

## BEITRAG ZUR FRAGE DES PASSIVEN ERDDRUCKES.

Von Dipl.-Ing. Alfred Streck, Hannover.

**Übersicht.** Anknüpfend an die bisherigen Ergebnisse der von Herrn Prof. Franzius unternommenen Versuche über den passiven Erddruck wird ein neuer Vorschlag für die Berechnung des Erddruckes gemacht, der für den passiven Erddruck auf eine senkrechte Druckwand zahlenmäßig entwickelt wird. Für glatte Druckwand ist hierbei die gebräuchliche Annahme ebener Gleitflächen beibehalten, während für die Erfassung der bei rauher Wand beobachteten gekrümmten Gleitfläche einfache Annahmen gemacht werden. Als Beweisführung für das Vorhandensein einer gekrümmten Gleitfläche werden auch einige Versuchsergebnisse anderer Forscher mitgeteilt. Des weiteren werden die Ergebnisse der gebräuchlichen Berechnungsweise mit den nach dem Vorschlage des Verfassers erhaltenen Werten verglichen.

Prof. Franzius hat an gleicher Stelle in Heft 10 und 17 1924 über Versuche über den passiven Erddruck berichtet.

Verfasser hat bei der Ausführung der Versuche mitgewirkt. Bei den dort beschriebenen Versuchen waren die Bewegungsvorgänge im Erdkörper durch die Verschiebungen wagerechter Ziegelmehlschichten beobachtet worden. Aus den hierbei gemachten und in der Abhandlung mitgeteilten Beobachtungen zog man den Schluß, daß die Gleitfläche durch eine Ebene ersetzt werden könne. Es war hierdurch anscheinend eine Übereinstimmung mit den Annahmen der gebräuchlichen Theorien für die Errechnung der Grenzwerte des Erddruckes gegeben. Bei der von Herrn Dr. Schiller<sup>1)</sup> durchgeführten Auswertung dieser Versuchsreihe war alsdann der Hauptwert auf die Nachprüfung der Zahlenwerte gelegt worden, die sich als nahezu doppelt so groß als die Theoriewerte für glatte Wand nach der Formel:

$$E = \frac{h^2}{2} \gamma \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

ergaben, wenn man als Reibungswinkel  $\varphi$  in der üblichen Weise den Böschungswinkel des lose geschütteten Materiales einsetzt.

Auf die Höhe der bei den Versuchen vorhandenen Kraftneigung zur Druckwand ist hierbei nicht weiter eingegangen.

Bei der Bestimmung dieser Zahlenwerte mußte die an den Seiten der Kastenwände entstehende Reibung rechnerisch berücksichtigt werden. Die grundlegenden Annahmen bei dieser rechnerischen Berücksichtigung der Reibung enthielten eine gewisse Willkür und damit eine gewisse Unsicherheit in den aus den Versuchen gezogenen Folgerungen.

Man hatte daher das Bestreben, diese Unsicherheit auszuschalten. Durch ein Verfahren, bei dem die Seitenwände des Kastens mit Schmierseife versehen und die Sandfüllung

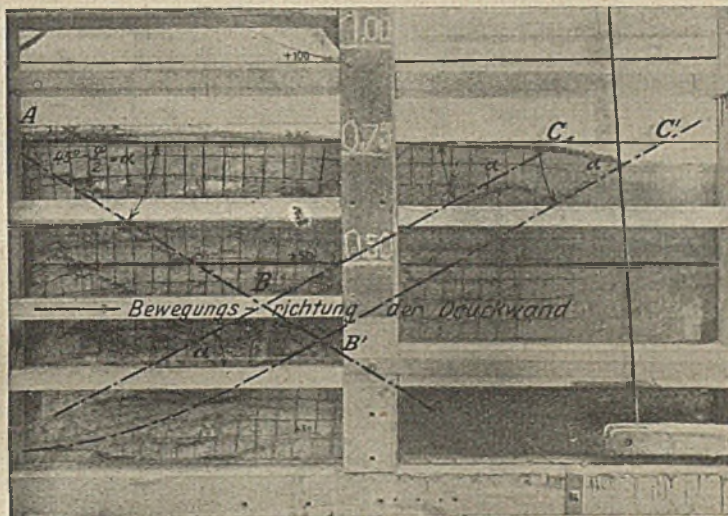
von dieser Schmierseife durch eine Papierlage getrennt wurde, gelang es, die Seitenreibung bedeutend zu vermindern. In der Ergänzung zu seinem Aufsatz in Heft 10 hat Herr Prof. Franzius die damals vorliegenden zahlenmäßigen Ergebnisse dieser Versuche kurz erwähnt. Die erhaltenen reinen Zugkräfte lagen im Bereiche der Schillerschen Rechnungswerte. Es wurde hieraus gefolgert, daß die gewählte Berücksichtigung der Seitenreibung als berechtigt angesehen werden könne.

Als wesentlicher Vorteil dieser dann mit dem alten Versuchsapparat weiter geführten Versuche stellte sich heraus, daß die Bewegungserscheinungen im Boden durch die Verschiebungen des auf die Papierlage aufgebrachten Quadratnetzes in guter Weise beobachtet werden konnten (Abb. 1 und 2).

Durch die gegenüber der ersten Versuchsreihe genaueren Beobachtungen ergaben sich wichtige Aufschlüsse, die z. T. mit den aus den ersten Beobachtungen gezogenen Schlüssen nicht im Einklang standen. Eine kritische Betrachtung der ersten Versuchsreihe an Hand der neuen Ergebnisse ließ alsdann eine andere Erklärung für einige dort beobachtete Vorgänge als wahrscheinlicher erscheinen und ermöglichte einen Einblick in die durch die Versuchsordnung bedingten Eigenheiten der Versuchsergebnisse. Es zeigte sich, daß die Annahme einer geraden Gleitfläche wahrscheinlich nur bedingt, d. h. für den Fall einer vollkommen glatten Wand zutrifft, die aber in der Praxis

wohl kaum vorhanden sein wird. Daß diese Gleitfläche bei den ersten Versuchen vielfach beobachtet und den Abweichungen wenig Gewicht beigelegt wurde, läßt sich daraus erklären, daß einer in der Fläche der Druckwand wirkenden lotrecht nach oben gerichteten Kraft nur das Wandgewicht entgegenwirkte, zu der erst nach einer gewissen Aufwärtsbewegung die Auflagerkraft der unteren Laufrollen hinzukam. Erst wenn die Aufwärtsbewegung durch das Anliegen dieser Rollen gehemmt wurde, konnte sich daher ein der alsdann rein wagerechten Bewegungsrichtung der Druckwand entsprechender Kraftneigungswinkel bilden.

Es wurden demgemäß die beobachteten verschiedenen Gleitflächen auf diese bei der ersten Auswertung vernachlässigten Bewegungen zurückgeführt. Die vorhandene Versuchsordnung, die bewußt nur auf die Messung der Horizontalkräfte eingestellt war, ermöglichte nicht in genügend genauer Weise einen Einblick in die damit entstehende Frage der Abhängigkeit der Gleitflächenform von den Bewegungen der Druckwand. Es wurde daher ein Entwurf für einen Umbau des Apparates aufgestellt, der die Erfassung der noch offenen Fragen ermöglichen sollte.



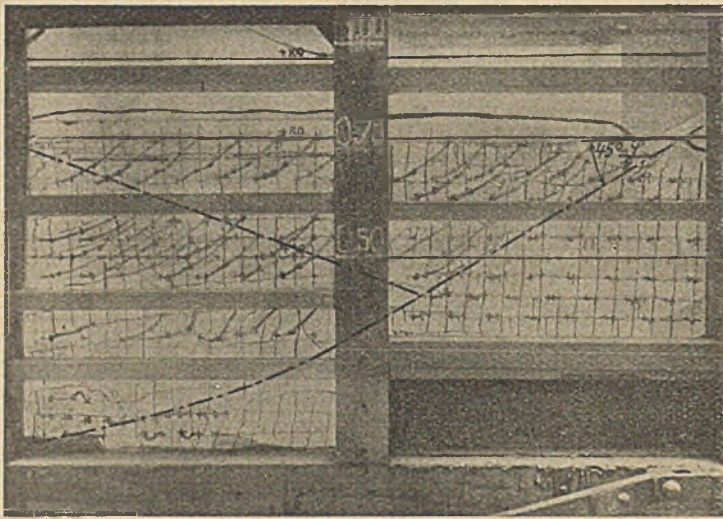
Die Bewegungen im Erdkörper sind aus den Verschiebungen des Quadratnetzes zu erkennen.

Abb. 1. Schaubild zu einem Versuch.

<sup>1)</sup> Dr. Hans Schiller, Mittel und Wege zur Messung des passiven Erddruckes, Hannover, März 1924.

Gegenüber der vorhandenen Versuchseinrichtung mußte der umgebaute Apparat also folgende Forderungen erfüllen:

1. genaueste lotrechte Einstellungsmöglichkeit der Druckwand,
2. Gewährleistung einer rein wagerechten Verschiebung,



Die Verschiebungen des Quadratnetzes und die eingezeichneten Wege verschiedener Eckpunkte zeigen die Deformation des Erdkörpers.  
Abb. 2. Versuchsbild.

3. Ermöglichung von Verschiebungen in gleichzeitig wagerechter und senkrechter Richtung, d. h. also schräg nach oben und schräg nach unten,
4. die Möglichkeit drehender Bewegung,
5. Messung der wagerechten und senkrechten Kraftgröße in jedem Bewegungs stadium,

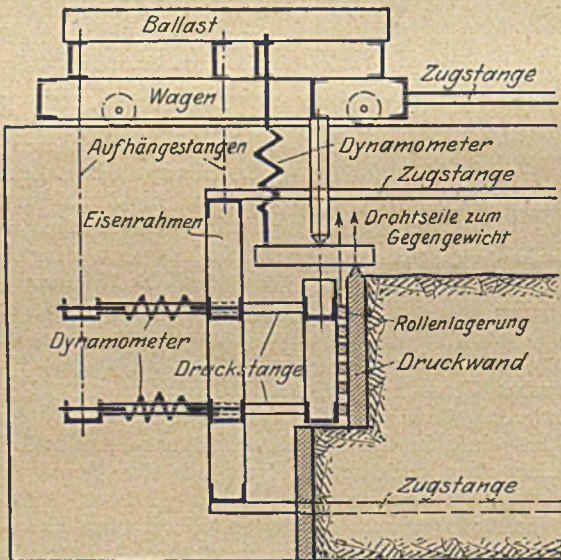


Abb. 3. Wirkungsweise der umgebauten Versuchseinrichtung.

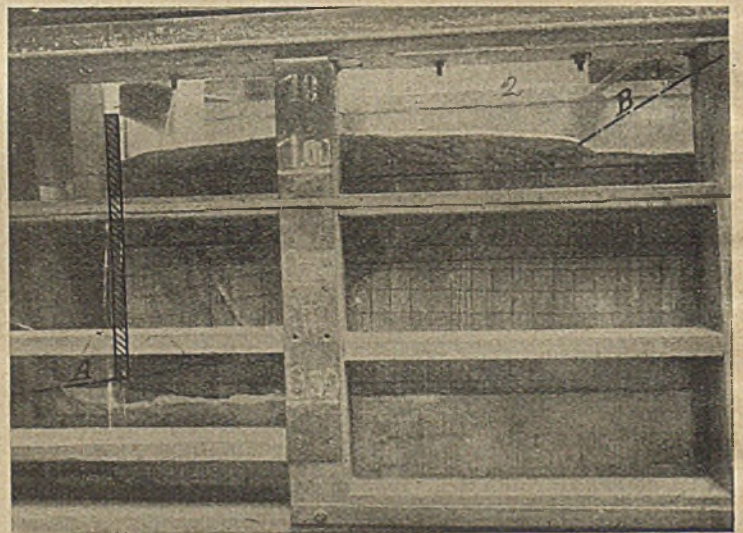
6. möglichst geringer Einfluß von Formänderungen der zur Übertragung der Kräfte auf die Meßapparate dienenden Konstruktionsteile.

Die Wirkungsweise der umgebauten Versuchseinrichtung geht aus Abb. 3 hervor. Man suchte die erwähnten Forderungen dadurch zu erfüllen, daß auf dem Kasten ein sehr stark konstruierter Wagen fährt, an dem sämtliche bewegten Teile angehängt sind. Die bei einer Vorwärtsbewegung auf die auf Rollen gelagerte Druckwand ausgeübte Kraft wird durch gelenkig gelagerte wagerecht liegende und

in der Kastenachse laufende Träger auf Querträger übertragen, die durch Dynamometer mit einem aus U-Eisen gebildeten Eisenrahmen verbunden sind. An diesem Eisenrahmen greifen Zugstangen an, durch die die Vorwärtsbewegung des Rahmens erzeugt wird. Der Antrieb dieser Zugstangen erfolgt durch das auch bei der ersten Versuchseinrichtung benutzte Spindelgetriebe. Die senkrechten Kräfte werden durch einen Hebel auf ein an dem Wagen hängendes Dynamometer übertragen. Der Wagen wird durch eine Verbindung mit dem Spindeltrieb in der gleichen Geschwindigkeit vorwärtsgezogen wie der als Aufhängevorrichtung für die Dynamometer dienende Eisenrahmen.

Es sei erwähnt, daß die gleichen Gesichtspunkte auch für den Entwurf des von Herrn Prof. Franzius in der angezogenen Veröffentlichung erwähnten Apparates von  $2 \times 2 \text{ m}^2$  Druckfläche Verwendung fanden. Dieser Apparat befindet sich z. Z. vor der Fertigstellung und soll, da er wegen der großen Abmessungen sehr umfangreiche Versuchsvorbereitungen erfordert, in der Hauptsache für die Nachprüfung der mit der kleinen Versuchsvorrichtung erhaltenen Ergebnisse Verwendung finden. Die Möglichkeit der Nachprüfung der Modellversuche in den Ausmaßen der großen Versuchseinrichtung läßt erhoffen, daß die Forschungsergebnisse in hohem Maße den bei Bauwerken wirklich auftretenden Verhältnissen entsprechen werden. Beide Apparate gestatten es, den in der Praxis besonders bei Bohlwerken auftretenden Fall des wasser-gesättigten Bodens zu untersuchen.

Bei der Tagung der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft im Sommer 1925 wurde den Teilnehmern ein Versuch mit der damals noch nicht vollkommen fertigen kleinen Versuchseinrichtung vorgeführt. Da die Druckwand wegen des Fehlens der Rollen damals noch nicht beweglich gelagert war, wurde bei dem Versuch die Wand nur wagerecht verschoben, ohne daß die senkrechten Kräfte gemessen werden konnten. Dieser Versuch stellte also den Fall einer rauhen Wand dar, die nur wagerechte Bewegungsmöglichkeit besitzt. Der Versuch zeigte



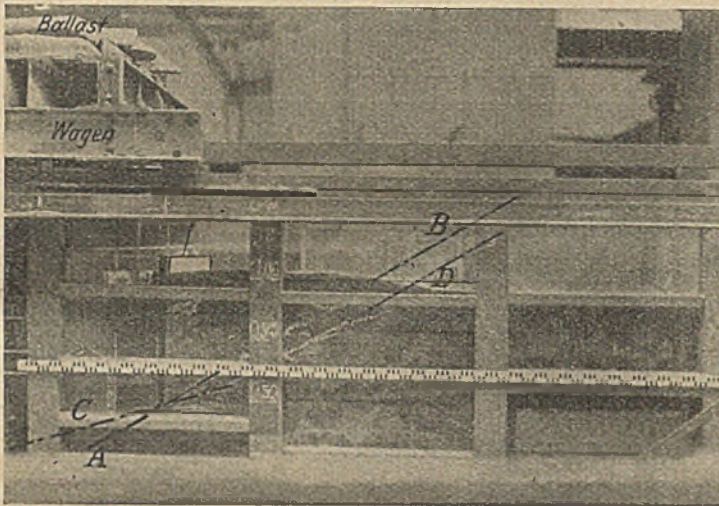
Rein wagerechte Bewegung der Druckwand. A-B = Gleitfläche.  
Abb. 4. Erster Versuch mit der umgebauten Versuchseinrichtung.

die gute Brauchbarkeit der Versuchseinrichtung (Abb. 4). Der zweite Versuch wurde im September 1925 ausgeführt. Bei diesem Versuch war das Dynamometer zur Messung der senkrechten Kräfte durch einen Eisenstab ersetzt, der am oberen Ende ein Schraubengewinde besaß, das in Verbindung mit der Hebelübertragung es ermöglichte, die Aufwärtsbewegung der auf Rollen gelagerten Druckwand zeitweise zu unterbrechen und damit während desselben Versuches zwischen dem Fall einer wagerecht glatten Druckwand und einer rauhen Druckwand zu wechseln.

Auch dieser Versuch zeigte, daß die gewählte Konstruktion der Versuchseinrichtung eine eingehende Beobachtung gestattet (Abb. 5). Nachdem nunmehr auch das Dynamometer für die Messung der senkrechten Kräfte angeliefert ist, kann jetzt mit der Ausführung einer systematischen Versuchsreihe begonnen werden, für die die Wahrscheinlichkeit vorhanden

der Grenzlaster versuchstechnisch nachzuprüfen, ohne auf eine allgemeine Lösung des Erddruckproblems hinzuwirken.

Verfasser hat in einer Arbeit, die er der Technischen Hochschule Hannover als Promotionsarbeit eingereicht hat, das gesamte über den passiven Erddruck vorliegende Versuchsmaterial bearbeitet. Er glaubt schon jetzt ein Schema für die



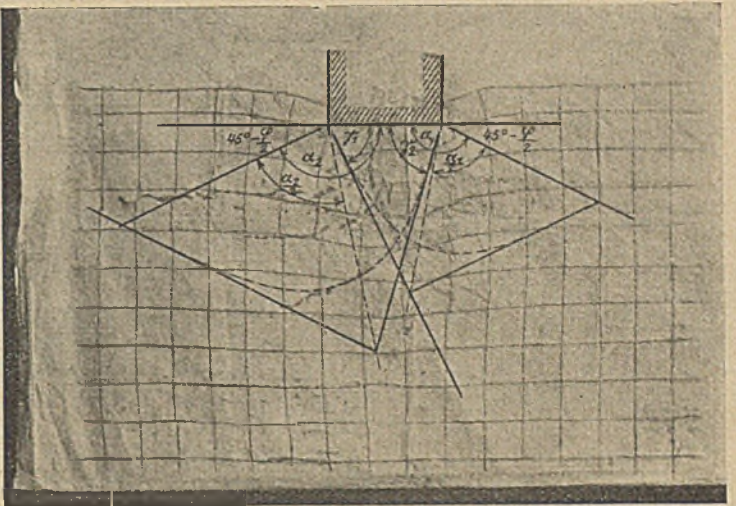
A-B = Gleitfläche bei unbehinderter Aufwärtsbewegung der Druckwand.  
C-D = Gleitfläche bei behinderter Aufwärtsbewegung.

Abb. 5.

Zweiter Versuch mit der umgebauten Versuchseinrichtung.

ist, daß sie klärend auf den gesamten Fragenbereich der Bewegungsvorgänge im Erdkörper und der in ihm wirkenden Kräfte in Abhängigkeit von der Wandrauhigkeit und der Bewegungsmöglichkeit des Bauteiles wirken wird. Bei dem großen Umfang des zu erforschenden Gebietes und der technischen Schwierigkeiten der Durchführung werden diese Versuche geraume Zeit in Anspruch nehmen.

Da die Beantwortung der Frage nach der Größe des passiven Erddruckes in einer Form erfolgen muß, die es ermöglicht, sämtliche vorkommenden Fälle genügend zu beschreiben, so muß auch jede Versuchsanordnung Material für die anzustrebende allgemeine Lösung geben. Aus diesem Gesichtspunkte heraus wurden während des Umbaus des Apparates Versuche angestellt, um die Bewegungsvorgänge im Erdkörper unter einer wagerechten Fundamentplatte zu erforschen. Dieser Fall ist als Grenzlage einer schrägen Druckwand anzusehen. Bei dieser Versuchsreihe wurde eine wagerechte Platte so lange belastet, bis ein seitliches Ausweichen des Bodens stattfand. Einige Bilder, die die Bewegungserscheinungen im Sande darstellen, sind in Abb. 6 u. 7 wiedergegeben. Derartige Versuche wurden schon von Kurdjumoff, Strohschneider und Forchheimer in allerdings kleinerem Maßstabe ausgeführt. Diese Forscher versuchten hierdurch nur einseitig die Höhe



Bewegungen im Erdkörper sind aus den Verzerrungen des □-Netzes zu sehen.  
— vorgeschlagenes Bewegungsschema.  
- - - beobachtete Bewegung.

Abb. 6. Schaubild zu einem Versuch über Fundamentbelastung.

Berechnung der Grenzwerte aufstellen zu können, das, obwohl der versuchstechnische Beweis noch nicht als vollkommen erbracht angesehen werden kann, doch manchen Vorzug gegenüber den hergebrachten Annahmen aufweisen dürfte. Dieser Vorschlag, der im folgenden Teil zunächst für den Fall der senkrechten Druckwand entwickelt werden soll, versucht der Errechnung der Grenzwerte zutreffendere Annahmen der Bewegungsvorgänge zugrunde zu legen, als die als sehr willkürlich zu bezeichnende ebene Gleitfläche. Er bildet einen Teil der erwähnten Doktorarbeit.

