

DER BAUINGENIEUR

9. Jahrgang

27. Juli 1928

Heft 30

DIE BEMESSUNG DES ENDQUERRAHMENS OFFENER BRÜCKEN.

Von Ing. Dr. Friedrich Schweda, Assistent an der Lehrkanzel für Brückenbau der Techn. Hochschule, Wien.

Übersicht. Es wird das Ergebnis einer in den Sitzungsberichten der Akademie der Wissenschaften in Wien veröffentlichten Arbeit bekanntgegeben, die das Problem der Knicksicherheit des Druckgurtes offener Brücken unter der Voraussetzung elastisch nachgiebiger Endrahmen behandelt und ein Verfahren zur Dimensionierung der letzteren entwickelt, das eine Erweiterung der von Bleich stammenden, nur für gelenkig festgehaltene Gurtenden geltenden Lösung bildet.

Die neuen deutschen „Vorschriften für Eisenbauwerke“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft geben im Abschnitt V ein Näherungsverfahren zur Untersuchung des seitlichen Ausweichens elastisch festgehaltener Druckgurtungen an, welches darin besteht, daß die stützenden Querrahmen für eine senkrecht zur Tragwandebene wirkende „Seitenkraft“ $S = \frac{O}{100}$ zu bemessen sind, wobei O die größere der beiden dem betrachteten Knotenpunkt benachbarten Gurtkräfte (ohne Knickzahl) bedeutet. Daß diese Bemessungsregel unzureichend ist, wurde schon in den „Vorschriften“ durch die den Schluß des ge-

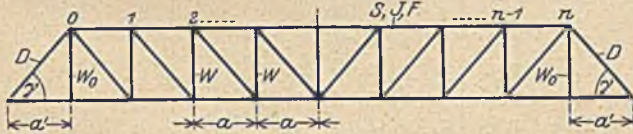


Abb. 1.

nannten Abschnittes bildende Bemerkung: „Die oben angegebene Berechnungsart gilt als Überschlagsrechnung; es bleibt freigestellt, eingehendere Rechnungsverfahren anzuwenden“ zum Ausdruck gebracht. Insbesondere ist die Unmöglichkeit, die notwendige „Seitensteifigkeit“ durch gegenseitige Abstimmung von Gurt- und Querrahmensteifigkeit zu erzielen, als Mangel zu bezeichnen¹.

Die genaue Untersuchung der Knicksicherheit des Druckgurtes offener Brücken hat von der Theorie des elastisch gestützten Stabzuges, wie sie von Zimmermann bzw. Müller-Breslau gegeben wurde, auszugehen. Diese Berechnungsweise führt bekanntlich zu einem System von allgemein 2 (n + 1) (unter n die Felderzahl verstanden) homogenen Gleichungen, deren gleich Null gesetzte Nennerdeterminante die gesuchte Knickbedingung vorstellt. Der hohe Grad dieser Determinante schließt jedoch die allgemeine praktische Verwendung dieses Verfahrens von selbst aus. Nur für den Fall des geraden Stabes mit unveränderlichem Querschnitt, unveränderlicher Stabkraft und Querstützung lassen sich mit Hilfe der Differenzenrechnung brauchbare Formen finden. In dieser Weise wurde von Bleich der gerade Stab mit der für einen Parallelträger allerdings kaum zu erfüllenden Annahme gelenkig festgehaltener Enden behandelt².

Im folgenden wird das Ergebnis einer in den „Sitzungsberichten“ der Wiener Akademie der Wissenschaften erschienenen Untersuchung bekanntgegeben, die eine Erweiterung der Bleichschen Arbeit nach der Richtung hin vorstellt, daß die Stabenden nicht unverschieblich, sondern elastisch nachgiebig sind. Die früher erwähnte Knickbedingung gestattet dann eine unmittelbare Darstellung des „Endrahmenwider-

standes“, in welcher die Felderzahl und zwei Gurt und Querrahmen kennzeichnende Größen für die praktische Brauchbarkeit der gefundenen Lösung von Bedeutung sind.

