Abschnitt bilden 52 Tafeln mit Konstruktionsmaßen der Lichtprofile nebst den Leistungs- und Geschwindigkeitskurven zur direkten Bestimmung der Abflußmengen und Wassergeschwindigkeiten.

Sämtliche Tabellenwerte sind mittels der abgekürzten Kutter-schen Formel errechnet worden; als Rauigkeitswert wurde darin

$c = 0,35$ verwendet. Durch die Wahl dieses etwas hohen Beiwertes ist die Gewähr geboten, daß man mit den Leistungen der errechneten Profile auch nach langer Betriebsdauer der Rohre auf der sicheren Seite bleibt. An 12 Anwendungsbeispielen wird die praktische Handhabung der einzelnen Tabellen erläutert.

Die übersichtliche Anordnung der Tabellen sowie die muster-gültige Ausstattung des Werkes verdienen lobende Erwähnung. Das Buch wird allen denen, die mit Entwurf und Berechnung von Kanalisations-, Wasserversorgungs- und Meliorationsanlagen zu tun haben, als ein Zeit und umständliche Rechenarbeit ersparendes Hilfsmittel willkommen sein.

Dipl.-Ing. E. Ringwald.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 65.

Versuche über die Wasserdurchlässigkeit von Zementmörtel und Beton, insbesondere über den Einfluß der Körnung des Sandes, der Kiesgemenge usw. Wasseraufnahme und Wasserabgabe von Zementmörtel und Beton. Versuche mit gespritzten Mörteln. Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart in den Jahren 1928 bis 1930. Bericht erstattet von Otto Graf, Berlin 1931. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis: RM 7,20.

Im Gegensatz zu anderen Untersuchungsergebnissen, wonach zur Erreichung der Wasserdichtigkeit der Feinsandgehalt im Beton um wenige Prozent höher gewählt werden darf, als es zur Erzielung bester Druckfestigkeiten erforderlich ist, wird in dem vorliegenden Heft nach Versuchen an den drei Grafschen Mörteln Nr. 5, 7 und 10 bei Mischungen 1 : 3 bis 1 : 7 geschlossen, daß die Grafschen Richtlinien für druck-, biegungs- und verschleißfesten Mörtel auch für Mörtel Gültigkeit haben, der hohem Wasserdruck ausgesetzt ist. Für praktische Zwecke mag dies ungefähr zutreffen, für exakte Verhältnisse aber nicht. Bezüglich des Mindestfüllungsgrades 1,7 der Reichsbahnvorschriften — der ja die Praxis schon so oft beunruhigt hat, weil er reichlich fette Mischungen fordert — wurde festgestellt, daß er nicht haltbar sei. Im Rahmen der vorliegenden Versuche erwies sich als zutreffender der Faktor

hohlraumloser Zementstein

Hohlräume des lose geschütteten Sandes · Körnungsziffer.

Auf diesen Ausdruck aufbauend wurden Richtlinien zur Feststellung voraussichtlich undurchlässigen Mörtels aufgestellt. Es ist schon interessant zu beobachten, daß die letzten Endes auf Abrams zurückgehende Körnungsziffer bei der Frage der Wasserdichtigkeit nun von Graf als praktisch brauchbare Größe angesehen wird, während der Feinheitsmodul für Fragen der Festigkeit bisher nicht geübt ist (vgl. auch sein Fehlen in dem Vorschlag zu den neuen Eisenbetonvorschriften.) Bei den Betonversuchen wurde die für die Wasserundurchlässigkeit entscheidende Bedeutung der Mörtelbeschaffenheit erkannt, zu der, wie schon bekannt, noch die im Beton vorhandene Mörtelmenge und die Betonkonsistenz tritt. Des weiteren enthält die Schrift zum Teil etwas aphoristische Darstellungen über den Einfluß der Kornform des Sandes, der Plattenstärke, der Zementart, der Oberflächenbeschaffenheit des Betons und der Wirkung von Glattstrichen auf die Wasserdurchlässigkeit von Beton. Auch der in diesem Zusammenhang von Anders schon früher als wichtig erkannten Wasseraufnahme und -abgabe von Beton wurde Aufmerksamkeit geschenkt. Neu sind die Versuche über die Festigkeit und über die Wasserdurchlässigkeit von nach dem Torkret-Verfahren gespritzten Zementmörteln ohne und mit Kalk- oder Trasszusatz und die Versuche mit gespritzten Kalkmörteln. Hier erfahren wir unter anderem wichtiges über den Einfluß der Körnung, der Bindemittelmenge, der Bindemittelart auf den Rückprall der Spritzmörtel. Das mit zahlreichen Tabellen, graphischen Darstellungen und Abbildungen versehene Heft 65 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton enthält wiederum eine Fülle wertvoller Einzeldaten, die für Forschung und Praxis von Wichtigkeit sind.

Hummel.

Neuerscheinungen

Architekt, Ingenieur oder Baumeister? Die Stellung und Bedeutung der Techniker im Wirtschaftsleben. Dr.-Ing. Fritz Popper, Prag 1931. I. G. Calve'sche Universitäts-Buchhandlung. Umfang: 24 Seiten. Preis: RM 1,20.

Statik der Baukonstruktionen. Die wichtigsten Berechnungsgrundlagen in rationalisierter Form. Dr.-Ing. Paul Abeles, beratender Ingenieur, Wien. Verlag österreichische Bauzeitung, Wien, I., Wolfengasse 3. Preis: RM 8,—

Das Buch enthält in tabellarischer Zusammenfassung gebrauchsfertige Formeln aus dem Gebiet der Baustatik. Es ist bestimmt für den ausführenden Baufachmann als Hilfsmittel zur Berechnung der einfachen Tragwerkformeln. Neben den wichtigsten Gebrauchsformeln sind auch die in den O-Normen enthaltenen zulässigen Beanspruchungen und wichtigsten Einzelbestimmungen angeführt.

Der Eisenbeton. Seine Theorie und Anwendung. Herausgegeben von Dr.-Ing. und Dr. sc. techn. E. h. E. Mörsch, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart. Fünfte, vollständig neu bearbeitete und vermehrte Auflage. II. Band, 2. Teil (Brücken). 2. Lieferung mit 195 Textabbildungen. 1931. Verlag von Konrad Wittwer in Stuttgart. Preis geheftet RM 9,—.

Besprechung folgt nach Abschluß der Lieferungen.