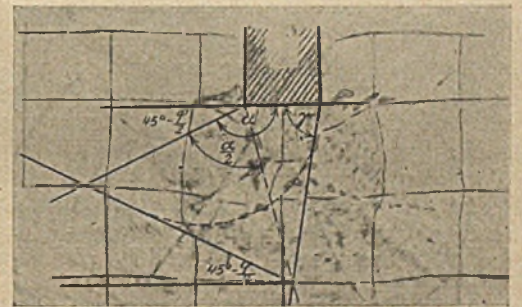


Abb. 7. Schaubild. (Erklärung s. Abb. 6.)

(Fortsetzung folgt.)

## DIE BERECHNUNG UND BEWEHRUNG EINFACHER UND UMSCHNÜRTER EISENBETONSÄULEN.

Von Dr.-Ing. A. Troche, Technische Hochschule Darmstadt.

**Übersicht.** Angabe eines sehr einfachen Berechnungs- und Bemessungsverfahrens, mittels dessen man durch wenige Rechenschieberstellungen alle Abmessungen einfacher und spiralarmierter Eisenbetonsäulen so erhält, daß nicht nur alle diesbezüglichen amtlichen Vorschriften von vornherein erfüllt sind, sondern außerdem die in jedem möglichen Fall geringste zulässige Eisenmenge in der günstigsten Aufteilung, also die erreichbar wirtschaftlichste Anordnung sich ergibt. — Angabe einfacher und genauer Faustformeln für die erforderlichen Materialmengen für 1 m Säulenlänge. — Rechnungsbeispiele.

### A. Umschnürte Säulen.

Die amtliche Formel:

$$\frac{\bar{P}}{\sigma_s} = F_i = (F_k + 15 F_e + 45 F_s)$$

ist eine Gleichung mit drei Unbekannten ( $F_k$ ,  $F_e$  und  $F_s$ ), die mit Hilfe der in den amtlichen Bestimmungen enthaltenen drei Grenzbedingungen:

$$A \dots \dots (F_k + 15 F_e + 45 F_s) \leq 2 F_b$$

$$B \dots \dots 0,008 F_b \leq F_e \leq 0,03 F_b$$

$$C \dots \dots F_s \leq 3 F_e$$

aufzulösen ist. Diese Auflösung ist zwar durch eine oder zwei Versuchsrechnungen bei einiger Übung und Erfahrung nicht allzu schwierig auszuführen, aber solche rein versuchsmäßige Lösung kann nicht befriedigen; denn sie bringt zwar mögliche, aber selten oder nie die erreichbar günstigsten Ergebnisse, die eine volle Ausnutzung des Materials in den zulässigen

Grenzen gewährleisten würden. In meiner Veröffentlichung „Über die Berechnung eisenbewehrter Betonstützen“ (Zeitschrift „Beton und Eisen“ 1923, Heft 9, S. 124 u. f.) habe ich gezeigt, wie man auf sehr einfache Weise durch Umformung der obigen Gleichung mit drei Unbekannten in die nachstehenden drei Gleichungen:

$$D \dots F_k = \alpha \frac{P}{\sigma_b}$$

$$E \dots F_e = \beta \frac{P}{\sigma_b}$$

$$F \dots F_s = \gamma \frac{P}{\sigma_b}$$

mit je einer Unbekannten ( $\alpha$ , bzw.  $\beta$ , bzw.  $\gamma$ ) diese Schwierigkeit behebt, und habe eine einfache Bemessungstabelle aufgestellt, mit deren Hilfe jede umschnürte Säule sofort in allen Abmessungen so dimensioniert werden kann, daß von vornherein gleichzeitig alle vorgeschriebenen Grenzbedingungen erfüllt sind und man für jede beliebige Materialbeanspruchung, die man erreichen oder einhalten will, die zugehörigen geringsten Materialmengen in der günstigsten Verteilung und Anordnung erhält.

Der Platzersparnis halber und um Wiederholungen zu vermeiden, werde ich die Kenntnis oben erwähnter Abhandlung voraussetzen und nachstehend nur die neuen Ergebnisse ableiten.

Was zunächst das Querschnittsverhältnis  $v = \frac{F_b}{F_k}$  anbelangt, so habe ich mich damals auf den von Mörsch vorgeschlagenen Wert  $v = \frac{4}{3}$  beschränkt, der auch weiterhin als empfehlenswert zu bezeichnen ist. Bei sehr starken Säulen allerdings, die Hunderte von Tonnen zu übertragen haben, dürfte dieser Wert aber doch etwas zu reichliche Betonüberdeckung zur Folge haben; ich habe deshalb in nachstehender Tabelle 1, außer für  $v = \frac{4}{3}$  noch für die Werte  $v = \frac{5}{4}$ ,  $\frac{6}{5}$  und  $\frac{7}{6}$  die Koeffizienten errechnet, bemerke jedoch, daß die Abteilung  $v = \frac{7}{6}$  nur ausnahmsweise bei ungewöhnlich großen Auflasten von mindestens 500 t und auch nur dann benutzt werden sollte, wenn eine Feuergefahr in den umschließenden Räumen so gut wie ausgeschlossen erscheint. Bei Säulen im Freien bleibt der Wert  $v = \frac{7}{6}$  tunlichst ausgeschlossen, namentlich in Gegenden mit erhöhter Rostgefahr für die Spirale (bei Auftreten von Rauchgasen, Säuredämpfen usw.).

Die einfache Anwendung der Tabelle ist unten an Beispielen noch erläutert.

Die links der starken getreppten Linie angegebenen drei Gruppen sind die wichtigsten und daher häufigst benutzten. Sie geben für ihre zugehörigen  $v$ -Abteilungen die schlankste noch eben zulässige Ausbildung der Säule, also die jeweils maximal bewehrte Stütze an. Für überschlägliche, z. B. Entwurfsberechnungen wird man sich ausschließlich ihrer bedienen, weil sie den höchsten Meterpreis bedingen und spätere Änderungen keine Verteuerungen zur Folge haben. Aber auch sonst wird, wenn umschnürte Säulen zur Ausführung kommen, zumeist die schlankste Ausbildung die gewünschte und auch angewendete sein. Vielleicht hätte die Angabe dieser drei Gruppen überhaupt genügt; aber ich habe die anderen Gruppen rechts der Treppenlinie mit angegeben, einmal um auch für nicht voll ausgenutzte Umschnürungen dieselbe einfache Dimensionierung zu ermöglichen, und ferner besonders noch deswegen, weil man

Tabelle 1.

Bemessungstafel für umschnürte Säulen.											
$F_k = \alpha P/\sigma_b$		$F_b = v F_k$		$U = \sim 10/3 D_b =$ Umfang von 1 m Säule							
$F_e = \beta \text{ „}$		$D_k = 1,1284 \sqrt{F_k}$		$f = \sim \frac{P^2}{10} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} =$ Querschnitt der Spirale							
$F_s = \gamma \text{ „}$		$D_b = 1,0987 \sqrt{F_b}$ Achteck		$w = \frac{\epsilon}{f} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} =$ Anzahl der Wicklungen auf 1 m Säulenlänge							
P in t; $\sigma_b$ in kg/cm <sup>2</sup>											
$v = F_b/F_k$		p %	3 1/3 %	3,2 %	3,1 %	3,0 %	2,8 %	2,6 %	2,4 %	2,2 %	2,0 %
für P < 200 t	v = 4/3	$\alpha$	375	385	394	403	424	446	472	500	532
		$\beta$	4,17	4,10	4,20	4,30	4,52	4,76	5,03	5,33	5,67
		$\gamma$	12,50	12,31	12,07	11,83	11,30	10,71	10,06	9,33	8,51
		$\epsilon$	18,21	17,71	17,16	16,62	15,49	14,30	13,07	11,77	10,41
für P = 200 bis 400 t	5/4	$\alpha$		400	409	419	440	462	488	516	548
		$\beta$		4,00	4,09	4,19	4,40	4,62	4,88	5,16	5,48
		$\gamma$	—	12,00	11,76	11,52	10,99	10,40	9,76	9,03	8,22
		$\epsilon$		16,93	16,73	15,88	14,79	13,64	12,47	11,21	9,91
für P ≥ 400 t	6/5	$\alpha$			417	429	450	473	498	526	558
		$\beta$			4,00	4,12	4,32	4,54	4,78	5,05	5,36
		$\gamma$	—	—	11,63	11,32	10,79	10,21	9,56	8,84	8,04
		$\epsilon$			16,07	15,42	14,35	13,25	12,08	10,87	9,60
nur aus- nahmsweise und nur für P > 500 t	7/6	$\alpha$			429	436	457	480	505	533	565
		$\beta$			4,00	4,07	4,26	4,48	4,71	4,98	5,27
		$\gamma$	—	—	11,37	11,18	10,65	10,07	9,43	8,71	7,91
		$\epsilon$			15,49	15,11	14,06	12,97	11,84	10,64	9,39

Zu beachten ist § 19, Nr. 3 der „Vorschriften“ von 1925.

Am gebräuchlichsten  $p > 3\%$ ; besonders häufig sind die Werte links von der starken Linie ( $p_{max}$ ). Bei  $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$  (am üblichsten) erhält man für 1 m Säulenlänge (P in t einzusetzen!)

bei p max	Material	bei p = ~ 2%
P/700	m <sup>3</sup> Beton	P/640
P/2500	t Eisen	P/3200
0,140√P	m <sup>2</sup> Schalungsfläche	0,164√P

bei etwa vorher festliegenden Betonabmessungen der Säule mit Hilfe dieser Tabelle die zugehörigen noch eben zulässigen Minimalmengen an Eisen für die Quer- und Längsbewehrung mühelos findet, was eindeutig bisher nicht möglich war. Untenstehendes Beispiel 2 zeigt, wie man hierbei vorzugehen hat.

Manchem Konstrukteur wird auch die erste vertikale Spalte links sehr erwünscht sein, aus der er ersieht, welchen der drei (resp. vier) Werte  $v$  er am besten auswählen wird, damit die ausgeführte Säule den gewählten rechnerischen Grundlagen möglichst vollkommen entspricht. Ich möchte nicht verfehlen, an dieser Stelle nochmals zu erwähnen, daß man bei Anwendung meines Verfahrens von vornherein alle amtlichen Bedingungen für  $F_b$ ,  $F_k$ ,  $F_e$  und  $F_s$  erfüllt und gleichzeitig bei der jeweils höchst zulässigen oder der willkürlich anders begrenzten Materialanstrengung die für den betreffenden Fall geringsten Eiseneinlagen in der wirtschaftlichsten Verteilung erhält, so daß sich irgend eine Kontrolle nach dieser Richtung hin erübrigt.

Sind dergestalt die Größen  $F_b$ ,  $F_k$ ,  $F_e$  und  $F_s$  gefunden und ist somit die eigentliche Mengendimensionierung fertig, so folgt die Bestimmung der sich daraus ergebenden Durchmesser für das Betoneck, den Betonkern und die Eiseneinlagen.

Hierbei werden folgende Bezeichnungen gebraucht:

- $D_b$  = kleinster Durchmesser des Beton-Ecks,  
 $D_8$  = „ „ „ „ -Achtecks,  
 $D_6$  = „ „ „ „ -Sechsecks,  
 $D_k = D$  = Durchmesser des Betonkerns,  
 $f$  = Querschnittsfläche der Spirale,  
 $p\%$  = Bewehrungsverhältnis  $\frac{F_e + F_s}{F_b}$  in %,  
 $s$  = Ganghöhe einer Spiralwindung in Richtung der Säulenachse,  
 $v$  = Querschnittsverhältnis  $\frac{F_b}{F_k}$ ,  
 $w$  = Anzahl der Spiralwindungen oder Ringe auf 1 m Säulenlänge.

Dann ist für jedes beliebige  $v$ :

$$D = 1,1284 \sqrt{\alpha \frac{P}{\sigma_b}} = c \sqrt{\alpha \frac{P}{\sigma_b}},$$

worin  $c$  der bekannte, auf jedem Rechenschieber besonders angemerkte Koeffizient für Kreisberechnungen ist,

$$D_8 = 1,0987 \sqrt{v \alpha \frac{P}{\sigma_b}} = \sim 1,099 \sqrt{v \alpha \frac{P}{\sigma_b}},$$

$$D_6 = 1,0746 \sqrt{v \alpha \frac{P}{\sigma_b}} = \sim 1,075 \sqrt{v \alpha \frac{P}{\sigma_b}},$$

welche Beziehungen sich leicht aus den Flächenformeln für Achteck und Sechseck ergeben. In diesen Ausdrücken sind  $P$  und  $\sigma_b$  gegeben ( $P$  in t,  $\sigma_b$  in  $\text{kg/cm}^2$  einsetzen!),  $v$  wird nach den Ausführungen oben gewählt und  $\alpha$  aus der Tabelle entnommen, so daß nun die Betonabmessungen ( $D_8$ ,  $D_6$  und  $D$  in cm!) festliegen. Über die Längseisenaufteilung ist nicht viel auszusagen; man teilt  $F_e$  tunlichst in 6–10 Längsstäbe auf. Ausführlicher ist noch auf die Einteilung und Anordnung der errechneten Querbewehrung  $F_s$  einzugehen.

Nach den amtlichen Bestimmungen ist zu setzen:  
 $\frac{f}{s} = \frac{F_s}{\pi D}$ , wodurch man mit  $s = \frac{100}{w}$  erhält:

$$wf = \frac{100 F_s}{\pi D} = \frac{100 \gamma \frac{P}{\sigma_b}}{\pi c \sqrt{\alpha \frac{P}{\sigma_b}}} = \frac{100 \gamma}{\pi c \sqrt{\alpha}} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} = \frac{50 \gamma}{\sqrt{\alpha \pi}} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

$$wf = \varepsilon \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

bzw.

$$(1) \quad w = \frac{\varepsilon}{f} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

Die Werte  $\varepsilon$  sind in obiger Tabelle für alle darin enthaltenen Bewehrungsmöglichkeiten fertig ausgerechnet. Aus Formel (1) findet man sofort die Anzahl der erforderlichen Wicklungen oder Ringe für 1 m Säulenlänge, wenn der Querschnitt  $f$  der Spirale oder der Ringe gegeben oder gewählt worden ist. Die Wahl von  $f$  muß so erfolgen, daß nach den Vorschriften:

1.  $s < \frac{D}{5}$  (bzw.  $w > \frac{500}{D}$  bzw.  $f < \frac{\gamma}{5\pi} \cdot \frac{P}{\sigma_b}$ ),
2.  $s \leq 8 \text{ cm}$  (bzw.  $w \geq 12,5$  bzw.  $f \leq \frac{\varepsilon}{12,5} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$ ),

und aus baulichen Rücksichten:

3.  $s > 3 \text{ cm}$  (bzw.  $w < 33,3$  bzw.  $f > \frac{\varepsilon}{33,3} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$ ).

Ich möchte hier für die Wahl von  $f$  die sehr einfache Formel

$$(2) \quad f = \frac{p^2}{10} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

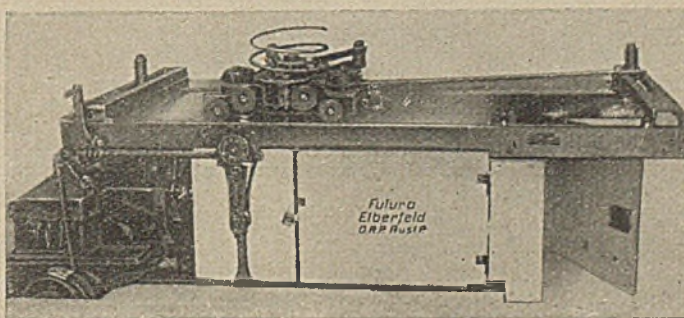
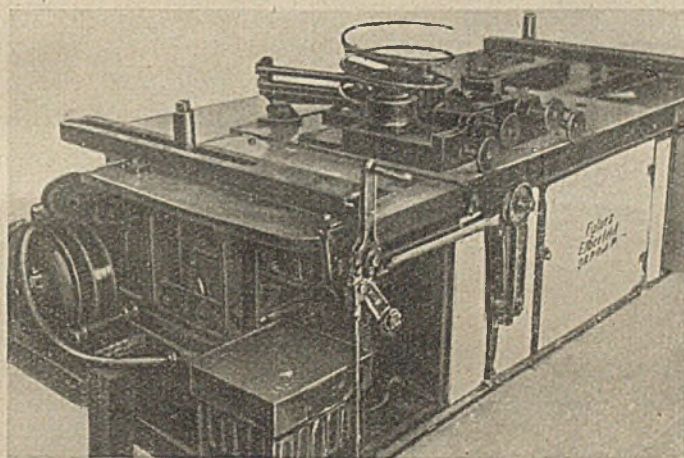
vorschlagen, mit welcher man auf 1 m Säulenlänge

$$(2a) \quad w = \frac{10 \varepsilon}{p^2}$$

Windungen erhält.

Diese Formel erfüllt in ausnahmslos allen praktischen und theoretisch möglichen Fällen alle drei Bedingungen. Sie hat aber außer der sofortigen Erfüllung der amtlichen Vorschriften noch den Vorteil, daß man mit ihr stets solche Spiralstärken erhält, wie sie bei den betreffenden Betonabmessungen in der Praxis üblich sind, so daß auch ein noch ungeübter Konstrukteur bei Anwendung dieser Formel von selbst die zutreffende Eisenstärke der Spirale ermittelt. Bei ihrer Anwendung liegt  $s$  in den für die Praxis wichtigen Fällen in der Nähe von 5 cm, was durchschnittlich  $w = 20$  Wicklungen auf 1 m ausmacht.

An dieser Stelle seien einige Worte über die praktische Herstellung von Spiralumschnürungen eingeschaltet. Während man noch bis vor kurzem die Wicklungen von Hand ausführte, wozu man sich eines aus Holz gefertigten Hohlkernes ähnlich den bekannten Seilrollen bediente, hat neuerdings die durch ihre Biege- und Schneidemaschinen bekannte Elberfelder Baumaschinenfabrik „Futura“ (A. Wagenbach & Cie.) ihren Biegetisch „Rekord“ durch die patentierte Erfindung einer Einrichtung für das Biegen von Spiralen, Ringen und Bögen zu einer Universalbiegemaschine erweitert. Mit Hilfe dieser sehr rasch und genau arbeitenden Maschine können Rundseisen von beliebigem Durchmesser jetzt auch zu Spiralen jeden Kerndurchmessers und jeder Ganghöhe gebogen werden mit einer Geschwindigkeit, die früher auch nicht annähernd erreicht werden konnte, so daß bedeutende Ersparnisse an



Löhnen und an Erstellungszeit erzielt werden. Die beiden beigelegten Abbildungen zeigen zwei Aufnahmen des neuesten Modelles der Maschine mit der aufmontierten Einrichtung für die Spiralbiegung.

Der allgemeinen Anwendung spiralbewehrter Säulen, die bisher u. a. auch durch das Fehlen einer zugleich einfachen und die wirtschaftlichste Bewehrung gewährleistenden Berechnung und besonders durch das Fehlen einer schnell und billig arbeitenden Spiralwickelmaschine behindert war, steht somit nun kein Hindernis mehr im Wege, so daß zu erwarten ist, daß die spiralbewehrten Säulen in Kürze mindestens

dieselbe Verbreitung erfahren werden, wie die einfachen bügelbewehrten Stützen, vor denen sie ja viele praktische und statische Vorzüge haben. Ausschließliche Anwendung der Spiralbewehrung ist bei den Säulen unter Pilzdecken zu erwarten.