Der Untersuchung wurde ein Träger nach Abb. 1, aus der die Bezeichnungsweise ersichtlich ist, zugrunde gelegt. Belastung und Tragwerk sind symmetrisch zur Brückenmitte und Brückenachse. Es bedeuten:

- n die (gerade) Anzahl der rechteckigen Felder,
- S, J, F Mittelwerte von Gurtkraft, Trägheitsmoment (senkrecht zur Ebene der Tragwand) und Fläche des Obergurtes zwischen den Knoten 0 und n,
- D die Stabkraft der schrägen Endstrebe,
- a die durchaus gleiche Feldweite der rechteckigen Mittelfelder,
- a' jene der dreieckigen Endfelder,
- γ den Neigungswinkel der schrägen Endstrebe gegen die Wagrechte,
- W den Mittelwert der Rahmenwiderstände in den Knoten 1 bis n-1,
- W₀ den Rahmenwiderstand in den Endknoten 0 und n, (unter der üblichen Bezeichnung „Rahmenwiderstand“ sind hierbei jene wagrechten „Seitenkräfte“ verstanden, die, in gegenüberliegenden Obergurtnoten wirkend, in ihrer Richtung Verschiebungen von der Längeneinheit zur Folge haben),
- ν das Verhältnis der „freien Knicklänge“ des Gurtes zur Feldweite, das sich in dem Bereich 1,2 bis 3,0 bewegt,
- c einen Beiwert der Engesserformel, der praktisch in den Grenzen von etwa 1,2 bis 2,0 angenommen werden kann,
- s die Sicherheitszahl.

Weitere Voraussetzungen sind: Knicklänge der schrägen Endstrebe gleich der Netzlänge $\frac{a'}{\cos \gamma}$ und Einhaltung der Proportionalitätsgrenze in den Querrahmen. Einer Überschreitung der Proportionalitätsgrenze im Gurt wird durch das erwähnte Verhältnis ν, das mit Hilfe der Tafeln der Knickzahlen rasch zu ermitteln ist, Rechnung getragen.

Der Rechnungsgang stellt sich folgendermaßen dar: Wir ermitteln zunächst:

$$k = \frac{1}{2} \left[1 + \cos \frac{\pi}{\nu} - c \frac{\pi}{8 \nu} \left(\frac{\pi}{\nu} - \sin \frac{\pi}{\nu} \right) \right],$$

$$r = \left(1 - c \frac{\pi^2}{8 \nu^2} \right) \cos \frac{\pi}{\nu} + c \frac{\pi}{8 \nu} \sin \frac{\pi}{\nu}$$

Sodann:

$$\rho = \sqrt{r - k^2}$$

und:

$$\cos \alpha = \frac{1}{2} \left[\sqrt{(k+1)^2 + \rho^2} + \sqrt{(k-1)^2 + \rho^2} \right]$$

$$\cos \beta = \frac{1}{2} \left[\sqrt{(k+1)^2 + \rho^2} - \sqrt{(k-1)^2 + \rho^2} \right]$$

woraus α und β folgen.

¹ Gehler, Bauingenieur 1926, S. 68.

² Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken.

Der Wert ϱ ist bei den angenommenen Grenzen $\nu > 1,2$ und $c > 1,2$ immer reell. Mit der Hilfsgröße

$$m = 2(k-1) + c \frac{\pi^2}{4\nu^2}$$

gewinnen wir für den Endrahmenwiderstand W_0 den Ausdruck:

$$(1) \quad W_{0,2} = \frac{sD}{a} \cos \gamma + W_{\varepsilon_{1,2}}$$

worin der Rahmenwiderstand der Mittelknoten durch die Beziehung:

$$(2) \quad W = c W_E = c \frac{\pi^2 s S}{4 a \nu^2}$$

d. i. also gleich dem mit c vervielfachten Engesserwert, festgelegt ist und

$$(3) \quad \varepsilon_{1,2} = \frac{1}{\pi^2 c} \left\{ 1 - \frac{1}{2 \varrho [\text{Co} \alpha n \pm \cos \beta n]} \left[m [\text{Si} n \alpha (n-1) \sin \beta \pm \text{Si} n \alpha \sin \beta (n-1)] + 2 \varrho [\text{Co} \alpha (n-1) \cos \beta \pm \text{Co} \alpha \cos \beta (n-1)] \right] \right\}$$