Die Dimensionierung ist mit obigem beendet; die nachher folgenden Beispiele werden die einfache Anwendung des entwickelten Verfahrens noch veranschaulichen. Zunächst seien aber noch die allgemeinen Gleichungen zur Bestimmung der Koeffizienten  $\alpha$ ,  $\beta$  und  $\gamma$  mitgeteilt (die Gleichung für  $\varepsilon$ :  $\varepsilon = \frac{50\gamma}{\sqrt{\alpha\pi}}$  war schon oben gegeben), für den Fall, daß aus irgend einem Grunde die Koeffizienten für andere Werte von  $v$  und  $p$ , als in der Tabelle enthalten sind, bestimmt werden sollen (den Beweis für die Richtigkeit erhält man, wenn man in der bereits erwähnten Veröffentlichung in „Beton und Eisen“ 1923 grundsätzlich statt  $\frac{F_b}{F_k} = \frac{4}{3}$  den allgemeinen Wert  $\frac{F_b}{F_k} = v$  einsetzt).

$$(3a) \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = \frac{100000}{100 + 45pv - 24v} \\ \beta_1 = \frac{\alpha v}{125} \\ \gamma_1 = \beta \left( \frac{5}{4}p - 1 \right) \end{array} \right\} \text{ für } p \leq 3,2,$$

$$(3b) \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha_2 = \frac{8000}{8 + 3pv} \\ \beta_2 = \frac{\alpha pv}{400} \\ \gamma_2 = 3\beta \end{array} \right\} \text{ für } p \geq 3,2.$$

Die Bewehrungsgrenzen sind:

$$(4a) \quad \text{für } p \leq 3,2 \quad \left\{ \begin{array}{l} p_{\min} \% = 4 \cdot \frac{34v - 25}{45v} \% \\ p_{\max} \% = 4 \cdot \frac{56v - 25}{45v} \% \end{array} \right.$$

$$(4b) \quad \text{für } p \geq 3,2 \quad \left\{ \begin{array}{l} p_{\min} \% = 3,2 \% \text{ (unabhängig von } v) \\ p_{\max} \% = 8 \cdot \frac{2v - 1}{3v} \% \end{array} \right.$$

Da nach den amtlichen Vorschriften

$$F_k + 15 F_e + 45 F_s = \frac{P}{\sigma_b}$$

und

$$F_k + 15 F_e + 45 F_s \leq 2 F_b$$

sein soll, wird bei maximaler Ausnutzung dieser Bestimmungen (also bei  $p_{\max}$ ):

$$\frac{P}{\sigma_b} = 2 F_b \text{ bzw. } 1000 = 2 v \alpha,$$

$$\alpha v = 500 = \text{const.},$$

und da beim  $n$ -Eck

$$F_b = \frac{n}{4} D_b^2 \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{n} \right) \text{ bzw. } D_b = 2 \sqrt{\frac{\alpha v}{n \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{n} \right)}} \cdot \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

ist, so werden bei  $p_{\max}$  die Betonabmessungen

$$F_b = 500 \frac{P}{\sigma_b} \text{ bzw. } D_b = 20 \sqrt{\frac{5}{n \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{n} \right)}} \cdot \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

und

$$D_k = 10 c \sqrt{5} \cdot \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

zu unveränderlichen Größen. Da in der Praxis spiralbewehrte Säulen zumeist mit  $p_{\max}$  ausgeführt werden, so kann man gerade für diesen wichtigsten Fall ohne Rücksicht auf  $v$

die Abmessungen der Säulen eindeutig festlegen. Man erhält für das Achteck, das zumeist in Anwendung kommt,

$$(5) \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = 500 \frac{P}{\sigma_b} \text{ mit } D_b = 24,57 \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} \\ F_e = \sim 4,1 \frac{P}{\sigma_b} \\ F_s = \sim 3 F_e; \quad f = \sim 1,0 \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} \end{array} \right.$$

Für überschlägliche Entwurfsberechnungen ersetzen die Formeln (5) die obige Tabelle. Da solche Überschlagsrechnungen meist mit  $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$  ausgeführt werden, so lassen sich die Formeln (5) noch vereinfachen zu:

$$(5a) \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = 14,33 P \text{ mit } D_b = 4,16 \sqrt{P} \\ F_e = 0,12 P \\ F_s = 0,36 P \quad f = 0,17 \sqrt{P} \end{array} \right.$$

Mit diesen Werten erhält man bei maximal bewehrten Spiralsäulen die erforderlichen Materialmengen für 1 m Säulenlänge:

$$(6) \quad \left\{ \begin{array}{l} B = \frac{P}{700} \text{ m}^3 \text{ Beton} \\ E = \frac{P}{2500} \text{ t Eisen} \\ S = 0,140 \sqrt{P} \text{ m}^2 \text{ Schalung} \end{array} \right\} P \text{ in t einzusetzen.}$$

Bei nur 2 %iger Bewehrung würde man erhalten:

$$(6a) \quad \left\{ \begin{array}{l} B = \frac{P}{640} \text{ m}^3 \text{ Beton} \\ E = \frac{P}{3200} \text{ t Eisen} \\ S = 0,164 \sqrt{P} \text{ m}^2 \text{ Schalung.} \end{array} \right.$$

Für andere Berechnungsverhältnisse kann man zwischen diesen beiden Wertegruppen mit genügender Genauigkeit geradlinig interpolieren.

Schließlich noch einige Worte über die kleinsten zulässigen Querschnitte  $F_i = \frac{P}{\sigma_b}$  für Spiralsäulen. Nach den amtlichen Vorschriften (§ 14, Nr. 11) ist im eigentlichen Trägerbau (ausgenommen sind nur untergeordnete Fensterstützen usw., die für Spiralbewehrung kaum in Frage kommen) der kleinste zulässige Betoneckdurchmesser  $D_{b\min} = 25 \text{ cm}$ . Hiernach erhält man aus:

$$D_{b\min} = 25 \text{ cm} = 1,0987 \sqrt{(\alpha v)_{\max} \frac{P}{\sigma_b}} = 1,0987 \sqrt{\frac{6250}{7} \cdot \frac{P}{\sigma_b}}$$

das theoretisch geringst mögliche  $\frac{P}{\sigma_b}$ :

$$\left( \frac{P}{\sigma_b} \right)_{\min} = \sim 0,58,$$

bzw.

$$F_{i\min} = 580 \text{ cm}^2.$$

Für kleinere  $F_i$  darf die Berechnung nicht mehr nach den Vorschriften für spiralbewehrte Stützen durchgeführt werden, wozu auch keine Veranlassung vorliegt. Vielmehr ist der Fall  $\frac{P}{\sigma_b} = 0,58$  nur von theoretischem Belang, denn es läßt sich leicht nachweisen, daß hierbei die Vorschrift  $s < \frac{D}{5}$ , aus der sich die Bedingung  $f < \frac{v}{5\pi} \cdot \frac{P}{\sigma_b}$  ableitet, einen Spiraldurchmesser  $\delta < 4 \text{ mm}$  erfordert.

In der Praxis kommen Spiralen von kleinerem Durchmesser als 7 mm kaum zur Ausführung, was rückwärts ein  $\left( \frac{P}{\sigma_b} \right)_{\min} = 1,2$  bedingt. Obige Tabelle enthält sogar noch die Möglichkeit, bis  $\frac{P}{\sigma_b} = \sim 0,728$  zu dimensionieren, dürfte also restlos alle für die Praxis in Frage kommenden Fälle enthalten.

1. Beispiel.

Umschnürte Säule ohne Knickgefahr.

Gegeben:

Geschoßhöhe 8 m;  $P = 350 \text{ t}$ ;  $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ ; so daß  $\frac{P}{\sigma_b} = 10,00$

Gewählt:

$v = \frac{5}{4}$  und  $p = 3,2 \%$ , so daß  $\frac{p^2}{10} = \sim 1,0$  ist.

Man findet:

$$F_b = 12,50 \cdot 400 = 5000 \text{ cm}^2; D_b = 1,099 \sqrt{5000} = 77,8 = \sim 78 \text{ cm}$$

$$F_k = 10,00 \cdot 400 = 4000 \text{ cm}^2; D_k = 1,128 \sqrt{4000} = 71,3 \text{ cm}$$

$$F_e = 10,00 \cdot 4,00 = 40 \text{ cm}^2; f = \sim 1,0 \sqrt{10} = 3,17 \text{ cm}^2$$

$$F_s = 10,00 \cdot 12,00 = 120 \text{ cm}^2; U = \frac{10}{3} \cdot 0,78 = 2,60 \text{ m}^2.$$

Gewählt:

$$D_b = 78 \text{ cm}; D_k = 71,5 \text{ cm}; f = 1 \text{ } \varnothing 20 (= 3,14 \text{ cm}^2).$$

$$\text{Überdeckung } \ddot{u} = \frac{78 - 71,5 - 2,0}{2} = 2,25 \text{ cm}$$

$$w = \frac{16,93}{3,14} \sqrt{10} = \sim 17 \text{ Wicklungen auf 1 m}; s = 5,85 \text{ cm.}$$

(Wäre  $v = \frac{6}{5}$  mit  $p = \sim 3,1 \%$  gewählt worden, so hätte man gefunden  $D_b = 78 \text{ cm}$ ;  $D_k = 73 \text{ cm}$ ;  $f = 1 \text{ } \varnothing 20$ ; so daß die Überdeckung  $\ddot{u} = \frac{78 - 73 - 2,0}{2} = 1,5 \text{ cm}$  betragen hätte, was bei dieser starken Säule recht knapp ist).

2. Beispiel.

Umschnürte Säule ohne Knickgefahr, aber mit vorgeschriebenem Durchmesser  $D_b$ .

Gegeben:

$$P = 182 \text{ t}; \sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2; \text{ also: } \frac{P}{\sigma_b} = 5,2; D_b = 60 \text{ cm.}$$

Gewählt:  $v = \frac{4}{3}$ .

$$\text{Aus } D_b = 1,099 \sqrt{v F_k} \text{ folgt } F_k = \frac{60^2}{\frac{4}{3} \cdot 1,099^2} = 2230 \text{ cm}^2;$$

$$\text{und aus } F_k = \alpha \frac{P}{\sigma_b} \text{ folgt } \alpha = \frac{2230}{5,2} = 425.$$

Hierzu gehört nach der Tabelle  $p^0/0 = 2,8 \%$ ; die weitere Bemessung erfolgt wie bei Beispiel 1, nämlich:

$$F_e = 5,2 \cdot 4,52 = 23,5 \text{ cm}^2; D_k = 1,1284 \sqrt{2230} = 53,5 \text{ cm}$$

$$F_s = 5,2 \cdot 11,30 = 58,7 \text{ cm}^2; f = \frac{2,8^2}{10} \sqrt{5,2} = 1,79 \text{ cm}^2$$

$$U = 10/3 \cdot 0,60 = 2 \text{ m}^2.$$

Gewählt:

$$f = 1 \text{ } \varnothing 15 = 1,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{mit } w = \frac{15,49}{1,77} \sqrt{5,2} = 20 \text{ Wicklungen/lfd. m}; s = 5 \text{ cm.}$$

3. Säulen mit Knickgefahr.

Bei Säulen, deren Durchmesser  $D_b$  kleiner als  $\frac{1}{3}$  der Geschoßhöhe ist, muß nach den neuen „Vorschriften“ von 1925 wegen Knickgefahr mit einer erhöhten Belastung  $\omega \cdot P$  statt  $P$  gerechnet werden.  $\omega$  ist einer Tabelle zu entnehmen. Gegeben sei z. B. eine Geschoßhöhe  $H = 5 \text{ m}$ , ferner  $P = 35 \text{ t}$  und  $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ , also  $\frac{P}{\sigma_b} = 1,00$ . Mit  $v = \frac{4}{3}$  und  $p = 3\frac{1}{3} \%$  würde man  $D_b = 1,099 \sqrt{\frac{4}{3} \cdot 375 \cdot 1,00} = 1,099 \sqrt{500} = 24,8 \text{ cm}$  finden, so daß sich die geringst zulässige Säulenstärke  $D_b = 25 \text{ cm}$

ergibt. Folglich  $\frac{H}{D} = 20$  und nach den „Vorschriften“  $\omega = 1,7$ , also  $P = 1,7 \cdot 35 = 59,5 \text{ t}$ ;  $\frac{P}{\sigma_b} = 1,70$ . Hierzu ist:

$$D_b = 1,099 \sqrt{\frac{4}{3} \cdot 375 \cdot 1,70} = 1,099 \sqrt{850} = 32 \text{ cm}$$

$$D_b = 32 \text{ cm.}$$

Zu beachten ist, daß durch den vergrößerten Durchmesser das Verhältnis  $\frac{H}{D}$  geringer geworden ist, nämlich:  $\frac{H}{D} = \frac{500}{32} = 15,6$ , wozu  $\omega = 1,26$  gehört. Man hat nun also weiter zu dimensionieren mit:

$$\frac{P}{\sigma_b} = 1,26 \cdot 1,00 = 1,26 \text{ und } D_b = 32 \text{ cm,}$$

also entsprechend Beispiel 2 mit gegebenem Durchmesser.

Die Ausführungen über die Berechnung der umschnürten Säulen seien nun durch nachstehende Betrachtung zum Abschluß gebracht. Wie berechnet man den kleinst möglichen Durchmesser einer umschnürten Säule bei Knickgefahr? Diese Lösung ist sehr schwierig. Die neuen Vorschriften bezüglich der größeren „Knicklast“, wenn ich sie so nennen darf, sind nicht sehr glücklich gewählt und lassen eine einfache theoretische Ableitung des Minimums nicht zu, weil  $\omega$  durch die starre Vorschrift der geradlinigen Interpolation keinen einfachen gesetzmäßigen Verlauf nimmt. Man ist hier zum Probieren gezwungen. Hätte man im letzten Beispiel die dünnste Säule verlangt, so wäre man folgendermaßen vorgegangen:

Gefunden war  $D_b = 25 \text{ cm}$ ;  $\omega_{(1)} = 1,7$ . Da ja mit der Last auch  $D_b$  wächst (proportional zu  $\sqrt{P}$ ), so wird  $\omega$  entsprechend kleiner sein.

Wir schätzen also vorläufig:

$$\left\{ \begin{array}{l} \omega_{(2)} = 1,5; P = 1,5 \cdot 35 \text{ t. Hierzu ist } D = 30 \text{ cm; } \frac{H}{D} = 16,7, \\ \text{und } \omega = 1,37. \text{ Nächste Schätzung } \omega_{(3)} = 1,41; \end{array} \right\} P = 1,41 \cdot 35 \text{ t.}$$

$$\text{Hierzu } D = 29,2 \text{ cm mit } \frac{H}{D} = 17,1 \text{ und } \omega = 1,41.$$

Der geringst mögliche Durchmesser ist demnach  $D_{b,\text{min}} = 29,2 \text{ cm}$ .

B. Säulen mit einfacher Bügelbewehrung.

Hier ist nach den „Vorschriften“

$$\frac{P}{\sigma_b} = F_b + 15 F_e$$

zu setzen und man erhält:

$$A) F_b = \alpha \frac{P}{\sigma_b}$$

$$B) F_e = \beta \frac{P}{\sigma_b}$$

und es wird mit  $p^0/0 = \frac{F_e}{F_b}$  in  $0/0$ :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = \frac{100000}{100 + 15 p} \\ \beta = \frac{1000 p}{100 + 15 p} \end{array} \right\} \text{ wenn } P \text{ in t; } \sigma_b \text{ in kg/cm}^2.$$

Tabelle 2.

Bemessungstafel für einfache Säulen.										
$F_b = \alpha P / \sigma_b$ } (P in t; $\sigma_b$ in kg/cm <sup>2</sup> ); $p \% = \frac{F_e}{F_b}$ in 0/0										
$F_e = \beta P / \sigma_b$ }										
p %	0,5 0/0	0,6 0/0	0,7 0/0	0,8 0/0	0,9 0/0	1 0/0	1 1/4 0/0	1 1/2 0/0	2 0/0	2 1/2 0/0
$\alpha$	930	917	905	893	881	870	842	816	769	727
$\beta$	4,65	5,50	6,33	7,14	7,93	8,70	10,53	12,24	15,38	18,18

Zu beachten sind: § 14, Nr. 11 und § 19, Nr. 3 der „Vorschriften“.

Am gebräuchlichsten bei einfachen Säulen ist  $p = 0,5 \%$  bis  $p = 1\frac{1}{4} \%$ .

Beispiel:

Gegeben:  $P = 70 \text{ t}$ ;  $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\frac{P}{\sigma_b} = 2$ .Gewählt:  $p = 0,8\%$ : $F_b = 893 \cdot 2 = 1786 \text{ cm}^2$  Betonfläche, $F_e = 714 \cdot 2 = 1428$  „ Eisenquerschnitt.

Nachtrag.

## DIMENSIONIERUNG SPIRALBEWEHRTER SÄULEN.

Kritik des gleichnamigen Aufsatzes von  
Reg.-Baumeister Dr.-Ing. A. Zenns, München.

Von Dr.-Ing. A. Troche, Technische Hochschule Darmstadt.

Der im Bauingenieur 1925, Nr. 22 unter gleichnamigem Titel erschienene Aufsatz von Dr. Zenns fordert zur Kritik heraus. Das Verfahren zur einfachen Bemessung spiralarmierter Säulen, das Herr Dr. Zenns dort als neuartig hinstellt und ableitet und dem er nachsagt, daß es unter Ausschaltung der üblichen langwierigen Versuchsrechnungen gestattet, sofort eindeutig die günstigsten Betonabmessungen und Eiseneinlagen festzustellen, ist von mir bereits im Mai 1923 in Heft 9 der Zeitschrift „Beton und Eisen“ erstmalig veröffentlicht worden und hat seitdem auch Eingang z. B. in das bekannte Lehrbuch von Kersten „Der Eisenbetonbau“ gefunden (vgl. 13. Aufl., S. 345). Aber auch außerdem hält der Aufsatz von Dr. Z. kritischer Prüfung nicht stand, sondern weist eine Reihe von Irrtümern, unzutreffenden Annahmen und falschen Ergebnissen auf, die die Anwendung der dort mitgeteilten Formeln für die Praxis ausschließen, und die nachstehend besprochen werden sollen.

1. Wert  $\alpha$ . Das Querschnittsverhältnis  $\alpha = \frac{F_b}{F_k}$  bewegt sich in der Praxis ausschließlich in den Grenzen zwischen 1,15 und 1,45, je nach der Stärke der Betondeckung über den Spiralen und je nach der Querschnittsform (Achteck, Sechseck). Ich habe in meiner Veröffentlichung schon erwähnt, daß  $\alpha$  nicht zu klein gewählt werden sollte, vor allem mit Rücksicht auf die Feuersicherheit. Mörsch empfiehlt den Wert  $\alpha = \frac{4}{3}$ , den ich auch meiner Arbeit zugrunde gelegt habe. Dr. Z. aber bringt seltsamerweise außer  $\alpha = 1,2$  noch den ganz unmöglichen Wert  $\alpha = 1$  und empfiehlt obendrein noch diesen letzteren als besonders brauchbar und wirtschaftlich. Daß auch die rein rechnerische Ansetzung eines praktisch ganz unmöglichen Falles niemals richtige Werte ergeben kann, sollte von vornherein klar sein. Es ist daher auch nicht verwunderlich, daß alle Zennschen Formeln, soweit darin  $\alpha = 1$  verwendet ist, nicht richtig sind und die damit berechneten Querschnitte gegen die amtlichen Bestimmungen verstoßen, wie unten nachgewiesen wird.

2. Die Grenzbedingungen  $F_e \geq 0,008 F_b$  und  $F_s \leq 3 F_e$ . Die Bedingung  $F_e \geq 0,008 F_b$  war dem Sinne nach bereits in den alten Bestimmungen von 1916 enthalten, ist von Mörsch immer mit aller Deutlichkeit verlangt und in meiner erwähnten Veröffentlichung als maßgebend betrachtet und eingesetzt worden, brauchte also nicht erst von Dr. Z. als notwendig eingeführt zu werden, sondern war längst anerkannt. Von mindestens gleicher Wichtigkeit ist die Bedingung  $F_s \leq 3 F_e$ , die Dr. Z. als unnötig erachtet, indem er scheinbar beweist, daß  $F_e \geq 0,008 F_b$  die allein richtigen Minimalwerte ergibt. Dieser Beweis ist irreführend, weil er nur für Werte  $\alpha \leq 1,25$  zutrifft. Es läßt sich nämlich leicht, auch theoretisch, nachweisen, daß für  $\alpha > 1,25$  die Bedingung  $F_{e_{\min}} = \frac{F_s}{3}$  größere erforderliche Eisenmengen geben kann und ausgerechnet bei den praktisch wichtigsten Fällen

(nämlich bei  $p = \frac{F_e + F_s}{F_b} > 3,2\%$ ) auch immer größere Werte ergibt als die Bedingung  $F_e \geq 0,008 F_b$ . Daher haben auch die neuen deutschen Bestimmungen von 1925 mit Recht diese Grenzbedingung beibehalten.

3. Betonquerschnittsvergrößerung und Wirtschaftlichkeit. Auf Grund wirtschaftlicher Überlegungen kommt Herr Dr. Z. logischerweise zu dem altbekannten Resultat, daß umschnürte Säulen materiell unwirtschaftlicher als einfache Säulen sein können, daß sie aber trotzdem wegen ihrer geringen räumlichen Abmessungen große praktische Bedeutung und Vorteile haben. Um so verwunderlicher ist es dann, daß er zwei Spalten weiter sich empfehlend für den Wert  $\alpha = 1$  einsetzt, weil dieser größere Betonabmessungen, dafür aber Ersparnis an Eisen bringe. Warum empfiehlt er da nicht die ebenso unmöglichen Werte  $\alpha = 0,9$  oder  $0,8$ , die noch weniger Eisen erfordern, also anscheinend noch wirtschaftlicher wären? Tatsächlich ist Herr Dr. Z. auch hier das Opfer eines Irrtums geworden, denn es läßt sich theoretisch leicht der Satz beweisen, daß für jedes mögliche  $\alpha$  (das unmögliche  $\alpha = 1$  scheidet natürlich aus und seine Benutzung hat diesen Irrtum veranlaßt) die Betonabmessung  $D_b$  eines maximal spiralarmierten n-Ecks (und nur mit solchen rechnet Dr. Z.) ein unveränderlicher Wert ist, und zwar ist:

$$D_b = \frac{1}{\sqrt{\frac{n}{2} \operatorname{tg} \frac{\pi}{n}}} \cdot \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} \quad (P \text{ in kg; } \sigma_b \text{ in kg/cm}^2),$$

also für das Achteck:

$$D_{\text{Achteck}} = \frac{1}{2 \sqrt{\operatorname{tg} \frac{\pi}{8}}} \cdot \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} = 24,57 \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

(wobei  $P$  in t,  $\sigma_b$  in  $\text{kg/cm}^2$  ist), welchen Beweis ich demnächst in einer Veröffentlichung über die Berechnung von Eisenbetonsäulen bringen werde<sup>1)</sup>. Man wird daher auch durch eine absichtlich falsche Wahl von  $\alpha$ , sofern das gewählte  $\alpha$  ein mögliches ist, keine Betonvermehrung, also Eisenersparnis erzielen können. Hingegen ist sogar mit Beibehaltung ein- und desselben Wertes  $\alpha$  eine Betonvergrößerung, also Eisenersparnis in weiten Grenzen möglich, was Herrn Dr. Z. anscheinend entgangen ist (man vgl. hierzu „Beton und Eisen“ 1923, Heft 9).

4. Unrichtigkeit der Endergebnisse. Durch die oben erwähnten Fehler mußten notwendig alle Ergebnisse, in denen der empfohlene Wert  $\alpha = 1$  enthalten ist, falsch werden, wovon man sich ohne lange theoretische Erörterungen durch eine Kontrolle der von Dr. Z. selbst angeführten und durchgerechneten Beispiele leicht überzeugen kann. Ich greife z. B. das 3. Beispiel heraus (alle drei Beispiele sind falsch). Dort war errechnet:

$$F_b = 5980 \text{ cm}^2; \quad F_{e_{\text{erf}}} = 40 \text{ cm}^2.$$

Dagegen müßte sein:

$$F_{e_{\text{erf}}} = 0,008 \cdot 5980 = 47,8 \text{ cm}^2;$$

die Rechnung nach Dr. Z. ergibt also 7,8  $\text{cm}^2$  Eisen weniger, als mindestens erforderlich ist, so daß eine offenbare Verletzung der amtlichen Vorschriften vorliegt.

Zusammenfassend läßt sich also aussagen, daß die Zennschen Formeln für die Praxis nicht in Frage kommen können, weil sie nicht nur vor Fehlern nicht schützen, sondern geradezu zu Fehlern Veranlassung geben.

<sup>1)</sup> Ist in vorstehender Abhandlung enthalten.



## ERFAHRUNGEN MIT EISERNEN SPUNDWÄNDEN.

Von Baurat H. Uhlfelder.

Bei dem Bau einer massiven Brücke handelt es sich um die Herstellung des Mittelpfeilers. Der Boden unter der in 4 m Tiefe liegenden Flußsohle besteht aus graublauem Letten, stellenweise mit Schwemmsand und größeren Steinen durchsetzt; der Letten ist, soweit und solange er von Wasser nicht berührt wird, sehr fest und tragfähig, vor allem auch wasserundurchlässig. Die Fundierung auf diesem Boden ist daher

sohle genügend zu sichern und die Baugrube gegen kleinere Hochwasser zu schützen, 16½ m betragen, ein außergewöhnlich hohes Maß. Die Spundwand wurde dicht außerhalb des alten hölzernen Fangdammes angelegt, um die benachbarten Schiffahrtsrinnen möglichst wenig einzuschränken. Das Niederdrücken der langen Spundbohlen<sup>1)</sup> machte nicht die geringsten Schwierigkeiten in dem nur z. Zt. weichen, sonst aber ziemlich festen Boden. Die im Untergrund befindlichen Steine, bestehend aus Kalkmergel, wurden glatt durchgeschlagen. Bei

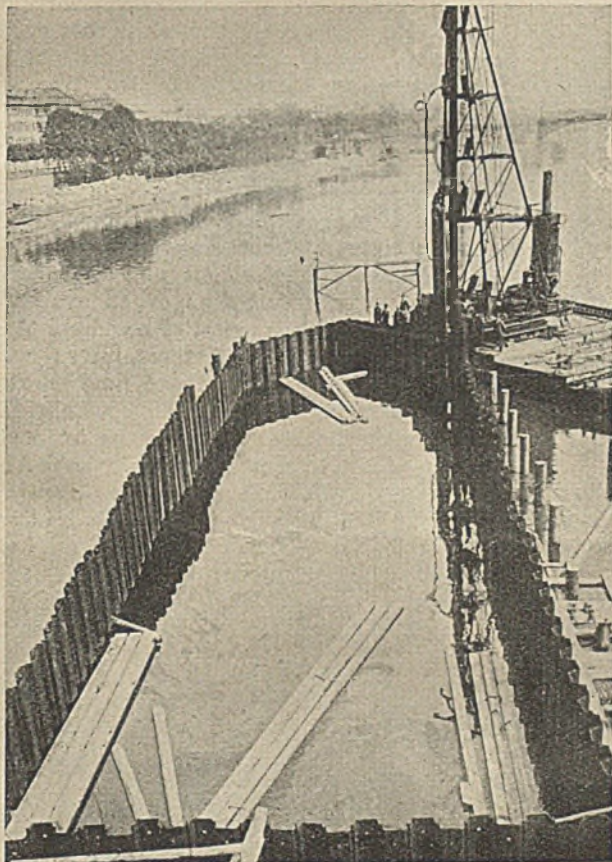


Abb. 1. Brückenbaustelle.

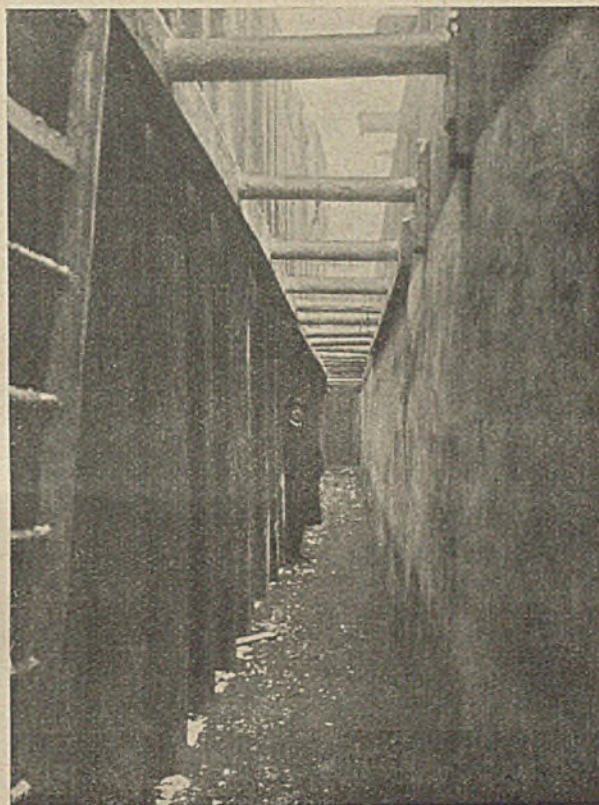


Abb. 2. Die Spundwand über dem Fundament.

verhältnismäßig leicht und einfach, weil Wasser von unten nicht zudringt und Auftrieb kaum zu befürchten ist. Es war daher gedacht, wie bei den anderen Pfeilerfundamenten der Brücke, auch diese Baustelle in einfacher Weise durch einen hölzernen, nur wenig in den Mergel eingreifenden Fangdamm zu umschließen und den Boden dazwischen im Trocknen auszuheben. Bei der Ausschachtung zeigte sich jedoch der Letten unerwarteterweise ziemlich weich. Es wurde vermutet, daß durch die Schwemmsandschichten Flußwasser zum Mergel Zugang gefunden hatte und infolge des Wasserdruckes den Boden auftrieb und erweichte. Da lange eiserne Stangen sich verhältnismäßig leicht einstoßen ließen, so kam sogar der Verdacht auf Antreffen von moorigem Boden auf. Jedenfalls war der Boden in diesem Zustande nicht tragfähig. Bohrungen zeigten erst in 7 m Tiefe guten felsigen Grund, so daß es nötig wurde, die Fundamentsohle mindestens 11 m unter Wasserspiegel herabzuführen. Man entschloß sich zur Herstellung eines neuen Fangdammes aus Eisen und wählte dazu Spundbohlen aus Larsen-Eisen, Profil III mit ca. 12½ cm Höhe, die zusammengesetzt eine Breite von 25 cm für den Fangdamm ergeben. Die Länge der Spundbohlen mußte, um die Fundament-

der späteren Ausschachtung zeigten sich keine Abweichungen, die Wand stand in der Länge und Höhe völlig gerade ausgerichtet. Nur eine einzige Bohle hatte sich eine Extratour erlaubt, ihr unteres Ende wies merkwürdigerweise nach oben statt nach unten. Vermutlich hat diese Bohle im Flußbett ein Eisenstück getroffen, war durch dieses seitlich aus ihrer Bahn abgelenkt und dann durch die benachbarte alte hölzerne Spundwand nach oben getrieben worden. Beim Rammen war nichts aufgefallen. Dieser Fehler störte aber die Fertigstellung der Wand und die weiteren Arbeiten in keiner Weise.

Im Schutze des eisernen Fangdammes konnte die Ausschachtung des Bodens und die Ausführung des Fundamentes trotz der großen Tiefe ohne jede Schwierigkeit bewirkt werden. Dabei wurden die 23 cm tiefen Rinnen der Spundwand der Wasserhaltung nutzbar gemacht. Unter dem Fundament war eine 20 cm starke Schicht Schotter aufgebracht und mit dem gleichen Material wurden die Hohlräume der Spundwand fortschreitend mit der Betonierung ausgefüllt. Das durch die Fugen eindringende Sickerwasser, das sich in mäßigen Grenzen hielt,

<sup>1)</sup> Ausführende Firma: Philipp Holzmann A. G.

gelangte auf diese Weise, ohne den Beton zu schädigen, nach der Schottersohle und von dieser in den Pumpensumpf.

Nach Fertigstellung des Fundamentes wurden die über der Flußsohle befindlichen Teile der Spundwand, die noch eine Länge von etwa 6 m hatten, durch Taucher autogen abge-

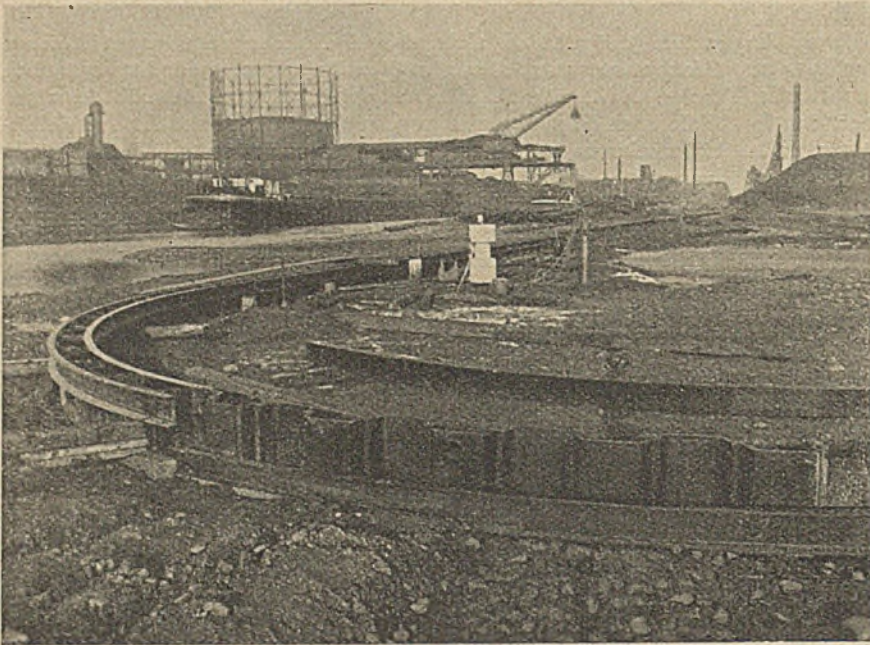


Abb. 3. Die Spundwand im Bau an der Hafeneinfahrt.

schnitten. Diese Stückwaren vollständig intakt geblieben, so daß sie an anderer Stelle ohne weiteres wieder verwendet werden konnten. Hierzu fand sich auch bald eine passende Gelegenheit.

Ein in der Nähe befindliches Hafenbecken, das bereits vor dem Kriege ausgeschachtet worden war, hatte auf der Ostseite ein noch unbefestigtes Ufer. Hier sollte nunmehr das Ufer hergestellt und für den Umschlagsverkehr nutzbar gemacht werden. Die Befestigung unter Wasser sollte möglichst senkrecht sein. Die Herstellung einer gemauerten Ufermauer hätte eine kostspielige Wasserhaltung und längs des ganzen Ufers einen Fangedamm erforderlich gemacht, da das bereits in Benutzung stehende Hafenbecken nicht mehr im ganzen trocken gelegt werden konnte. Der Vergleich der Wirtschaftlichkeit verschiedener Uferbefestigungen ergab folgende Kosten für 1 m Ufer:

Hohe Kaimauer ohne Wasserhaltung	2 450 M.
Niedrige Kaimauer mit oben anschließender Böschung ohne Wasserhaltung . . . . .	1 350 „
Eisenbeton-Spundwand . . . . .	1 000 „
Larssen-Eisen-Spundwand . . . . .	675 „

Die letztere Ausführung erwies sich also gegenüber den massiven Mauern als weitaus billiger. Der Unterschied gegenüber einer Eisenbeton-Spundwand erscheint zwar nicht sehr groß, doch bestanden gegen die Verwendung von Eisenbeton, der starken Stößen ausgesetzt wird, grundsätzliche Bedenken. Die Kosten von 675 M setzten sich zusammen aus 325 M für Material und 350 M für Arbeitskosten. Da die aus dem Brückenbau gewonnenen Eisen zur Verfügung standen, war es möglich, auf eine Länge von ca. 100 m einen billigen Versuch zu machen. Das Einschlagen<sup>2)</sup> erfolgte in der bekannten Weise durch eine Dampfhammer mit mittlerem Bärgewicht und vollzog sich rasch und

<sup>2)</sup> Ausführende Firma: Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten.

leicht. Am oberen Ende wurde die Wand durch Erdanker in 3 m Abständen gesichert. Die Oberkante wurde mit Winkeln und eiserner Deckplatte abgedeckt und mit einem Längsreibholz versehen. Von einer Abdeckung mit Eisenbeton, wiesie von der Lieferfirma vorgeschlagen und auch öfters angewandt wird, möchte Verfasser abraten, da sie den starken Stößen von 1 200-Tonnen-Schiffen im Laufe der Zeit nicht gewachsen ist und die ganze Wand unelastisch macht. Ein Eisenbetonkopf auf einer eisernen Wand erscheint auch unlogisch.

Die Ausführung der eisernen Uferbefestigung erwies sich als so einfach, billig und praktisch, daß man sich auf Grund dieses Versuches entschloß, den ganzen Rest des Hafenufers auf die gleiche Weise einzufassen, nur wählte man die Länge der Eisen, die man neu bestellen mußte, etwas länger. Die Wand steht kerzengerade und wirkt auch, nachdem der Kopf aufgesetzt ist, durchaus nicht unschön. Am Eingang des Hafens wurde die Wand im Kreise herumgezogen, wassich ebenfalls geometrisch genau ausführen ließ. Die Erfahrungen bei dem Bau dieser Spundwand waren also durchaus günstig, so daß man sich zu einer weitgehenden Anwendung dieses Systems auch in einem anderen Hafenbecken entschloß.

Neben der Einfachheit und Billigkeit der Herstellung von Uferbefestigungen aus Larssen-Eisen sind aber noch eine Reihe anderer Vorteile gegenüber anderen Befestigungsarten zu berücksichtigen. Allerdings muß man annehmen, daß gegenüber massiven Mauern die Lebensdauer der eisernen Bohlen eine geringere ist, weil die Gefahr des Rostens besteht. Nach Angabe der Dortmunder Union, der Herstellerin und Lieferantin, soll zwar, wie Versuche ergeben haben, eine Rostgefahr in erheblichem Maße nicht bestehen und kann man mit einer Lebensdauer von 80 bis 100 Jahren rechnen. Auch läßt sich ein Rostschutz durch einen Teeranstrich schaffen, der beim Rammen nicht beschädigt wird. Trotzdem ist vielleicht die von der

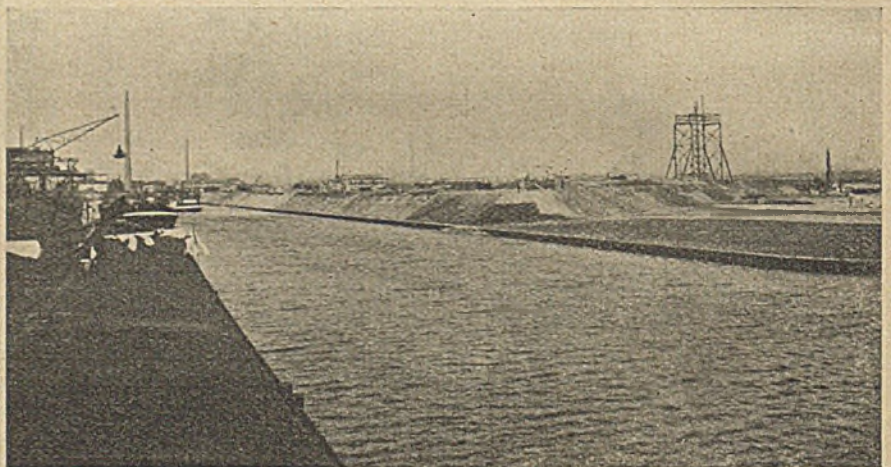


Abb. 4. Die fertige Spundwand im Hafenbecken.

Firma angegebene Zahl zu günstig. Aber selbst, wenn man nur die Hälfte annimmt, so gleicht sich die notwendige raschere Amortisation durch die geringeren Zinsen des weitaus kleineren Anlagekapitals aus. Sollte aber wirklich eine oder die andere Bohle frühzeitig zu stark rosten oder auf andere Weise beschädigt werden, so ist es möglich, jedes Eisen einzeln zu ziehen und durch ein neues zu ersetzen. Auf diese Weise läßt sich sogar die ganze Wand erneuern, wenn man nicht vorzieht, dicht vor die alte eine neue zu rammen.

Dazu kommt noch ein wichtiger Gesichtspunkt. Die Technik schreitet unaufhaltsam weiter. Der Verkehr stellt

immer neue Anforderungen. Die Schiffsgefäße werden immer größer und immer tiefergehend. Wie oft schon war man gezwungen, Hafengebäude zu vertiefen und fand dabei die größten Schwierigkeiten bei zu hoch gegründeten Ufermauern. Die Larssen-Eisen gestatten aber eine Vertiefung der Sohle, wenigstens innerhalb gewisser Grenzen. Sie werden schon in der Regel tiefer herabgeführt, als es bei Ufermauern meistens der Fall ist. Es ist aber auch möglich, die eisernen Spundbohlen nach Aufschweißen von neuen Teilen etwas tiefer herunter zu rammen und so die Uferwand den geänderten Anforderungen anzupassen.

Ein weiterer Vorteil der eisernen Spundwand ist, daß sie auch große Lasten tragen kann. Man kann ohne weiteres auf ihrem Kopf die Laufschiene eines Kranes aufsetzen. Sie kann auch einen Aufbau tragen, falls das Ufer später erhöht werden muß. Es tritt gar nicht selten der Fall ein, daß ein weiteres Ufergleis verlangt wird und für dieses die Fläche über der Böschung oberhalb der Spundwand benutzt werden muß. Eine Brückentafel aus Holz, Eisen oder Eisenbeton über der Böschung kann oben auf deren Kopf, außen mit Stützen auf der Spundwand aufgelagert werden. Man kann sogar in manchen Fällen die eisernen Spundbohlen durch Anieten neuer Stücke nachträglich etwas erhöhen. Dagegen denke man an die großen Schwierigkeiten, die es macht, eine niedrige Ufermauer zu einer hohen umzuwandeln, da sie bis zu den Fundamenten herab verstärkt werden muß.

Schließlich steht nichts im Wege, die eisernen Spundwände vorläufig als Provisorium zu benutzen. Machen die Umstände es notwendig, an ihrer Stelle massive Ufermauern anzulegen, so bildet die landseitig freigelegte eiserne Wand für die Baugrube einen wasserdichten Abschluß, in dessen Schutz die Mauer

ausgeführt werden kann. Die Eisen können später gezogen und an anderer Stelle wieder verwendet werden.

Die Vorzüge der Verwendung von eisernen Spundbohlen für die Herstellung von Uferbefestigungen sind:

- Billigkeit der Ausführung,
- vorzüglicher Zusammenschluß der Bohlen miteinander ohne besondere Hilfsmittel,
- Anpassungsfähigkeit an Ecken und Kurven jeder Art,
- große Tragfähigkeit,
- senkrechte Stellung und glatte Flächen, daher keine Beschädigung der Schiffe beim Wechsel des Wasserstandes,
- Widerstandsfähigkeit gegenüber Stößen, gleichzeitig Schonung der Schiffe,
- Auswechselbarkeit der einzelnen Bohlen und der ganzen Wand, geringer Raumbedarf,
- Möglichkeit einer späteren Vertiefung der Hafen- oder Flußsohle in gewissen Grenzen,
- Möglichkeit der späteren Erhöhung des Ufers und der Platzgewinnung auf dem Uferkai in gewissem Umfange,
- Möglichkeit der Wiederbeseitigung ohne Materialverlust bei Veränderung der Uferlinie,
- Benutzbarkeit als Fangdamm bei Ersatz durch eine massive Uferbefestigung,
- Wiederverwendbarkeit der Bohlen an anderer Stelle,
- große Standfähigkeit in Erdbebengebieten.

Es ist daher nicht zu verwundern, daß die Verwendung eiserner Spundwände nicht nur als Hilfsmittel während der Bauzeit, sondern vor allem auch als bleibendes Konstruktionsmaterial bei Wasserbauten immer größeren Umfang annimmt.

## EINFACHES VERFAHREN ZUR BESTIMMUNG DER SPEICHERARBEIT.

Von Dr.-Ing. v. Gruenewaldt.

**Übersicht.** Die Benutzung der Arbeitslinie (Arbeit als Funktion des Beckeninhalts) ermöglicht eine einfache Lösung der mit der Speicherung in einem Becken zusammenhängenden wasser- und energiewirtschaftlichen Probleme unter Berücksichtigung des veränderlichen Gefälles.