das Verhältnis des End- zum Mittelrahmenwiderstand bei lotrechttem Trägerabschluß ($D = 0$) vorstellt, das nur abhängig ist von dem Schlankheitsgrad des Gurtcs, ausgedrückt durch die Zahl ν und dem Beiwert c der Engesserformel. Von den auf diese Weise erhaltenen zwei Werten ε_1 und ε_2 , die dem oberen (+) und unteren (-) Zeichen entsprechen, kommt nur der größere in Betracht. In den nachfolgenden Tabellen ist dieses maßgebende Verhältnis ε für die am häufigsten vorkommenden Felderzahlen $n = 6, 8, 10$ und 12 als Funktion der in den bereits angegebenen Grenzen schwankenden Werte ν und c ermittelt.

Es empfiehlt sich nicht, mit c unter $1,2$ herabzugehen, da sonst, wie man auch aus den Tabellen erkennt, W_0 gar zu groß wird und sehr schwere Endrahmen verlangen würde; andererseits ist eine Überschreitung der oberen Grenze $c = 2,0$ auch nicht notwendig, weil dann der entgegengesetzte Fall eintritt, daß der Endrahmen schwächer als der Mittelrahmen sein könnte, was bei Trägern mit lotrechttem Abschluß im Hinblick auf die von den Vertikalen aufzunehmenden und gegen das Brücken-

I. Werte von ε für $n = 6$.

$\nu \backslash c$	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
1,2	1,00	0,78	0,65						
1,3	1,25	0,93	0,75						
1,4	1,41	1,04	0,84						
1,5	1,39	1,06	0,87						
1,6	1,35	1,10	0,94	0,82					
1,7	1,65	1,30	1,09	0,94					
1,8	2,01	1,54	1,25	1,06	0,94				
1,9	2,41	1,77	1,40	1,18	1,03	0,90			
2,0	2,79	1,97	1,55	1,29	1,11	0,97	0,85		
2,1	2,98	2,12	1,64	1,36	1,17	1,02	0,90		
2,2	2,93	2,10	1,66	1,38	1,19	1,04	0,94		
2,3	2,69	1,97	1,60	1,35	1,17	1,04	0,94	0,85	
2,4	2,27	1,76	1,48	1,27	1,12	1,00	0,91	0,83	
2,5	1,99	1,71	1,48	1,32	1,17	1,06	0,96	0,89	
2,6	2,27	1,92	1,66	1,46	1,30	1,17	1,06	0,97	0,89
2,7	2,57	2,17	1,84	1,61	1,43	1,28	1,16	1,06	0,97
2,8	2,91	2,44	2,05	1,79	1,58	1,41	1,27	1,15	1,06
2,9	3,29	2,72	2,28	1,97	1,73	1,54	1,38	1,26	1,15
3,0	3,72	3,02	2,52	2,17	1,90	1,68	1,50	1,36	1,24

II. Werte von ε für $n = 8$.

$\nu \backslash c$	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
1,2	0,93	0,74	0,62						
1,3	1,12	0,86	0,71						
1,4	1,27	0,96	0,80						
1,5	1,32	1,01	0,85						
1,6	1,42	1,12	0,94	0,81					
1,7	1,69	1,28	1,06	0,90					
1,8	1,96	1,44	1,17	0,99	0,87				
1,9	2,07	1,54	1,24	1,06	0,92				
2,0	2,04	1,54	1,26	1,08	0,95	0,85			
2,1	1,85	1,47	1,25	1,08	0,96	0,87			
2,2	2,08	1,66	1,39	1,20	1,05	0,94	0,85		
2,3	2,43	1,89	1,55	1,32	1,16	1,03	0,92		
2,4	2,83	2,13	1,73	1,46	1,26	1,11	1,00	0,90	
2,5	3,25	2,37	1,90	1,58	1,36	1,20	1,07	0,97	
2,6	3,69	2,61	2,07	1,70	1,46	1,28	1,13	1,02	0,93
2,7	4,03	2,82	2,20	1,81	1,54	1,34	1,19	1,07	0,97
2,8	4,22	2,96	2,28	1,86	1,59	1,39	1,23	1,11	1,01
2,9	4,25	3,01	2,30	1,89	1,62	1,41	1,25	1,13	1,03
3,0	3,98	2,85	2,25	1,87	1,61	1,41	1,26	1,14	1,04