Es werden folgende Aufgaben behandelt:

1. Gänzliche Füllung oder Entleerung eines Beckens bei gegebenem Zufluß zur Erzielung konstanter Leistung in bestimmter Zeit. Gesucht: diese Leistung und die Beckenentnahme in der jeweiligen Zeiteinheit.
2. Füllung und Entleerung eines Beckens bei gegebenem Zufluß zur Erzielung einer bestimmten Leistung in einem gegebenen Zeitraum. Gesucht: die jeweilige Beckenentnahme je Zeiteinheit sowie die etwa erforderliche Ersatzkraft oder die am Ende des untersuchten Zeitraums im Becken nachbleibende Wassermenge.
3. Ermittlung des erforderlichen Inhalts (bzw. der Stauhöhe) eines Beckens an gegebener Stelle zum Ausgleich des Zuflusses zur Erzielung einer bestimmten Leistung in einem gegebenen Zeitraum.

Die Lösung dieser Aufgaben kann rein graphisch erfolgen oder teils graphisch teils analytisch.

Für ein gegebenes Speicherbecken sind die Flächen des Wasserspiegels und der Beckeninhalts als Funktion der Stauhöhe bekannt:  $F = f(z)$  und  $V = f_1(z)$ ; analytisch lassen sich diese Funktionen in der Regel nicht ausdrücken, was aus der Unregelmäßigkeit der das Becken bildenden Bodenformen leicht erklärlich ist; in Abb. 1 sind diese Beziehungen schematisch dargestellt.

Der Beckeninhalt  $V$  zwischen den Wasserspiegellagen  $z_2$  und  $z_1$  ist

$$V = \int_{z_1}^{z_2} F dz;$$

die Beckeninhaltslinie ist die Integralkurve der Beckenflächenlinie — die Abszissendifferenz der Inhaltslinie entspricht der im Flächendiagramm schraffierten Fläche.

Bei dem Absenken des Wasserspiegels von  $z_1$  auf  $z_2$  wird Arbeit gewonnen (es wird die Wassermenge  $V$  verarbeitet) und zwar

$$A_{1V} = \int_{V_1}^{V_2} z dV.$$

Die Arbeitslinie — Arbeit als Funktion der Stauhöhe  $A_V = f_2(z)$  ist die Integralkurve zur Beckeninhaltslinie; die Abszissendifferenz der Arbeitslinie entspricht der im Inhaltsdiagramm schraffierten Fläche, d. i. dem Inhalt  $\frac{1}{2}$  mal der mittleren Höhe; umgekehrt läßt sich also die mittlere Höhe durch Teilung der Arbeit durch den Beckeninhalt bestimmen.

Bei vollständiger Entleerung des Beckens entspricht die ganze Abszissenlänge des Arbeitsdiagramms der ganzen Fläche des Inhaltsdiagramms. Die Beckeninhaltskurve unterscheidet sich gewöhnlich nur wenig von einer kubischen Parabel, es ist also die mittlere Höhe dieser Fläche (= der Schwerpunkthöhe des Beckeninhalts) gleich  $\frac{3}{4} h$  und die bei der Entleerung des Beckens gewonnene Arbeit

$$A_V = \int_{V_h}^{V_0} z dV = \text{rd. } \frac{3}{4} h V.$$

Diese Arbeit wird nur durch die Absenkung des Beckens erzeugt (Arbeit bis zum Beckenauslaß) — bis zum Krafthaus wird weitere Arbeit durch Ausnutzung des Gefälles vom Becken bis zum Krafthaus gewonnen; diese Arbeit ist

$$A_1 = H V,$$

Gesamtarbeit also

$$A = A_V + A_1 = (H + \frac{3}{4} h) V$$

oder allgemein

$$A = (H + h_s) V,$$

wo  $h_s$  die Höhe des Beckenschwerpunktes über dem Beckenauslaß bedeutet.

Die Schwerpunktsregel gilt genau für die Arbeit des Beckeninhalts, die also eindeutig durch die Form des Beckens bestimmt wird, nicht aber für die Arbeit der Zuflüsse (Zufluß = Funktion der Zeit —  $Q = f(t)$  —). Bei gleichmäßigem Zufluß ist das mittlere Gefälle (Arbeit geteilt durch Wassermenge) größer als die Schwerpunkthöhe:

$$\frac{A}{V + \int Q dt} > H + h_s$$

bei ungleichmäßigem Zufluß kann es größer oder kleiner als  $H + h_s$  sein, je nach der Verteilung des Zuflusses.

Der Berechnung der Speicherarbeit wird in der Regel das Gefälle vom Schwerpunkt  $H + h_s$  als mittleres Gefälle zugrunde gelegt und dieses Gefälle als konstant angenommen; meist ist diese Annahme genügend genau, insbesondere wenn  $h$  im Verhältnis zu  $H$  klein ist.

In manchen Fällen ist es aber doch erwünscht, genauer zu rechnen und das wechselnde Gefälle zu berücksichtigen; im folgenden soll nun ein einfaches Verfahren beschrieben werden, welches eine recht genaue Lösung verschiedener wasserwirtschaftlicher Aufgaben unter Berücksichtigung des veränderlichen Wasserstandes im Becken ermöglicht.

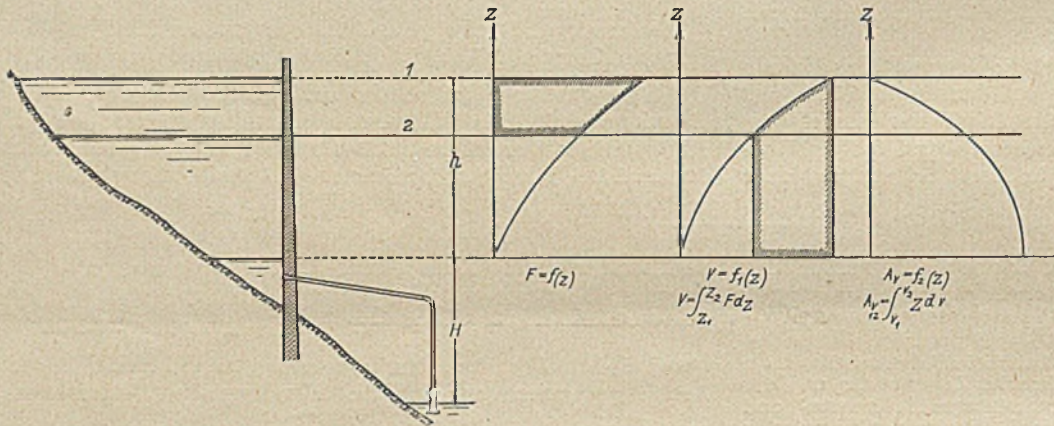


Abb. 1. Schematisch.

In Abb. 2 ist die Entleerung des Beckens (d. i. die Abnahme des Beckeninhalts) als Funktion des Gesamtgefälles  $H + z$  dargestellt — die Fläche des Diagramms ist gleich der Speicherarbeit (bis zum Krafthaus). Der größeren Einfachheit und Übersichtlichkeit wegen ist eine Gerade als Beckeninhaltslinie angenommen worden ( $F = f(z) = \text{konstant}$ ), da sich dann die mittleren Gefälle ohne weiteres ablesen lassen (bei einer Kurve müssen jeweils die Flächen durch den entsprechenden Abszissenabschnitt geteilt werden, um das mittlere Gefälle zu bestimmen).

In dieses Diagramm wird die Arbeitslinie (Integralkurve) als Funktion des Beckeninhalts aufgetragen; der größeren Einfachheit halber ist auch diese Linie aus geraden Abschnitten zusammengesetzt gezeichnet — tatsächlich ist sie eine Kurve (bei einer geraden Inhaltslinie eine Parabel).

Die Maßstäbe sind willkürlich gewählt — es sei die Einheit des Gefälles  $H$ , die Einheit der Wassermenge (Raummaß)  $W$ , der Arbeit  $A$ ; es sei dabei das spezifische Gewicht des Wassers  $\gamma$ , so daß  $A = \gamma W H$ .

Das mittlere Gefälle eines Abschnittes wird bestimmt durch die Tangente zur Arbeitslinie, es ist also gleich dem Ordinatenabschnitt der Arbeitslinie geteilt durch den zugehörigen Abszissenabschnitt  $h_1 = \frac{A_1}{W_1}$  (unabhängig von der Form der Inhalts- und Arbeitslinien — genau nur bei genau [als Kurve] aufgetragener Arbeitslinie; bei der gebrochenen Arbeitslinie ergibt sich nur das mittlere Gefälle von Knickpunkt zu Knickpunkt).

Findet kein Zufluß statt und soll die Beckenentnahme je Zeiteinheit zur Erzielung einer bestimmten Leistung, Arbeit

in der Zeiteinheit, gefunden werden, so braucht man nur von der dem gegebenen Beckeninhalt entsprechenden Ordinate der Arbeitslinie die gewünschten Leistungen nach oben aufzutragen und die entsprechenden Abszissenabschnitte zu bestimmen — sie stellen die gesuchte Entnahme dar. In Abb. 2 ist die Entnahme für gleichmäßige Leistung während fünf Zeiteinheiten bei vollständiger Entleerung des Beckens ermittelt; hierzu wurde die die vollständige Entleerung darstellende (größte) Ordinate der Arbeitslinie in fünf gleiche Teile zerlegt und nach den Ordinaten der Teilungspunkte die zugehörigen Abszissen bestimmt — die Abszissenabschnitte stellen die gesuchte Entnahme je Zeiteinheit dar.

Bei beliebigem Zufluß gilt für gleichmäßige Leistung (Arbeit in der Zeiteinheit) die Bedingung, daß die Arbeit in der ersten Zeiteinheit gleich ist dem  $(n-1)$ ten Teil der Arbeit im folgenden Abschnitt von  $(n-1)$  Zeiteinheiten.

Hierbei wird angenommen, daß das mittlere Gefälle bei Zufluß während einer Zeiteinheit das gleiche ist wie ohne Zufluß — tatsächlich ist es etwas größer; diese Annahme ist aber zulässig, da der Unterschied nur bei großen Zeitabschnitten merkbar ist.

Es sei die Zahl der Zeiteinheiten, in der das Becken geleert werden soll  $5 T^1$ , der Zufluß verlaufe nach Abb. 2; gesucht sind die konstante Leistung (gleichmäßige Arbeit in der Zeiteinheit) und die veränderliche Beckenentnahme je Zeiteinheit zur vollen Entleerung des Beckens.

Die Arbeit in der ersten Zeiteinheit beträgt  $\frac{1}{4}$  der Arbeit während der restlichen Entleerungszeit.

Die von der Dauer des Entleerungsvorganges unabhängige Arbeit des Speicherwassers ist durch die Arbeitslinie<sup>2)</sup> gegeben; zu deren Ordinaten ist die Arbeit des Zuflusses hinzuzufügen, um die Gesamtarbeit darzustellen.

Zuerst wird die Gesamtarbeit für den ersten Zeitabschnitt von  $1 T$  ermittelt unter der Voraussetzung, daß dabei verschiedene Entleerungen des Beckens möglich sind: ist die Entleerung gleich Null, so ist die Gesamtarbeit gleich dem Zufluß mal Anfangsgefälle  $1 W \cdot 20 H = 20 A$ ; findet in der ersten Zeiteinheit eine Entleerung um  $1 W$  statt, so ist die entsprechende Speicherarbeit durch die Ordinate der Arbeitslinie in Punkt 1, d. i.  $19 A$  gegeben, die Arbeit des Zuflusses ist dann Zufluß mal mittleres Gefälle von  $0$  bis  $1$ , also  $1 W \cdot 19 H = 19 A$ , und die Gesamtarbeit  $38 A$ ; wird das Becken um  $2 W$  geleert, so ist die Speicherarbeit  $= 36 A$  (Ordinate der Arbeitslinie in Punkt 2), die Arbeit des Zuflusses  $1 W$  mal mittleres Gefälle von  $0$  bis  $2$ , also  $1 W \cdot 18 H = 18 A$ , die Gesamtarbeit  $54 A$  und so fort. Die Verbindung dieser Ordinaten ergibt die Linie der Gesamtarbeit in der ersten Zeiteinheit als Funktion der Beckenentleerung (Linie I—I).

Um nun die Arbeit während der restlichen vier Zeiteinheiten zu finden, wird vorerst angenommen, daß auch in diesem größeren Zeitabschnitt das mittlere Gefälle bei Zufluß gleich der Schwerpunkthöhe des Beckeninhaltes ist — diese Annahme trifft nicht genau zu, weshalb weiter eine Korrektur erforderlich sein wird.

Zur Konstruktion der Linie der Gesamtarbeit in dem Abschnitt von vier Zeiteinheiten trägt man zunächst die Integralkurve der Beckeninhaltslinie in umgekehrter Richtung — von

1) Als willkürlich gewählte ungerade Zahl.

2) Bei gegebener Arbeitslinie braucht die Beckeninhaltslinie nicht aufgetragen zu werden.

rechts nach links auf (die Ordinatenabschnitte sind die gleichen wie bei der Arbeitslinie); die Ordinaten der umgekehrten Arbeitslinie stellen die Speicherarbeit von dem entsprechenden Beckeninhalte bis zur völligen Entleerung des Beckens dar. Der Zufluß in dem zu untersuchenden Zeitabschnitt ist 7 W. Die Arbeit des Zuflusses wird in der gleichen Weise bestimmt wie in der ersten Zeiteinheit: in Punkt 2 ist sie 7 W mal mittleres Gefälle von 2 bis 5, d. i.  $7 W \cdot 13 H = 91 A$ , die Gesamtarbeit ist  $91 A +$  Speicherarbeit von 2 bis 5 (Ordinate der umgekehrten Arbeitslinie in Punkt 2 -  $39 A$ ) =  $130 A$ ; die Gesamtarbeit in Punkt 1 ist  $7 W \cdot 14 H + 56 A = 154 A$  usw. Die Ordinatenpunkte werden zur Linie der Gesamtarbeit während der restlichen Entleerungszeit (als Funktion der Beckenentleerung) verbunden (Linie II-II).

Die Ordinaten der Linie I-I werden mit 4 multipliziert und so die Linie I'-I' gefunden; der Schnittpunkt der Linien I'-I' und II-II ergibt die Abszisse, welche die Beckenentnahme in der ersten Zeiteinheit darstellt, bei der die Gesamtarbeit gleich ist  $\frac{1}{5}$  der Arbeit in der übrigen Zeit bis zur völligen Entleerung des Beckens und somit  $\frac{1}{5}$  der Gesamtarbeit aus Speicher und Zufluß bei völliger Entleerung.

Die entsprechende Ordinate der Arbeitslinie zeigt die in der ersten Zeiteinheit gewonnene Speicherarbeit an, die Ordinate der Linie I-I die Gesamtarbeit aus Speicher und Zufluß.

Diese Arbeit ist konstant, also in jeder Zeiteinheit die gleiche.

Man verfährt nun weiter folgendermaßen (zur größeren Klarheit und Übersichtlichkeit ist der untere Teil des Diagramms wiederholt): es wird eine Vertikale  $r'$  im Abstände der Beckenentnahme in der ersten Zeiteinheit gezogen und eine der gefundenen Arbeit je Zeiteinheit entsprechende Horizontale (G-G) aufgetragen.

Von  $r'$  ausgehend wird eine Parallele zur Arbeitslinie gezogen, deren Ordinate in  $r'$  gleich Null ist; diese verschobene Arbeitslinie zeigt nun die Speicherarbeit von  $r'$  ab. Die Linie der Gesamtarbeit wird ebenso wie in der ersten Zeiteinheit ermittelt: in  $r'$  ist die Zuflußarbeit gleich  $2 W^3$  mal dem Gefälle in  $r'$ , in 1 ist sie  $2 W$  mal dem mittleren Gefälle von  $r'$  bis 1 usw. Die Gesamtarbeit ist gleich Speicherarbeit + Zuflußarbeit; die Linie der Gesamtarbeit wird bis zum Schnittpunkt mit der Horizontalen der konstanten Leistung (Arbeit in der Zeiteinheit) in  $2'$  gezogen. Der Abszissenabschnitt  $r'-2'$  ist die Beckenentnahme in der zweiten Zeiteinheit. Ebenso wird von  $2'$  ausgehend die Linie der Gesamtarbeit in der dritten Zeiteinheit konstruiert und der Punkt  $3'$  ermittelt.

Im vierten Zeitabschnitt ergibt sich, daß die Zuflußarbeit allein größer wäre als die mittlere Arbeit ( $3 W$  mal Gefälle in  $3'$  ist größer als die mittlere Arbeit); um diese zu erzielen, muß ein Teil des Zuflusses zur Auffüllung des Beckens verwandt werden — die Speicherarbeit wird negativ. Man zieht daher von  $3'$  die Parallele zur Arbeitslinie rückwärts (von rechts nach links, unter der Nulllinie), bestimmt die Zuflußarbeit des Zuflusses  $3 W$  für die Abschnitte  $3'-3$  usw. und konstruiert die Linie der Gesamtarbeit, die hier auch von rechts nach links verlaufend sich senkt. Der Schnittpunkt dieser Linie mit der Horizontalen G-G,  $4'$  bestimmt die Beckenfüllung in der vierten Zeiteinheit  $3'-4'$ . Der Abschnitt  $4'-5'$  wird ebenso gefunden wie die Abschnitte  $r'-2'$  und  $2'-3'$ . Wegen der Ungenauigkeit der Annahme, daß das mittlere Gefälle bei Zufluß während vier Zeiteinheiten der Schwerpunkthöhe gleich sei, fällt der Punkt  $5'$  nicht mit dem Beckenleerpunkt 5 zusammen — es bleibt im Becken noch der unverarbeitete Rest  $5'-5$  gleich  $0,13 W$  entsprechend einer Arbeit von  $1,5 A$ .

Es ist also die gleichmäßige Arbeit größer als ursprünglich ermittelt wurde, und zwar um einen etwas geringeren Betrag als  $\frac{1,5 A}{5}$  (das mittlere Gefälle, mit dem die Zuflüsse verarbeitet werden, wird bei Vergrößerung der Arbeit je Zeiteinheit kleiner — die Entnahme je Zeiteinheit wird größer).

Es wird nun die Konstruktion für eine um etwas weniger als  $0,3 A$  vergrößerte mittlere Arbeit wiederholt; hier ergibt sich bereits bei der ersten Wiederholung Übereinstimmung von  $5''$  und 5. Sollte dies nicht der Fall sein, so ist die Konstruktion so oft zu wiederholen, bis die Übereinstimmung eintritt oder der Fehler so klein wird, daß er vernachlässigt werden kann.

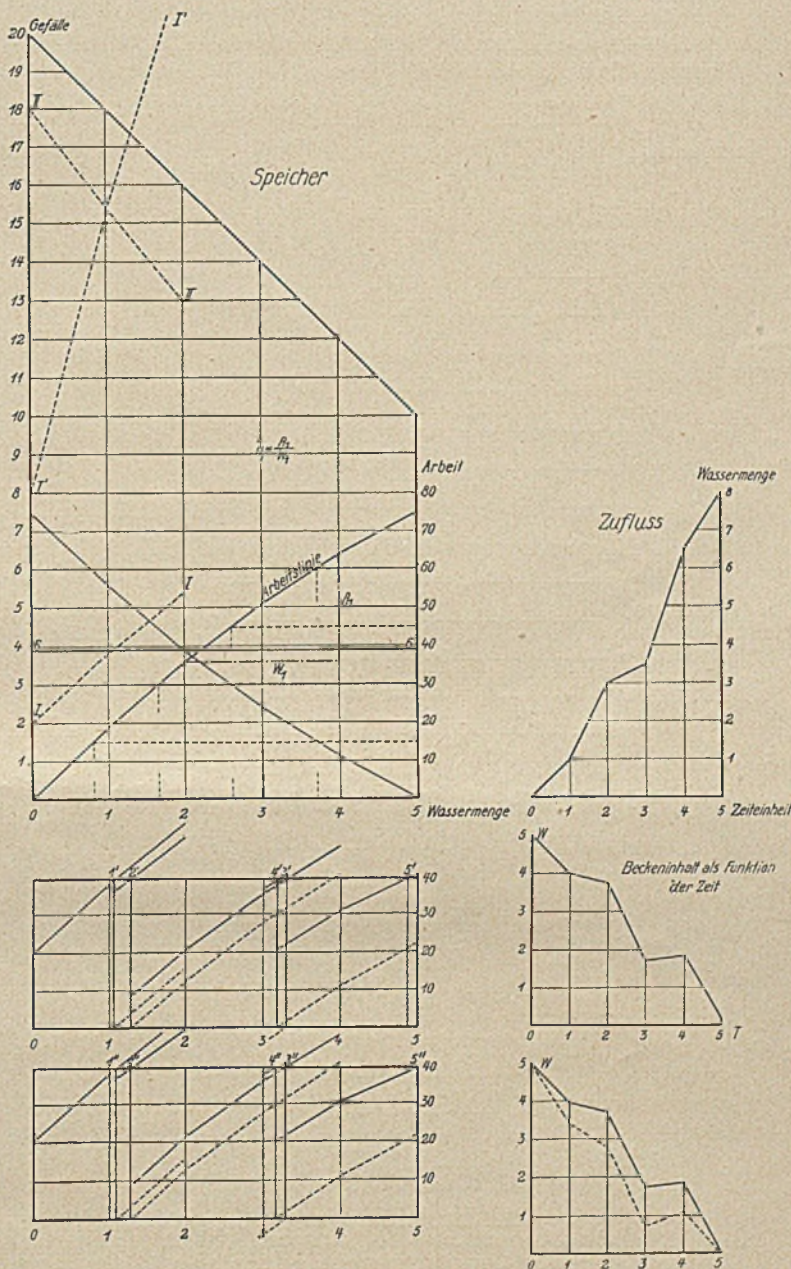


Abb. 2.

Bei einiger Übung wird man schon aus der Form der Zuflußsummenlinie die bei der ersten Konstruktion erforderliche Korrektur so genau schätzen können, daß der Fehler hierbei nicht mehr als 1-2 % beträgt, eine Wiederholung in den meisten Fällen also nicht erforderlich sein wird, da diese Annäherung bei der in der Regel nicht sehr großen Genauigkeit der Unterlagen als ausreichend angesehen werden kann.

In Abb. 2 sind die Beckenentnahmen bei gleichmäßiger Arbeit als Funktion der Zeit aufgetragen und punktiert die Entnahme als Funktion der Zeit unter der Voraussetzung eines unveränderlichen Gefälles eingezeichnet; wie ersichtlich, ist der Unterschied nicht unbedeutend, wogegen der Unterschied in der Arbeit bzw. Leistung sehr viel geringer ist. Dieses Verfahren wird also vor allem da anzuwenden sein, wo es auf genaue Ermittlung der Entnahme aus dem Becken ankommt.

<sup>3)</sup> Zufluß in der zweiten Zeiteinheit.

Eine zweite Aufgabe, die häufig vorkommt, ist: die Beckenentnahme und die etwa erforderliche Ersatzarbeit zu bestimmen, wenn der Zufluß und der Arbeitsbedarf für einen Zeitraum gegeben sind.

In Abb. 3 ist der gleiche Speicher mit der zugehörigen Arbeitslinie aufgetragen wie in Abb. 2, auch der Zufluß sei der gleiche; der Arbeitsbedarf für einen Zeitraum von fünf Zeiteinheiten ist darunter angegeben.

Die Konstruktion der Linie der Gesamtarbeit findet in diesem Falle in der gleichen Weise statt wie bei der ersten Aufgabe, jeweils bis zum Schnittpunkt mit der die Arbeit im ent-

man kann aber ebenso gut nach dem Entleerungsdiagramm von rechts nach links konstruieren).

Die Beckenarbeit ist hier negativ, daher sind die Arbeitslinie und die umgekehrte Arbeitslinie von der Nulllinie nach unten aufgetragen. Im übrigen ist die Konstruktion genau die gleiche wie bei der Beckenentleerung.

In Abb. 4 ergibt sich ein Überlaufen des Beckens um 0,15 W entsprechend einer Arbeit von 3 A, die mittlere Arbeit wäre also um etwa 0,4 A bis 0,5 A zu vergrößern, um bei dem gegebenen Zufluß das Becken genau zu füllen.

In Abb. 5 wird das Becken bei der verlangten Arbeit bis zu

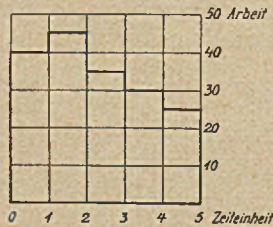
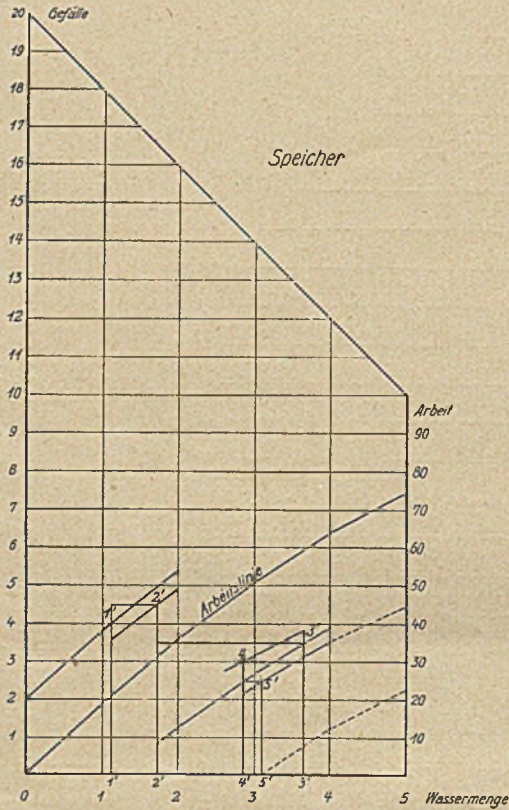


Abb. 3.

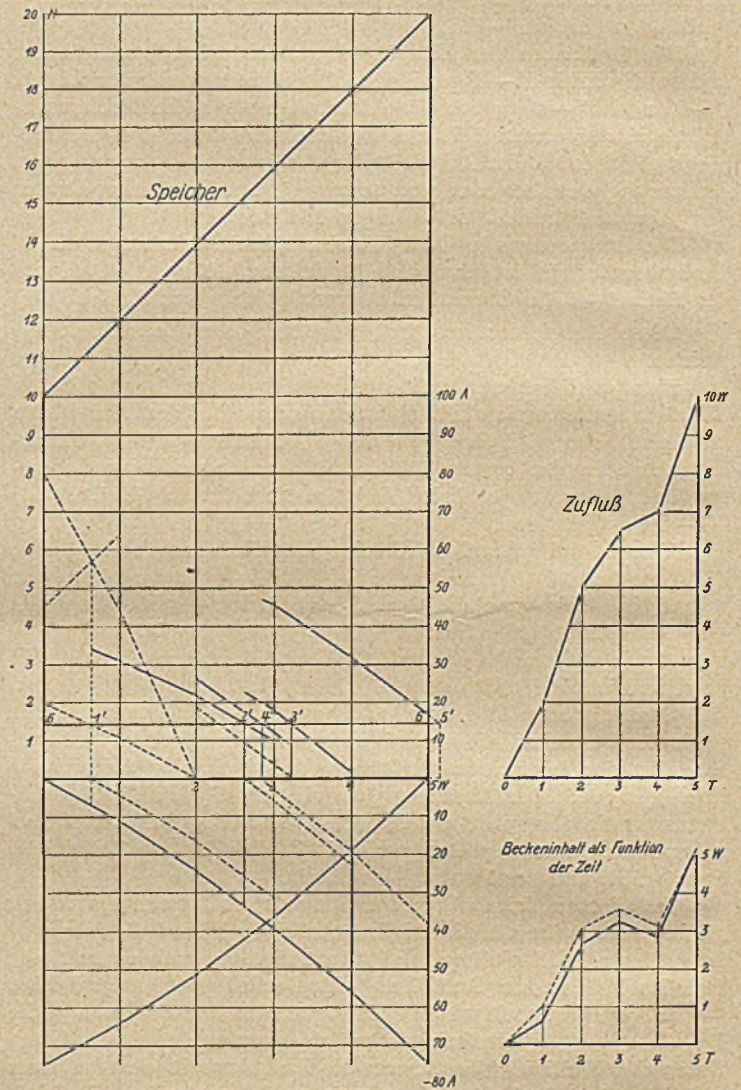


Abb. 4.

sprechenden Zeitabschnitt darstellenden Horizontalen. Auch diesmal findet im vierten Zeitabschnitt Speicherung statt. Die parallel verschobenen Abschnitte der Arbeitslinie sind hier nicht eingetragen.

Nach Ablauf der fünf Zeiteinheiten ist im Becken noch eine Wassermenge von 1,9 W vorhanden entsprechend einer Arbeit von 23 A. Hätte die in der letzten Zeiteinheit verlangte Arbeit nicht 25 A, sondern 50 A betragen, so hätte das Becken nicht ausgereicht und es wäre eine Ersatzarbeit von 5,3 A erforderlich geworden.

In Abb. 4 und 5 sind die beiden Aufgaben für den Fall eines sich füllenden Beckens dargestellt worden (Beginn bei leerem Becken). Das Speicherdiagramm ist hier umgekehrt gezeichnet — Wasserstand als Funktion der Beckenfüllung (um mit der Konstruktion von links nach rechts fortzuschreiten,

3,58 W gefüllt; wäre der Arbeitsbedarf in der fünften Zeiteinheit Null gewesen, so hätte sich das Becken bis 4,55 W angefüllt. Bei einem Arbeitsbedarf in der letzten Zeiteinheit von 60 A hätte das Becken sich nicht nur völlig entleert, sondern es wäre noch eine Ersatzarbeit von 7 A erforderlich geworden.

Es ist ohne weiteres klar, daß man mit diesen Konstruktionen von einem beliebigen Beckeninhalte ausgehen kann.

Soll die Veränderung des Wirkungsgrades infolge größeren oder kleineren Durchflusses durch die Leitungen und infolge größerer oder kleinerer Beaufschlagung der Turbinen berücksichtigt werden, so sind die Ordinaten der Gesamtarbeitslinie mit entsprechenden Koeffizienten zu multiplizieren.

Das vorstehend geschilderte Verfahren läßt sich auch ohne weiteres zur Bestimmung des zum Ausgleich des Zuflusses auf eine bestimmte Leistung erforderlichen

Beckeninhalte anwenden, wenn nur die Beckenstelle und damit die Beckenhaltlinie sowie die Speicherarbeitslinie gegeben sind. Hierbei wird wie bisher vorausgesetzt, daß das

verlangten Leistung ein Beckeninhalte von 3,58 W, entsprechend einem Höchstgefälle von 12,84 H oder einer Stauhöhe von 2,84 H, erforderlich ist.

Allgemein ausgedrückt: die größte während des untersuchten Zeitraums gefundene Abszisse stellt den zum Ausgleich erforderlichen Beckeninhalte dar.

In den Abb. 2-5 ist die Zuflußarbeit jeweils rechnerisch bestimmt worden, um die Zeichnungen nicht durch zu viele

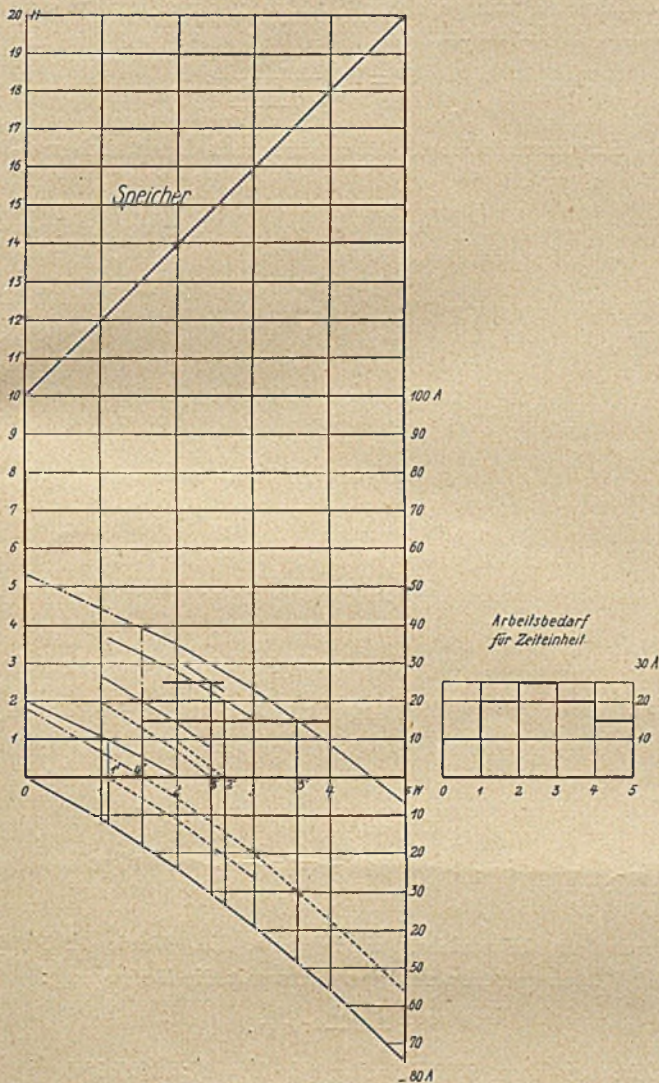


Abb. 5.

mittlere Gefälle während eines Zeitabschnitts bei Zufluß das gleiche ist wie ohne Zufluß.

Man beginnt mit der Konstruktion, wie auch sonst beim Summenlinienverfahren üblich, zu einem Zeitpunkt, an dem das Becken wahrscheinlich leer ist (dieser Punkt kann, falls erforderlich, vorher ohne Berücksichtigung des veränderlichen Gefälles ermittelt werden), und geht nun vor, wie oben in Abb. 5 dargestellt ist; — es ist ohne weiteres ersichtlich, daß zum vollen Ausgleich des in Abb. 4 gegebenen Zuflusses und der nach Abb. 5

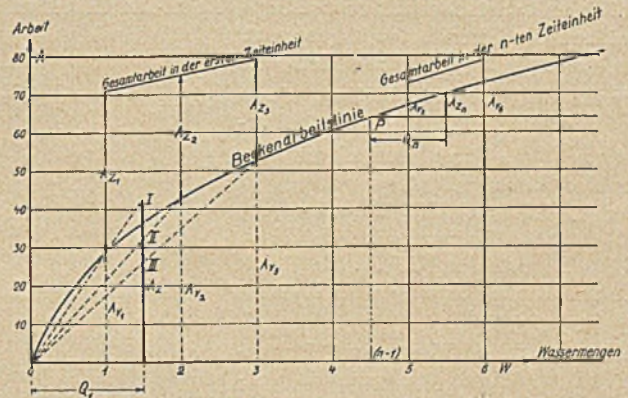


Abb. 6.

Hilfslinien unübersichtlich zu gestalten. Die graphische Bestimmung ist überaus einfach und aus Abb. 6 ersichtlich.

Die Zuflußarbeit z. B. in der ersten Zeiteinheit bei Absenkung des Beckens von 0 auf 1 ist

$$A_{Z_1} = Q h_{0m_1}$$

(oben zugelassene Annäherung) oder

$$A_{Z_1} = Q \cdot \frac{A_{V_1}}{1 W}$$

oder

$$\frac{A_{Z_1}}{Q} = \frac{A_{V_1}}{1 W};$$

bei Absenkung des Beckens in der ersten Zeiteinheit von 0 auf 2:

$$\frac{A_{Z_2}}{Q} = \frac{A_{V_2}}{2 W}$$

usw., wonach  $A_{Z_1}$  und  $A_{Z_2}$  konstruiert werden.

Die Konstruktion für einen beliebigen (durch die vorhergehende Konstruktion erreichten) n-ten Zeitabschnitt ist in der rechten Hälfte der Abb. 6 dargestellt:  $(n-1) W$  sei der Beckeninhalte nach Ablauf von  $(n-1)$  Zeiteinheiten. Da die Beckenarbeitslinie hier beinahe gerade verläuft, d. h. das mittlere Gefälle sich kaum ändert, so ist die Zuflußarbeit  $A_{Z_n}$  nahezu konstant; bei stärkerer Krümmung der Arbeitslinie ist die Konstruktion die gleiche wie in der ersten Zeiteinheit, wobei die Strahlen vom Punkt P ausgehen.

## KRITIK DER AUF DIE GEGLIEDERTEN DRUCKSTÄBE BEZÜGLICHEN PREUSSISCHEN HOCHBAUBESTIMMUNGEN VOM JAHRE 1925.

Von Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz.

Die preussischen Bestimmungen vom Jahre 1925 (Verlag Ernst & Sohn) enthalten auf S. 19 unter Ziffer IV Sondervorschriften für mehrteilige Druckstäbe. Darin kommt der Satz vor:

Der Abstand der Einzelstäbe ist so zu wählen, daß das Trägheitsmoment des Gesamtstabes in bezug auf die materialfreie Achse größer ist als in bezug auf die Materialachse.

(Es sei hier daran erinnert, daß die Reichsbahn für Brücken einen Überschuß von 10 % an J verlangt.)

Diese Vorschrift ist wohl auf eigentliche Hochbaustützen gut anwendbar und ergibt brauchbare Lösungen. Wenn es sich dagegen um Fachwerksdruckstäbe handelt, dann wird die strenge Befolgung dieser Vorschrift konstruktive Unbequemlichkeiten zur Folge haben. Unter der Voraussetzung, daß bei gewöhnlicher Ausbildung der Fachwerksdruckstäbe aus zwei L-Eisen

mit Futterstücken diese als gegliederte Druckstäbe zu behandeln sind (woran kaum zu zweifeln ist), gilt nachfolgendes:

1. Bei Stäben aus zwei gleichschenkligen L-Eisen nach Abb. 1 (m ist die Materialachse, f die freie Achse) ist stets  $J_f > J_m$ ; solche Profile erfüllen die Vorschrift.

2. Bei ungleichschenkligen Winkelleisen nach Abb. 2 ist bei einer Lichtweite der Eisen gleich der Knotenblechdicke in der Regel  $J_f < J_m$ . Solche Druckstabausbildungen sind heute viel üblich und wirtschaftlicher als obige. Nach den Bestimmungen müßten die Eisen so weit gespreizt werden, daß  $J_f > J_m$  ist; sollen die Eisen einander parallel bleiben, dann ist die Forderung  $J_f > J_m$  kaum erfüllbar, weil die Eisen schon an den Knotenblechen anzufuttern wären.

Bei L-Eisen trifft dasselbe zu, auch hier möchte man oft die Eisen parallel, also mit der Lichtweite gleich Knotenblechdicke legen, wobei dann stets  $J_f < J_m$  wird.

Eine besondere Klasse von Druckstäben bilden diejenigen, die in verschiedenen Ebenen mit verschiedenen Knicklängen zu rechnen sind. Solche



Abb. 1.  
Gleichschenklige L-Eisen.



Abb. 2.  
Ungleichschenklige L-Eisen.

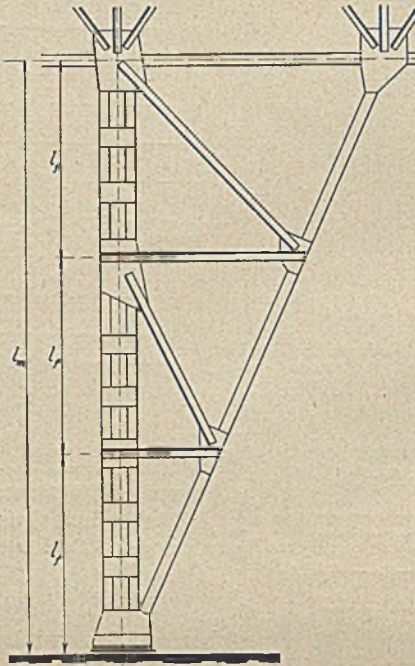


Abb. 3.  
Materialachse in Fachwerksebene.

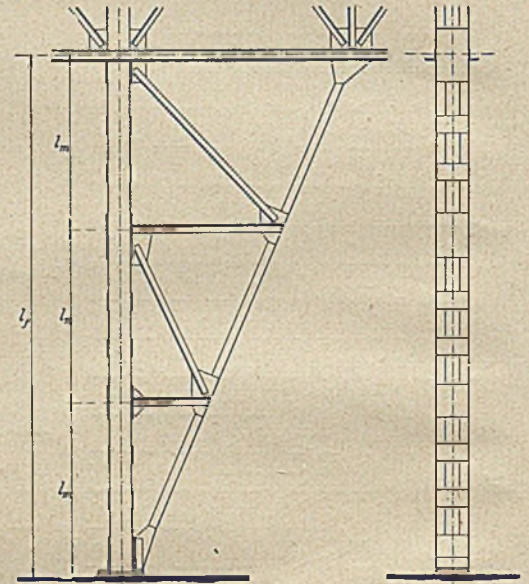


Abb. 4.  
Freie Achse in Fachwerksebene.

Fälle sind durch Abb. 3 und 4 gekennzeichnet. In beiden Fällen ist  $J_f$  mit Knicklänge  $l_f$  und  $J_m$  mit Knicklänge  $l_m$  zusammenzubringen; demnach ist in Abb. 3  $J_f < J_m$  und in Abb. 4  $J_f > J_m$ ; die Unterschiede beider  $J$  sind bei guter Materialausnutzung und bei Dreiteilung der Stablänge ganz erheblich.

Solche Fälle, die noch erweitert werden könnten, lassen erkennen, daß die ganz allgemeine Forderung der preussischen Bestimmungen, nämlich  $J_f > J_m$ , nicht durchführbar ist; da aber die wenigen hier genannten Fälle bei Hochbauten, Krangerüsten usw. fortgesetzt vorkommen, dürfte es sich empfehlen, solche Fälle in den Bestimmungen hinreichend zu berücksichtigen, damit dem Statiker und dem prüfenden Beamten Wegweiser zur Berechnung gegeben werden.

Die Grundlagen hierzu sind durch die bekannten Formeln von Engesser, Krohn, Müller-Breslau hinreichend gegeben; von diesen werden die Krohnschen Formeln wegen ihres einfachen Aufbaues und ihrer guten Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen vom heutigen Statiker gerne benutzt.

Die Krohnschen Formeln (s. Zentralbl. d. Bauverw. 1908, S. 559) besagen bekanntlich folgendes.