III. Werte von ε für $n = 10$.

$\nu \backslash c$	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
1,2	0,99	0,75	0,63						
1,3	1,06	0,83	0,70						
1,4	1,21	0,93	0,78						
1,5	1,26	1,00	0,84						
1,6	1,43	1,11	0,93	0,81					
1,7	1,64	1,24	1,03	0,88					
1,8	1,74	1,32	1,09	0,94	0,83				
1,9	1,72	1,34	1,13	0,98	0,87				
2,0	1,85	1,46	1,22	1,05	0,93	0,83			
2,1	2,14	1,63	1,34	1,14	1,00	0,89			
2,2	2,42	1,80	1,45	1,23	1,07	0,95	0,86		
2,3	2,66	1,92	1,55	1,31	1,14	1,01	0,91		
2,4	2,74	1,99	1,61	1,36	1,18	1,05	0,94	0,86	
2,5	2,65	2,00	1,63	1,39	1,21	1,08	0,97	0,89	
2,6	2,47	1,92	1,60	1,38	1,21	1,09	0,98	0,90	0,83
2,7	2,47	1,99	1,67	1,43	1,26	1,13	1,02	0,93	0,85
2,8	2,79	2,21	1,82	1,55	1,36	1,21	1,09	0,99	0,90
2,9	3,17	2,44	1,99	1,68	1,46	1,29	1,16	1,05	0,95
3,0	3,58	2,69	2,17	1,82	1,57	1,38	1,23	1,11	1,01

IV. Werte von ε für $n = 12$.

$\nu \backslash c$	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
1,2	0,97	0,74	0,62						
1,3	1,06	0,82	0,69						
1,4	1,17	0,92	0,77						
1,5	1,25	0,99	0,84						
1,6	1,41	1,10	0,93	0,80					
1,7	1,54	1,19	1,00	0,87					
1,8	1,60	1,26	1,06	0,92	0,82				
1,9	1,73	1,35	1,12	0,98	0,87				
2,0	1,96	1,49	1,22	1,05	0,93	0,83			
2,1	2,12	1,60	1,30	1,12	0,99	0,88			
2,2	2,17	1,65	1,37	1,17	1,03	0,92	0,84		
2,3	2,12	1,66	1,40	1,20	1,06	0,95	0,87		
2,4	2,28	1,78	1,48	1,27	1,12	1,00	0,91	0,82	
2,5	2,57	1,94	1,60	1,36	1,19	1,06	0,96	0,87	
2,6	2,89	2,13	1,72	1,45	1,26	1,12	1,01	0,92	0,84
2,7	3,15	2,29	1,81	1,53	1,33	1,18	1,06	0,96	0,88
2,8	3,30	2,41	1,88	1,59	1,38	1,22	1,09	0,99	0,91
2,9	3,34	2,46	1,93	1,64	1,43	1,26	1,13	1,02	0,94
3,0	3,23	2,41	1,96	1,66	1,45	1,28	1,15	1,05	0,96

ende zu wachsenden Systemspannungen unzweckmäßig wäre. Nur bei trapezförmigen Fachwerken von der Form der Abb. 1 könnte der Endrahmen, infolge der geringen Zugspannung, die durch die Knotenlast in die Vertikale kommt, schwächer als der Querrahmen der mittleren Knoten sein; doch wird man auch hier mindestens alle Rahmen gleich stark ausbilden, so daß ϵ nicht viel unter 1 sinken wird. Nach diesem Gesichtspunkte wurden die Tabellenwerte begrenzt.

Die Verwendung der Engesserformel ergab sich aus der Feststellung, daß der Mittelrahmenwiderstand einen Kleinstwert nicht unterschreiten darf. Dies ist jener, der sich bei Annahme gelenkig festgehaltener Gurtenden ergeben würde, also der Bleische Wert. Da nun dieser mit der Engesserformel weitgehend übereinstimmt, wenn man Gurtstäbe, deren freie Knicklänge kleiner als etwa die 1,2 fache Feldweite ist, von der Betrachtung ausschließt, konnte die sehr einfach gebaute Beziehung (2) eingeführt werden; ihre Anwendung bedeutet weiter keine Vernachlässigung. Daß Gurte mit $\nu > 1,2$ auch sehr wirtschaftlich sind, wurde bereits mehrfach erkannt³. In den „Vorschriften“ kommt jedoch gerade dieser Vorteil durch die Festsetzung: Knicklänge gleich Netzlänge nicht zur Geltung. Die obere Grenze für ν kann mit 3,0 angenommen werden, da Gurte mit einer größeren Knicklänge als der dreifachen Feldweite kaum vorkommen dürften.