Bezeichnet  $K$  die wirkliche Knicklast des ganzen Stabes beim Knick um die freie Achse, dann kommt im Augenblick des Ausknickens auf einen der beiden Stäbe der Anteil:

$$K' = K \frac{68}{136 - \frac{l_f}{h}}$$

worin  $l_f$  die Knicklänge und  $h$  den Schwerpunktsabstand der beiden Einzelstäbe bezeichnet. Im gleichen Verhältnis stehen die zulässigen Druckkräfte für den ganzen und den Einzelstab. Bezeichnet  $P$  die gegebene Stabkraft, dann kommt auf den Einzelstab der Anteil:

$$P' = P \frac{68}{136 - \frac{l_f}{h}}$$

Für dieses  $P'$  ist der Einzelstab nach dem üblichen  $\omega$ -Ver-

fahren zu behandeln, worin also die Werte  $l'$ ,  $F'$ ,  $J'_{\min}$  und  $i'_{\min}$  einzusetzen sind; es gilt somit die Bedingung:

$$\frac{P' \omega'}{F'} \leq \sigma_{zul},$$

worin  $\omega'$  vom Schlankheitsgrad  $\lambda' = l' : i'_{\min}$  abhängig ist.

Neben dieser Rechnung ist selbstverständlich auch noch die Knickrechnung für die Länge  $l_m$  und die Materialachse in der üblichen Weise durchzuführen.

Es mag noch bemerkt werden, daß die Krohnschen Formeln für normales Flußeisen St. 37 abgeleitet wurden; für St. 48 sind sie nachzuprüfen und gegebenenfalls zu ändern. Außerdem ist zu erwägen, ob die Formeln, die dem Fall zweier I- oder L-Eisen angepaßt sind, ohne weiteres auf zwei Winkelleisen anwendbar sind.

Zusammenfassung. Es wird vorgeschlagen, in den Hochbaubestimmungen über gegliederte Druckstäbe folgende Zusätze aufzunehmen.

1. Die aus Doppelwinkeln und den üblichen Futterstücken bestehenden Stäbe sind als gegliederte Stäbe zu behandeln.

2. Die Forderung  $J_f > J_m$  wird nicht verallgemeinert, sondern höchstens für normale Hochbaustützen mit beibehalten.

3. In allen andern Fällen, namentlich wenn aus irgendwelchem Grunde ein Knick um die freie Achse in Frage kommt, ist nach der Krohnschen Formel zu rechnen, die gegebenenfalls dem St. 48 und besonderen Querschnittsformen anzupassen wäre.



KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Drei gleiche Hängebrücken über dem Alleghenyfluß in Pittsburg.

Über dem Alleghenyfluß sind drei Hängebrücken im Bau begriffen, die in der Ausführung der Kölner Hängebrücke ähneln und als eine Nachbildung derselben von Interesse sein mögen. Das Entstehen dieser Brücken sowie drei weiterer in Pittsburg ist auf das Drängen von Schiffsahrtsinteressenten zurückzuführen, die schon vor 8 Jahren bei dem Kriegsdepartement für eine Verbesserung der Schiffsahrtsverhältnisse des Alleghenyflusses eintraten. Infolge des Krieges ist von den sechs verlangten Brücken erst eine vor einem Jahre fertig geworden und mit den Gründungsarbeiten für die drei Hänge-

Die Brücken wurden berechnet für eine Nutzlast aus zwei 18 t-Wagen und zwei 60 t-Wagen, zusammen mit einer Nutzlast der seitlichen Fußwege von 300 kg/m<sup>2</sup>. Die gesamte Nutzlast entspricht einer Last von rd 10 000 kg/m Spannweite. Beim Berechnen der Versteifungsträger und Kabel wurde ein Stoßfaktor von 17 vH zur Nutzlast berücksichtigt. Die Augenstäbe haben eine zulässige Beanspruchung von 1900 kg/cm<sup>2</sup>.

Wie aus der Abb. 1 hervorgeht, ähneln die drei amerikanischen Hängebrücken so sehr der Kölner Straßenbrücke, daß man fast von

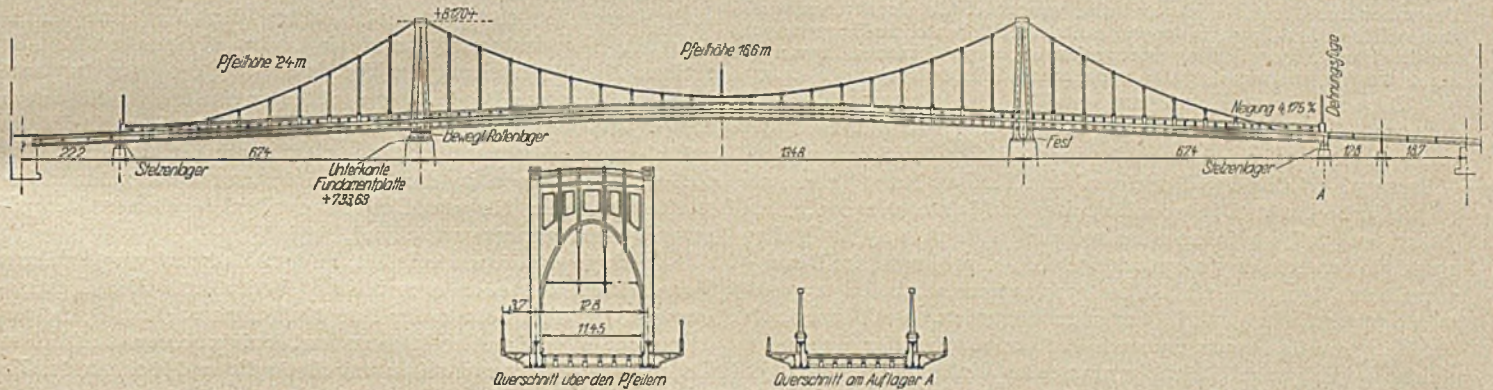


Abb. 1. System der Hängebrücke über dem Alleghenyfluß.

brücken im November v. J. begonnen worden. Die drei neuen Brücken liegen im Abstand von je rd 160 m, zwei davon haben je eine mittlere Öffnung von 131 m und je zwei Seitenöffnungen von 65,5 m. Alle drei Brücken sind mit Ausnahme der mittleren Brücke, welche merkwürdigerweise Spannweiten von 67,5—135—67,5 m hat, fast vollständig gleich, wodurch wesentliche Vorteile in der Herstellung und dem Aufbau erzielt wurden. Da in Pittsburg der Felsen etwa 15—18 m unter Wasser liegt und bei ebenen Verankerungen schlechte Erfahrungen gemacht worden waren, wurden die Hängebrücken mit aufgehobenem Horizontalschub oder „Selbstverankerung“ ausgebildet. Der Horizontalschub wird durch die als Blechträger ausgebildeten Versteifungsträger aufgenommen. Die Linienführung und die Querschnitte gehen aus der Abb. 1 hervor. Bei einer lichten Breite der Fahrbahn von 11,5 m liegen die Versteifungsträger bzw. Pfeilermitten 12,8 m voneinander, die Konsole für die außenliegenden Bürgersteige kragen dann noch 3,65 m von Mitte Versteifungsträger aus.

Eine eigenartige Ausbildung hat der Querschnitt des Versteifungsträgers erfahren, da er aus einem mittleren hohen Stehblech und zwei niedrigen seitlichen Stehblechen besteht, an die außen die Konsole für den Fußgängerweg, innen die Querträger der Fahrbahn angeschlossen sind, besteht (siehe Abb. 2). Der größte Querschnitt etwa in Mitte der äußeren Spannweiten hat ein mittleres Stehblech von 2740 mm Höhe und zwei seitliche von 1370 bzw. 1600 mm. Der gesamte Querschnitt des Versteifungsträgers an dieser Stelle beträgt 7140 cm<sup>2</sup>.

Mit Rücksicht auf die Aufnahme des Horizontalschubes durch die Versteifungsträger wurden keine Drahtseilkabel, sondern Ketten aus Augenstäben genommen, die einen bequemeren Anschluß am Blechträger ermöglichen. Das Material der Ketten hat eine Mindeststreckgrenze von 3500 kg/cm<sup>2</sup> und eine Mindestbruchgrenze von 5600 kg/cm<sup>2</sup>. An der Spitze der Pylonen besteht die Kette aus sieben Augenstäben 350 × 48 mm und zwei Augenstäben 350 × 41 mm, d. h. einem Gesamtquerschnitt von rd 1480 cm<sup>2</sup>.

einer Nachahmung sprechen kann<sup>1)</sup>. Der wesentliche Unterschied besteht darin, daß bei den amerikanischen Brücken der Fußweg

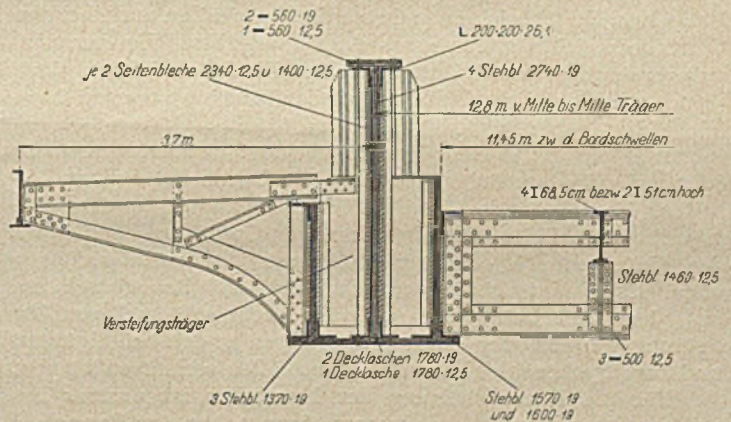


Abb. 2. Querschnitt des Versteifungsträgers.

außerhalb der Hauptträger liegt und — einer amerikanischen Vorliebe für breite Auflager zufolge — die Pylonen nicht als Pendelstützen mit Punktlagern, sondern als nach unten sich stetig verbreiternde Stützen mit festem bzw. beweglichem Flächenlager ausgebildet sind. A. Dürbeck.

<sup>1)</sup> Siehe Eisenbau 1913, Prof. Mehrstens und Ing. Bleich, Der 2. engere Wettbewerb um den Bau einer Rheinstraßenbrücke in Köln.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Baukontrolleure aus dem Arbeiterstand.  
Musterverordnung zum Schutz der Bauarbeiter.

In letzter Zeit ist zu beobachten, daß die Öffentlichkeit, insbesondere die sozialistische und Gewerkschaftspresse, sich mehr als früher mit Unfällen und den Maßnahmen, die zu deren Abwehr ergriffen werden können, beschäftigt. Es ist naturgemäß, daß hierbei die Erörterung von Verkehrs- und Bauunfällen einen breiten Raum einnimmt, weil diese entgegen den Unfällen in geschlossenen Betrieben auf die Öffent-

lichkeit einen unmittelbaren Eindruck ausüben. Dazu kommen die alten (bei solcher Gelegenheit immer wieder hervorgeholten) Forderungen der Gewerkschaften auf Einsetzung einer aus Arbeitnehmern gebildeten Baukontrolle. Der Preußische Wohlfahrtsminister hat nun unter dem 14. November 1925 folgende Verordnung erlassen:

„Aus den Kreisen der Bauarbeiter wird darüber geklagt, daß in neuerer Zeit die Unfälle bei der Ausführung von Bauten stark zugenommen haben. Wenn auch die Zunahme der Bauunfälle im Verhältnis zu den letzten Jahren zum Teil darauf zurückzuführen ist, daß sich

die Bautätigkeit nicht mehr hauptsächlich auf Kleinhäuser erstreckt, sondern sich wiederum dem Hochbau zuwendet, so erwächst doch den Baupolizeibehörden die Pflicht, ihr besonderes Augenmerk auf die Beachtung der zum Schutze der Bauarbeiter erlassenen Bestimmungen zu richten. Es ist verschiedentlich beobachtet worden, daß die polizeiliche Überwachung der Bauten nicht ausreichend war. Ich ersuche deshalb, den Baupolizeibehörden zur Pflicht zu machen, bei den polizeilichen Besichtigungen der Neu- und Umbauten auf die genaue Innehaltung der zum Schutze der Bauarbeiter erlassenen Vorschriften zu achten. Durch Nachprüfung an Ort und Stelle müssen sich die Ortspolizeibehörden die Überzeugung verschaffen, daß die vorgeschriebenen Sicherheitsvorschriften auch wirklich vorhanden sind.

Bei dieser Überwachung hat sich nach den in vielen Orten gesammelten Erfahrungen die Hinzuziehung von Baukontrolleuren aus dem Arbeiterstande bewährt. Unter Hinweis auf den Erlaß des Herrn Staatskommissars für das Wohnungswesen vom 13. Dezember 1918 ersuche ich deshalb, erneut dafür einzutreten, daß namentlich in den Orten, in denen bereits amtlich bestelltes Baupersonal für die Bautenüberwachung vorhanden ist, auch Personen herangezogen werden, die aus dem Bauarbeiterstande hervorgegangen sind."

Die in dem Erlaß aufgestellte Behauptung, daß in neuerer Zeit die Unfälle bei der Ausführung von Bauten stark zugenommen haben, entspricht nicht den tatsächlichen Verhältnissen. Nach den Berichten der Tiefbau-Berufsgenossenschaft entfielen auf je 1000 Arbeiter im Jahre 1924 10,2, im Jahre 1923 8,8, im Jahre 1922 10, im Jahre 1921 15, im Jahre 1920 10 entschädigungspflichtige Fälle, während im Durchschnitt aus den Jahren 1888 bis 1919 auf 1000 Arbeiter 13 entschädigungspflichtige Fälle festgestellt wurden. Auch innerhalb der Baugewerks-Berufsgenossenschaften, für die allerdings eine gleiche, das ganze Reich umfassende einheitliche Statistik fehlt, war eine Vermehrung der Zahl der Unfälle im Verhältnis zur Zahl der beschäftigten Arbeiter gegenüber der Vorkriegszeit bis zum Jahre 1924 nicht zu beobachten.

Die in dem ministeriellen Erlaß vorgesehenen Baukontrollen aus dem Arbeiterstand sollen als Organe der städtischen Baupolizei an den einzelnen Orten, in Einzelfällen auch bei den Gewerbeaufsichtsamtern ihren Dienst ausüben. Es erscheint außerordentlich zweifelhaft, ob ihr Einfluß wirklich dazu dienen wird, die Sicherheit bei Bauausführungen zu vergrößern. Die Mehrzahl der gemeldeten Bauunfälle beruht erfahrungsgemäß entweder auf einer Verkettung unglücklicher Umstände oder auf dem Leichtsinne der von dem Unfall betroffenen Arbeiter. Es soll damit allerdings nicht behauptet werden, daß es nicht auch Fälle gäbe, in denen der Unfall auf die Schuld des Unternehmers oder seiner Angestellten zurückzuführen wäre. Es scheint aber unwahrscheinlich, daß Baukontrollen aus dem Arbeiterstande zu einer technisch sachgemäßen Prüfung komplizierter Geräte, Rüstungen u. dgl. befähigt sind und durch rechtzeitige Hinweise Bauunfällen vorbeugen können.

Für die Beaufsichtigung der Baustellen ist unseres Erachtens schon hinreichend gesorgt, denn neben der Baupolizei ist den Gewerbeaufsichtsbeamten sowie den technischen Beamten der Berufsgenossenschaften die Aufgabe übertragen, die vorschriftsmäßige Innehaltung der Baupolizeivorschriften und der Unfallverhütungsvorschriften der Berufsgenossenschaften zu überwachen. Außerdem können die Arbeiter durch die aus ihrer Mitte selbst gewählten Baudelegierten und die auf Grund der Unfallverhütungsvorschriften der Berufsgenossenschaften zu wählenden Unfallvertrauensleute jederzeit ihre Wünsche und etwaigen Beanstandungen in bezug auf die Geräte, Gerüste, Unterkunftsräume usw. vorbringen. Durch Vermehrung des bürokratischen Apparates wird sicherlich eine Besserung nicht erreicht werden. Schließlich sei auch darauf hingewiesen, daß außer den genannten Überwachungsorganen für bestimmte Zwecke (Kessel, Aufzüge usw.) noch eine Kontrolle durch die Dampfkesselüberwachungsvereine eingerichtet ist.

In gleicher Richtung bewegen sich die Bestrebungen der Reichsarbeitsverwaltung, eine „Musterverordnung zum Schutz der Bauarbeiter“ zu schaffen. Der bislang bekannt gewordene Referentenentwurf sucht zunächst den Geltungsbereich der Musterverordnung durch Aufzählung der verschiedenen Arbeiten, bei denen ein Schutz der Bauarbeiter erforderlich erscheint, festzulegen. Ein vom Standpunkt des Gesetzgebers befriedigendes Ergebnis ist damit naturgemäß

nicht zu erzielen, da jede Aufzählung lückenhaft bleiben muß und der Vielgestaltigkeit des gewerblichen Lebens nicht Rechnung tragen kann.

Sehr wenig befriedigend ist auch der in dem Entwurf vorgenommene Versuch, die Verantwortlichkeit für die Durchführung der zum Schutz der Bauarbeiter erforderlichen Maßnahmen auf den vom Bauherrn und den vom Unternehmer bestellten Bauleiter zu verteilen. Hier sollte man sich an die Richtlinien halten, die in der reichsgerichtlichen Rechtsprechung zu § 330 RStGB. festgelegt sind, nach welchen derjenige als verantwortlicher Bauleiter bezeichnet wird, der über die Art und Weise der technischen Ausführungen des Gesamtbaues entscheidet, mit anderen Worten die Person, deren Gebote und Verbote in technischer Beziehung für das ganze ausführende Personal maßgebend sind. Im übrigen müßte die zivilrechtliche Verteilung der Verantwortung zwischen Auftraggeber bzw. seiner Bauleitung und Auftragnehmer, die durch den Bauvertrag begründet ist, auch mit den polizeilichen und berufsgenossenschaftlichen Bestimmungen im Einklang stehen, nach denen in der Regel der vom Unternehmer bestellte Bauleiter für die Befolgung aller gegebenen Verordnungen usw. verantwortlich ist.

Auch gegen die materiellen, in dem Entwurf vorgesehenen Vorschriften bestehen wesentliche Bedenken. Die Bestimmungen, die dem Schutz der Bauarbeiter gegen Unfallgefahren dienen sollen, sind im Vergleich zu den berufsgenossenschaftlichen Unfallverhütungsvorschriften unvollständig und lückenhaft. Es muß im übrigen nur zu Mißverständnissen und Unklarheiten führen, wenn mehrere Stellen die gleiche Angelegenheit regeln wollen.

Ein Bedürfnis zum Erlaß polizeilicher Unfallverhütungsvorschriften kann daher nicht anerkannt werden, insbesondere da die Befolgung der Vorschriften der Berufsgenossenschaften gemäß § 851 der Reichsversicherungsordnung durch hohe Geldstrafen erzwungen werden kann. Die in dem Entwurf weiterhin vorgesehenen sanitären Schutzmaßnahmen, die Bestimmungen über Beschaffenheit und Größe der Baubuden, der Wohnbaracken, der Bedürfnisanstalten usw. enthalten, gehen in ihren Forderungen weit über das hinaus, was in der Praxis bislang üblich ist. Irgendwelche Mißstände sind auf diesem Gebiet bislang nicht bekannt geworden, es ist daher wirklich nicht einzusehen, aus welchem Grunde gerade im Baugewerbe der Unternehmer in seiner freien Entschließung durch polizeiliche Bestimmungen eingeengt werden soll, die für die Industrie in ihrer Gesamtheit nicht gelten und für deren Erlaß keinerlei Bedürfnis besteht. Dr. R.

#### Großhandelsindex.

17. Nov.	25. Nov.	2. Dez.	9. Dez.	16. Dez.	23. Dez.
121,0	122,7	122,9	122,5	120,9	—

#### Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 23. Dezember 1925.)

Anordnung über eine vorübergehende Erhöhung der Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge. Vom 17. 12. 1925. (R. Anz. Nr. 296.) Die Erhöhungen gelten für die Zeit vom 14. Dezember bis 1. Mai 1926.

Verordnung über die Einfuhr von Waren. Vom 12. Dezember 1925. (R. Anz. Nr. 295.) Die Verordnung enthält eine Erweiterung der Aufhebung des Einfuhrverbotes mit Wirkung vom 24. 12. 1925 ab. Das Einfuhrverbot bleibt bestehen nur für bestimmte, in einer Liste aufgezählte Waren, u. a.: Für Zemente schweizerischen Ursprungs und schweizerischer Herkunft, sowie a. u. für folgende Waren aus Polen: Bauholz, Ton, Lehm, Ziegel, Mauersteine, Klinker, Kalk, Kalkmörtel, Zement, Träger, Formeisen, Wellblech, Schienen, Maschinen, Baubeschläge.

Verordnung über die weitere Änderung der Bekanntmachung, betr. das Verbot der Ausfuhr von Waren. Vom 12. 12. 1925. (R. Anz. 295.) Die Verordnung enthält in einer Anlage die Liste der Waren, deren Ausfuhr ohne besondere Bewilligung weiter verboten bleibt. Unter diesen Waren befinden sich u. a. Schrott- und Stabeisenden.