Die Anwendung der Tabellen zeigt das nachfolgende Beispiel: Trapezträger nach Abb. 1 mit $n = 8$, $S = 318$ t, $J = 72\,800$ cm⁴, $F = 292$ cm², $a = a' = 420$ cm, $D = 198$ t, $\cos \gamma = 0,625$. Mit der zulässigen Beanspruchung $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm² erhalten wir für St 37 eine Knickzahl

$$\omega = \frac{F}{S} \sigma_{zul} = \frac{292}{318\,000} \cdot 1400 = 1,286,$$

ihr entspricht ein Schlankheitsgrad $\lambda = 62$, woraus sich mit dem Trägheitshalbmesser des Gurtes

$$i = \sqrt{\frac{72\,800}{292}} = 15,79$$

³ Hartmann, Ztsch. der österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1925, Heft 43/44, Gehler, Bauingenieur 1926, S. 68, Kulka, Bau-technik 1926, S. 621.

das Verhältnis der Knicklänge zur Feldweite

$$\nu = \frac{62 \cdot 15,79}{420} = 2,33$$

ergibt. $\lambda = 62$ ist ferner eine Knickspannung $\sigma_K = 2384$ kg/cm² zugeordnet und die vorschriftsmäßige Sicherheit wird

$$s = \frac{\sigma_K}{\sigma_{zul}} \omega = \frac{2384}{1400} \cdot 1,286 = 2,19.$$

Nach Engesser ist nun erforderlich (Gl. 2):

$$W_E = \frac{\pi^2 \cdot 2,19 \cdot 318}{4 \cdot 420 \cdot 2,33} = 0,755 \text{ t/cm.}$$

Hat der tatsächlich vorhandene Mittelrahmenwiderstand die Größe $W = 1,33$ t/cm, so ist das Verhältnis beider

$$c = \frac{W}{W_E} = \frac{1,33}{0,755} = 1,76,$$

und damit erhalten wir bei $\nu = 2,33$ aus der Tabelle II durch Zwischenschaltung $\epsilon = 0,99$. Schließlich benötigen wir noch die Sicherheit in der Endstrebe, die wie früher von dem Schlankheitsgrade abhängt und hier 2,25 beträgt. Aus (1) ergibt sich nun der notwendige Endrahmenwiderstand mit:

$$W_0 = \frac{2,25 \cdot 198}{420} \cdot 0,625 + 0,99 \cdot 1,33 = 0,66 + 1,32 = 1,98 \text{ t/cm.}$$

Der Rechnungsgang könnte noch dadurch etwas vereinfacht werden, daß man für die Sicherheit s in den Ausdrücken (1) und (2) einen festen Betrag vorschreibt, etwa 3,0 bei Schlankheiten unter 90 und 3,5 bei darüberliegenden Werten (siehe einen ähnlichen Vorschlag Gehlers im „Bauingenieur“ 1926, S. 68), womit man der schließlich nicht erfüllten Annahme: Unveränderlichkeit von Gurt und Querstützung in den Mittelfeldern, durch eine Vergrößerung der Rahmenwiderstände einigermaßen gerecht wird.

DIE AUTOMATISCHEN WEHRKONSTRUKTIONEN DER GEGENWART.

Von Ing. A. M. Grzywiński, Wien.

(Fortsetzung von Seite 521.)

Eine Type von automatischen Wehren, welche für große Ausführungen besonders geeignet erscheint, ist das moderne Sektorwehr.

Das Sektorwehr der M. A. N. ist durch die Wehranlage in Bremen (2 Felder von je 54 m Lichtweite und 4,60 m Stau-

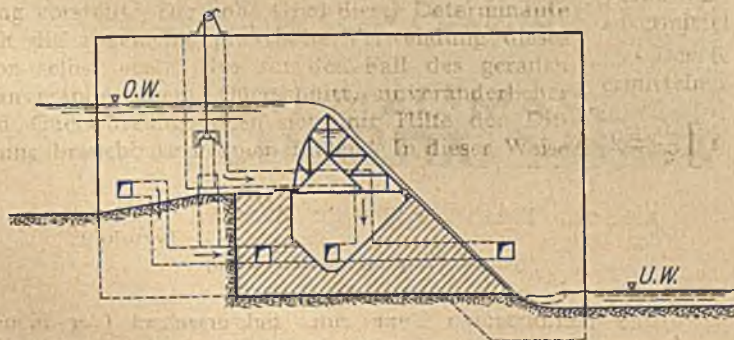


Abb. 20. Schematischer Schnitt durch ein Sektorwehr der M. A. N.

höhe) bekannt geworden und hat bereits in der Literatur vielfach Eingang gefunden. Es erübrigt sich daher an dieser Stelle auf besondere Einzelheiten einzugehen. Die Konstruktion und Funktion dieser Type ist aus der Abb. 20 ersichtlich.

Die Sektoren sind an der flußabwärts gelegenen horizontalen Drehachse über die ganze Breite der Durchflußöffnung gelagert, so daß wahrscheinlich auch Lichtweiten über 60 m ohne Schaden der Wirtschaftlichkeit oder klaglosen Funktion ausführbar sind. Die Sektorenwehre der M. A. N. sind an der gekrümmten Stauwand, sowie an der oberen Abdeckfläche mit Blechbelag versehen. Das Wehrrinnere steht durch einen Kanal in Verbindung mit dem Oberwasser. Der Innenwasserspiegel ist durch eine Schütze derart regulierbar, daß zwischen dem Eigengewicht der Konstruktion, dem Druck des überfließenden Wassers und dem Druck gegen das Rückenschild Gleichgewicht herrscht. Die Automatik kommt durch das Arbeiten eines Schwimmers zustande, der eine Rohrschütze bei Veränderung der Wasserspiegellagen automatisch betätigt.

Abb. 21 stellt die Werkstattmontage einer neueren Sektorwehranlage der M. A. N. mit 2 Verschlusskörpern von je 50,00 m Lichtweite und 4,00 m Stauhöhe dar. Bei dem Preisausschreiben für die Staustufe Heidelberg wurden zunächst Sektorwehre preisgekrönt. Die M. A. N. hat in ihrem Projekt Sektoren von 62,75 m Lichtweite in Aussicht genommen.

Das Sektorwehr verlangt einen verhältnismäßig hohen und breiten Unterbau, bzw. eine bedeutende feste Wehrschwelle. In Fällen, wo das letztere nicht der Fall ist, reichen die Wasserspiegeldifferenzen zwischen Ober- und Unterwasser zur hy-

draulischen Bewegung nicht aus und müssen zum ersten Anheben pneumatische Vorrichtungen angeordnet werden. (Solche Hilfsmittel können natürlich auch bei anderen hydraulischen Wehren angewandt werden.) Das Sektorwehr ist speziell dann am Platz, wenn bedeutende Mengen Treibeis oder Triftholz, wie etwa im Falle Raanaasfos, den Wehrrort passieren müssen, somit eine möglichst große Lichtweite gefordert wird und eine hohe, feste Wehrschwelle vorhanden ist.



Abb. 21. Sektorwehranlage Raanaasfos (Norwegen) in Werkstattmontage. (Ausführung Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg.)

Besonders unempfindlich gegen äußere Angriffe ist die Ausführungsform der Stauwerke A. G. für Sektorwehre in Eisenbeton. Sie haben überdies den Vorteil, daß sie an Ort und Stelle in kurzer Zeit angefertigt werden können. Wegen der großen Steifigkeit sind der Wehrbreite praktisch keine Grenzen gesetzt.