Durchführung des Aufbringungsgesetzes. Erlaß des Reichsfinanzministers vom 15. 12. 1925. (R. St. Bl., S. 221.) Aus diesen Durchführungsbestimmungen zu den Durchführungsverordnungen zum Aufbringungsgesetze sei folgendes erwähnt:

Wenn die Vermögenssteuererklärung für 1925 nicht bis zum 31. 12. d. Js. eingereicht ist, erfolgt die Heranziehung zur Aufbringung

der Lasten aus dem Dawesabkommen auf Grund des Vermögenssteuerbescheides für 1924. Dies gilt auch für offene Handelsgesellschaften und Kommanditgesellschaften, trotzdem diese für 1924 nicht selbständig zur Vermögenssteuer veranlagt waren. Mit der Veranlagungsarbeit und der Berechnung des Verteilungsschlüssels für die Vorauszahlungen sollen die Finanzbehörden sofort beginnen, so daß der Verteilungsschlüssel etwa am 9. Januar 1926 im Reichsanzeiger veröffentlicht werden kann. Dann werden die Finanzämter sofort die Vorauszahlungsbescheide versenden. Gegen den Bescheid ist das Beschwerdeverfahren der Reichsabgabenordnung gegeben (§§ 281 ff. A. O.). Die ersten Jahresleistungen sind am 15. Februar und 1. Juni 1926 fällig. Eine Woche nach Ablauf der Fälligkeit können im Verzugsfälle Zinsen und Verzugszuschläge berechnet werden.

Ministerielle Verfügungen über Festpreise bei Vergebung von Bauausführungen. In einer Verfügung vom 3. August d. Js. hat der Reichsfinanzminister angeordnet, daß bei öffentlichen Submissionen Angebote zu Festpreisen bevorzugt werden sollen, selbst wenn sie zahlenmäßig ungünstiger sind als Gleitpreisangebote. Bei der Ausführung der Arbeiten sollen Behinderungen durch Streiks und Aussperrung berücksichtigt werden. Die Behörden werden aufgefordert, alle Maßnahmen zur weiteren Einbürgerung der Festpreisangebote zu fördern. Ähnliche Erlasse sind vom Reichswehrministerium, von der Deutschen Reichsbahngesellschaft und vom Reichspostministerium ausgegeben worden. Auch der preußische Minister für Volkswohlfahrt hat in einem Erlaß vom 6. November d. Js. sich für die Notwendigkeit von Festpreisen bei Bauaufträgen ausgesprochen und besonders auch den Gemeinden, die als Auftraggeber von Hauszinssteuerwohnungsbauten in Frage kommen, auf die Vergebung zu Festpreisen hinzuwirken.

### Rechtsprechung.

Bearbeitet vom Staatsanwalt a. D. Stroux.

1. Zivilrecht. a) Beweiskraft einer Quittung. Wenn der Gläubiger bei Zahlung eines bestimmten Betrages bekannt hat, daß er keine weiteren Ansprüche gegen den Schuldner mehr habe, so liegt in dieser Erklärung nur eine Generalquittung, auf die sich der Schuldner zum Beweise der Erfüllung seiner Schuld nicht berufen kann, wenn festgestellt wird, daß die Forderung höher gewesen ist. Es bedarf nicht erst einer Anfechtung der Quittung. Die Anfechtung ist auch dann nicht nötig, wenn in der Quittung eine negative Schuldanerkenntnis enthalten ist. In diesem Falle kann wegen mangelnden Rechtsgrunds nach § 812 B. G. B. das Anerkenntnis zurückverlangt werden. (Unge-rechtfertigte Bereicherung.) (R. G. VI vom 7. Juli 1925, Recht S. 611.)

b) Aufwertungsstichtag bei mehrwöchentlicher Bindung an ein Angebot. Eine Maschinenfabrik hat am 19. Oktober 1921 ein Angebot auf Lieferung von 6 Pressen gemacht und dabei bemerkt, daß sie an das Angebot bis zum 15. November gebunden sei. Das Oberlandesgericht hatte als Stichtag der Aufwertung den 11. November 1921 zugrunde gelegt, an welchem Tage der Lieferant erklärt hatte, daß er mit Rücksicht auf die Entwertung nicht mehr zu dem angegebenen Preise liefern könne. Dabei ging das O. L. G. von der Annahme aus, daß der Lieferant durch die Bindung an sein Angebot die Gefahr der Geldentwertung bis zur Annahme des Angebotes auf sich genommen habe. Das Reichsgericht hob dieses Urteil auf. Das Angebot müsse nach Treu und Glauben mit Rücksicht auf die Verkehrssitte ausgelegt werden. Darnach schein es als ausgeschlossen, daß der Lieferant die Gefahr eines Sinkens der Mark bis auf beinahe die Hälfte des Wertes, wie es tatsächlich in der Zeit vom 19. Oktober bis 11. November 1921 eingetreten sei, hätte übernehmen wollen. Deshalb sei der 19. Oktober, also der Tag des Angebots, Stichtag der Aufwertung. Rechtsirrig sei ferner die Ablehnung jeder Berücksichtigung des gegenwärtigen Marktwertes der Ware. Die Begründung in dem Beschlusse der ver-

einigten Zivilsenate vom 31. März 1925 treffe auch auf den vorliegenden Fall zu, selbst wenn es sich nicht um ein Großhandelsgeschäft im eigentlichen Sinne handeln sollte. (R. G. vom 26. Mai 1925, I. Ztg., S. 1657.)

c) Aufwertungsstreitigkeiten und vereinbartes Schiedsgericht. Wenn für alle Streitigkeiten aus dem Verträge ein Schiedsgericht vereinbart ist, so ist dieses auch für Aufwertungsansprüche zuständig. (R. G. VI vom 19. Juli 1925.)

Wird die Aufwertung verlangt, nachdem dem Kläger der Papiermarkbetrag bereits rechtskräftig zugesprochen war, so handelt es sich nicht um die Aufwertung der Urteilsforderung sondern um die des ursprünglichen Anspruches. Darum ist die Zuständigkeit des Schiedsgerichts auch in diesem Falle gegeben, wenn es für alle Streitigkeiten aus dem Verträge vorgesehen war. Denn es handelt sich um einen Anspruch aus dem Verträge (R. G. VI vom 26. Juni 1925, Recht S. 627).

d) Unterschied zwischen Schiedsgericht und Schiedsgutachten. Die Parteien hatten einen gerichtlichen Vergleich geschlossen, wonach die eine der anderen einen näher beschriebenen Ersatzraum für aufgegebene Mieträume zuzuweisen hatte. Bei Streit über die Angemessenheit des Ersatzraumes sollte ein Sachverständiger „als Schiedsrichter“ entscheiden. Letzteres ist geschehen. Das Kammergericht als Beschwerdeinstanz lehnte durch Beschluß vom 28. Juli 1925 die Vollstreckbarkeit des „Schiedsspruches“ ab. Es liege kein Schiedsspruch im Sinne des § 1042 Z. P. O. vor. Der Sachverständige war nicht Schiedsrichter, denn es war ihm nicht die Entscheidung einer Rechtsstreitigkeit übertragen, sondern nur die tatsächliche Würdigung des angebotenen Ersatzraumes. Er war nur Schiedsgutachter, der, allerdings mit bindender Kraft unter Ausschluß des Rechtsweges Elemente für die Entscheidung schaffen sollte. Durch das Verfahren vor ihm sollte nur festgestellt werden, ob die Bedingung eingetreten ist, von der die Pflicht zur Räumung der bisherigen Geschäftsräume abhängt. Die Verpflichtungen der Parteien beruhen allein auf dem gerichtlichen Vergleiche. Nur aus diesem Vergleiche kann die Zwangsvollstreckung betrieben werden. Die Entscheidung des Gutachters ist begrifflich einer Vollstreckung überhaupt nicht fähig oder bedürftig. (J. W. 25, S. 2018.)

e) Unterscheidung des Verzugschadens vom Aufwertungsschaden. Dem Kläger waren Schmucksachen gestohlen, für die er Schadenersatz von seiner Versicherungsgesellschaft verlangt. Festgestellt ist, daß die Versicherungsgesellschaft am 1. Oktober 1918 in Verzug geraten ist, und daß an diesem Tage die ursprünglich eingeklagten 7000 Papiermark einen Wert von 4 516 Goldmark hatten. Mit Zahlung dieser Goldmarksumme wäre die eigentliche Geldentwertung ausgeglichen. Nun fordert aber die Klägerin 8400 Goldmark, weil während des Verzuges der Versicherungsgesellschaft die Preise für Schmucksachen erheblich gestiegen seien. Das Reichsgericht stellt fest, daß die Mehrforderung über 4 516 Goldmark kein Aufwertungsanspruch mehr ist, daß es sich um einen Verzugschaden gem. § 288 Abs. 2 B. G. B. handele, der auf einem anderen Grunde beruhe als auf Geldentwertung. Wenn der Versicherer mit der Zahlung der Entschädigungssumme in Verzug gerate, so sei er, wie jeder Geldschuldner nach allgemeinen Rechtsgrundsätzen verpflichtet, dem Versicherungsnehmer auch den durch den Verzug entstandenen Schaden ohne Rücksicht auf die Höhe der Versicherungssumme zu ersetzen. Die Verjährungsfrist sei für den Verzugschaden keine andere als die zweijährige des § 12 des V. V. G. (R. G. VI vom 9. Juni 1925 J. W., S. 1924.)

f) Betrug. Ein Unternehmer kann sich durch Vorspiegelung falscher oder Unterdrückung wahrer Tatsachen im Sinne des § 263 Strafgesetzbuches schuldig machen, wenn er trotz Möglichkeit der Verhinderung wissentlich duldet, daß die Personen, deren er sich zur Ausführung der eingegangenen Verpflichtungen bedient, hierbei falsche Tatsachen vorspiegeln oder wahre Tatsachen unterdrücken. (R. G. I Strafsenat vom 26. Juni 1925 Recht S. 632.)

### PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

#### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 48 vom 3. Dezember 1925.
- Kl. 5 c, Gr. 4. R 60 775. Rohleder & Ehninger, Akt.-Ges., Feuerbach-Stuttgart. Schmiedeeiserne Auskleidung für betonierte Schächte, Druckstollen und ähnliche unterirdische Bauwerke. 17. III. 24.
- Kl. 5 c, Gr. 4. Sch 71 373. Heinrich Schalke, Wattenscheid. Kappschuh nach Patent 405 454; Zus. zu Pat. 405 454. 27. VIII. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 8. W 65 176. Fa. Wilhelm Hammer G. m. b. H., Essen. Mehrteilige Unterlegplatte für Schienen verschiedener Fußbreite. 2. I. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 28. B 112 644. Eugen Bellmann, Haspe i. W. Fahrenbare Schienenbieg- und -Richtmaschine. 6. II. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 28. K 86 477. Gustav Knaul, Nordhausen a. H., und Erich Knaul, Grube Viktoria III, Post Grube Marga, N./L. Ausleggleisrückmaschine für Kippgleise. 6. VII. 23.
- Kl. 19 a, Gr. 28. L 60 269. Paul Lörcher, Stuttgart, Filderstr. 59. Schienenbiegemaschine. 19. V. 24.

- Kl. 19 d, Gr. 1. Sch 71 266. Gerhard Schmücking, Essen, Ruhr, Kurfürstenstr. 28. Bergschadensichere Brücke. 14. VIII. 24.
- Kl. 19 e, Gr. 3. K 90 181. Erich Kort, Gifhorn. Flache, horizontal geteilte Marksteinsicherung. 7. VII. 24.
- Kl. 20 a, Gr. 11. K 90 541. Fa. Fritz Kühnel & Co. G. m. b. H., Zeulenroda i. Thür. Schleppbrücke für Hängebahnen. 9. VIII. 24.
- Kl. 20 h, Gr. 6. R 60 940. Gustav Rödelbronn, Ahlen i. W. Aufgleisvorrichtung. 17. IV. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 9. S 68 623. Fa. Sächsisch-Thüringische Portlandzementfabrik Prüssing & Co., Comm.-Ges. auf Aktien, Göschwitz a. d. Saale. Zungenanordnung bei Weichen von Hängebahnen; Zus. z. Pat. 363 171. 28. I. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 27. M 86 555. Charles Emanuel Milde u. Georges Huyaux, Paris; Vertr.: Dr. Letterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Graphischer Streckenanzeiger. 25. IX. 24. Frankreich 27. IX. 23.
- Kl. 20 k, Gr. 9. A 42 779. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Anordnung zur Aufhängung und Abstützung von Kettenfahrlösungen elektrischer Bahnen. 4. VIII. 24.

- Kl. 35 b, Gr. 1. D 45 621. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Als Dachkran ausgebildeter Kaidoppelkran. 7. VI. 24.
- Kl. 35 b, Gr. 4. A 44 075. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Kleinzschocher. Fahrbarer Eisenbahndrehkran. 30. I. 25.
- Kl. 37 a, Gr. 3. B 109 129. Karl Gustav Bangert, Nürtingen. Putzträger aus Holzstäben trapezförmigen Querschnitts. 31. III. 23.
- Kl. 65 b, Gr. 2. H 100 938. Rudolf Hitzemann, Hamburg, Frauenwall 29. Fr. Holzmüller, Bugenhagenstr. 31 und Erich Wichmann, Moltkestr. 23, Lübeck. Schwimmdock mit durchlaufenden Seitenkasten. 10. III. 25.
- Kl. 84 c, Gr. 2. B 109 935. Jean Bonnet, St. Etienne, Loire, Frankreich; Vertr.: Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Vorrichtung zum Ausgleich und zum Anzeigen von Senkungen des Untergrundes von Bauwerken. 9. VI. 23. Frankreich 1. VII. 22.
- Kl. 85 c, Gr. 3. B 117 717. Dr. Hermann Bach, Essen, Johannastraße 16. Verfahren zur biologischen Reinigung von organisch verschmutzten sauren oder zur Säuerung neigenden Abwässern, z. B. Abwässer von Brauereien, Brennerien, Preßhefabriken u. dgl. 19. I. 25.
- Kl. 85 c, Gr. 3. I 25 179. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstraße 57. Verfahren und Vorrichtung zur biologischen Reinigung von Abwasser mit belebten Schlamm in Lüftungsbecken. 18. IX. 24.
- Kl. 85 d, Gr. 2. G 57 936. Ewald Stahlschmied, Berlin-Friedenau Albestr. 1 und Wilhelm Geue, Berlin-Pankow, Wollankstr. 6. Durch Druckluftgestänge betriebene selbsttätige Hauswasserversorgungsanlage in Gebirgsgegenden. 24. XI. 22.

## B. Erteilte Patente.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 48 vom 3. Dezember 1925.
- Kl. 5 c, Gr. 4. 422 855. Adolf Drost, Mühlheim, Ruhr, Seilerstr. 17. Verfahren zum Ausbauen von Strecken und ähnlichen unterirdischen Bauwerken mit Steinen. 6. VII. 24. D 45 778.
- Kl. 19 c, Gr. 10. 422 867. Fa. J. Kemna, Breslau. Straßenaufreißer. 21. II. 23. K 85 005.
- Kl. 20 a, Gr. 12. 422 868. Fa. Adolf Bleichert & Co. u. Johann Gatzweiler, Beaumontstr. 2, Leipzig-Gohlis. Drahtseilbahn mit stillstehendem Trageil und umlaufendem Zugseil. 14. VII. 23. B 110 400.
- Kl. 37 a, Gr. 2. 423 002. Otto Stein, Beuthen, O./Schl., Tarnowitzer Str. 34. Eisenbetondecke aus Platte mit Unterzügen und Stützen; Zus. z. Patent 396 309., 15. III. 24. St. 37 748.
- Kl. 37 e, Gr. 13. 422 879. Mathias Gaßner, Piesenhausen, Post Marquardtstein. Abstreichvorrichtung für mit erhöhten Rändern aufzutragende Mörtelschichten. 19. I. 22. G. 55 663.
- Kl. 81 e, Gr. 25. 422 979. Gustav Hill, Hagen i. W., Viktoriastr. 5. Schienenauf- und-abladevorrichtung. 21. II. 25. H. 100 656.
- Kl. 81 e, Gr. 31. 422 980. Fa. A T G Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderbrücke. 18. IV. 25. A 44 748.
- Kl. 84 c, Gr. 3. 422 943. Jean Mayder, Wiesbaden, Helmstr. 11, Senkkasten für Wehrschützen oder ähnliche Einbauten. 14. VII. 23. M 82 022.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 422 984. Max Prüß, Essen, Semperstr. 6. Kläranlage mit trichterförmigen Bodenvertiefungen. 1. IV. 23. P 45 992.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

## Ortsgruppe Brandenburg.

Der 6. Vortragsabend in der von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ortsgruppe Brandenburg, Berlin NW 7, Ingenieurhaus veranstalteten Vortragsreihe über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen“ wird am Montag, den 11. Januar 1926 abends 7½ Uhr im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (großer Saal) I. Stock stattfinden. An diesem Abend wird das Thema „Bauingenieurprobleme in den Vereinigten Staaten. Was können und was sollen wir lernen?“ behandelt werden. Vortragender: Herr Professor Dr.-Ing. E. Probst von der Technischen Hochschule Karlsruhe i. B. An den Vortrag wird sich eine Aussprache anschließen. Gäste sind willkommen.

## Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember d. Js. auf 8 M. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 M. und für Junioren auf 3 M. festgesetzt worden ist, baldmöglichst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

## Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftsstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftsstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

## Arbeitsprogramm der Akotech.

Die Akotech, mit der die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen in Arbeitsgemeinschaft steht, kündigt folgendes Arbeitsprogramm in Zusammenarbeit mit dem Außeninstitut der Technischen Hochschule an: Außeninstitut der Technischen Hochschule Berlin: Vorträge in Gemeinschaft mit der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech). Arbeitsbedingungen im Ausland:

Vortragsreihe 1 (Mittwochs): „Rußland“. 6. 1. 1926, Prof. Dr. Obst-Hannover: Die wirtschaftsgeologischen Bedingungen Rußlands. 13. 1. 1926, Geh. Reg.-Rat Cleinow: Souverain, Regierung und Nationalitäten im neuen Rußland (Vortrag 1). 20. 1. 1926, Geh. Reg.-Rat Cleinow: Souverain, Regierung und Nationalitäten

im neuen Rußland (Vortrag 2). 27. 1. 1926, Geh. Oberreg.-Rat Dr. Busse: Russisch-Turkestan und seine wirtschaftliche Bedeutung für das Mutterland. 3. 2. 1926, Prof. Dr. Kaßner: Die geographischen und klimatischen Verhältnisse. 10. 2. 1926, Vortragender noch unbestimmt: Landwirtschaft in Rußland. 17. 2. 1926, H. Zienau: Industrielle Aufgaben und Werke in Rußland (Vortrag 1). 24. 2. 1926, H. Zienau: Industrielle Aufgaben und Werke in Rußland (Vortrag 2).

Vortragsreihe 2 (Donnerstags): „Mittel- und Südamerika“ 14. 1. 1926, Reichsbahnoberrat Rintelen: Ecuador, Technische Aufgaben. 21. 1. 1926, von Hassel: Peru (Vortrag 1), Land und Leute. 28. 1. 1926, von Hassel: Peru (Vortrag 2), Ansiedler und Techniker. 4. 2. 1926, Dr. Wittich: Mexiko (Vortrag 1), Land und Leute. 11. 2. 1926, Dr. Wittich: Mexiko (Vortrag 2), Bergbau und Petroleum. 18. 2. 1926, Dr. Wittich: Mexiko, (Vortrag 3), Verkehrsfragen, Kraftanlagen. 25. 2. 1926, Geh. Medizinalrat, Generalarzt a. D. Dr. Waldow: Gesundheitspflege für Hand- und Kopfarbeiter in heißen Zonen.

Die Vorträge finden von 6 bis 8 Uhr abends im Saal 120 der Technischen Hochschule statt.

## Eintrittspreise.

Eintrittspreise: 1. für Lehrkräfte und Studierende sämtlicher Hochschulen, höherer Lehranstalten und Fachschulen (gegen Ausweis) a) für eine Vortragsreihe 2 RM., b) für beide Vortragsreihen 3 RM., c) für Einzelvorträge 0,50 RM.

2. Für die Mitglieder der Akotech und die mit ihr in Arbeitsgemeinschaft stehenden Verbände: Koloniale Verbände, Bund der Auslandsdeutschen, Reichsbund Deutscher Technik, Deutsche Weltwirtschaftliche Gesellschaft, Vereinigung für Deutsche Siedlung und Wanderung, Verein Deutscher Ingenieure, Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Gesellschaft der Berliner Freunde der Deutschen Akademie a) für eine Vortragsreihe 4 RM., b) für beide Vortragsreihen 6 RM., c) für Einzelvorträge 0,75 RM.

3. Für Regierungsbauführer und -referendare (bei gleichzeitiger Bestellung von mindestens 10 Eintrittskarten durch ihre Verbände) a) für eine Vortragsreihe 2 RM., b) für beide Vortragsreihen 3 RM.

4. Für Sonstige und Nichtangehörige der Hochschule a) für eine Vortragsreihe 6 RM., b) für beide Vortragsreihen 9 RM., c) für Einzelvorträge 1 RM.

Zutritt Jedermann, auch Damen gestattet. Karten erhältlich für 1. und 4. in der Technischen Hochschule, Zimmer 137, in der Universität, Akademische Lesehalle, in der Handelshochschule, Zimmer 27; für 2. und 3. in der Geschäftsstelle der Akotech, Berlin SW 48, Verl. Hedemannstraße 8, Zimmer 124. Die Vorträge werden im nächsten Sommer- bzw. Wintersemester fortgesetzt.

Außeninstitut  
der Techn. Hochschule  
Orlich  
Geh. Regierungsrat, o. Prof. Geheimer Baurat  
Marinebaurat z. D.  
a. d. Techn. Hochschule Berlin

Akotech  
Schubert-  
Röhke