Abb. 22 zeigt einen Schnitt durch ein derartiges Wehr am Rio Parahyba (Brasilien). Es handelt sich hier um die

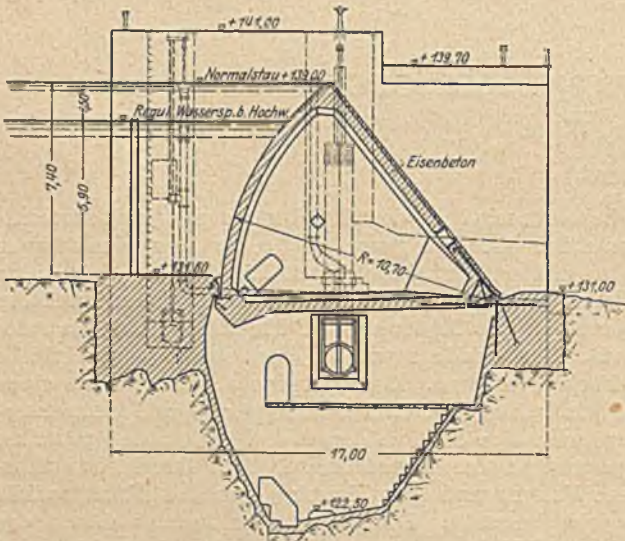


Abb. 22. Schnitt durch das Eisenbetonsektorwehr der Brazilian Hydro-Electric Co. Ltd., Rio de Janeiro, Brasilien (Ausführung Stauwerke A. G.)

größte automatische Anlage, die bisher zur Ausführung gelangte, mit einer Gesamtkapazität von 5000 m³. Jeder der drei Sektoren hat bei einer Lichtweite von 45 m und Stauhöhe von 7,4 m eine Durchflußfläche von 333 m². Selbst das größte bisher ausgeführte Walzenwehr der M. A. N. (45 × 6,5 m) erreicht diese bedeutenden Ausmaße nicht. Das weitest gespannte Schützenwehr in Obernau a. M. hat drei Öffnungen zu je 35 m l. W. (Patent Freund-Starkehoffmann, Berlin).

Abb. 23 zeigt das Eisenbetonsektorwehr Camarasa in Zwischenstellung. Es handelt sich hier um eine Hochwasserentlastungsanlage einer 97 m hohen Talsperre mit 2 Feldern von je 27 m Lichtweite und 6,90 m Stauhöhe. Die abzuführende Hochwassermenge beträgt 2000 m³. Die Zylinderfläche mit einem Krümmungsradius von 10 m überträgt den Wasserdruck auf Stahlager. Der Sektor ist durch Versteifungs- und Zwischenwände unterteilt, mit einer oberen und unteren Wand versehen und begehbar. Bei Hochwasser verschwindet der Staukörper ganz unter dem Boden. Die Feinregulierung erfolgt mittels Rohrschütze und Schwimmer. Wenn der normale Stauspiegel überschritten wird, kommt die Wehrkammer unter dem Sektor in Verbindung mit dem Unterwasser. Damit verringert sich der Druck auf die untere Fläche des Sektors und die Konstruktion legt sich hinein. Die Sektoren von Camarasa beginnen bereits bei Steigerungen des Wasserspiegels um 2—3 cm unter das Staumaß abzusinken. Eine einfache Betätigung von Hand ist ebenfalls möglich. Ähnliche Eisenbetonsektorwehre von 7,00 m Stauhöhe wurden in der Talsperre von Tirso (Sardinien) eingebaut.

Eine interessante, neue, patentierte Type von Sektorwehren hat Ing. O. Sommer für eine große Eisenbetontalsperre in aufgelöster Bauweise entworfen. Dieses automatische Wehr besteht aus einem Eisenbetonhohlkörper, der in mehrere Kammern unterteilt ist. Der dreieckige Querschnitt in der Mitte des in Staustellung befindlichen Wehres ist in Abb. 24 ersichtlich. Diese mittleren Kammern sind untereinander und mit dem Oberwasser ständig in Verbindung. Die beiden seitlichen Randkammern haben die normale Sektorform, nur fehlt ihnen die untere Abschlußwand. Die Abdichtung nach unten erfolgt durch einen passenden Hohlkörper, der mit dem Unterbau fest verbunden ist. Diese seitlichen Kammern dienen als Regler der Höhenlage der Wehrkrone. Durch Entleeren oder Füllen dieser Kammern von Hand aus kann der ganze Sektor gesenkt, bzw. gehoben werden. Die automatische Funktion wird durch ein Ventil erzielt, das seinerseits durch einen Schwimmer geregelt wird und so den hydrostatischen Druck in den Randkammern entsprechend dem Oberwasserspiegel selbsttätig ändert.

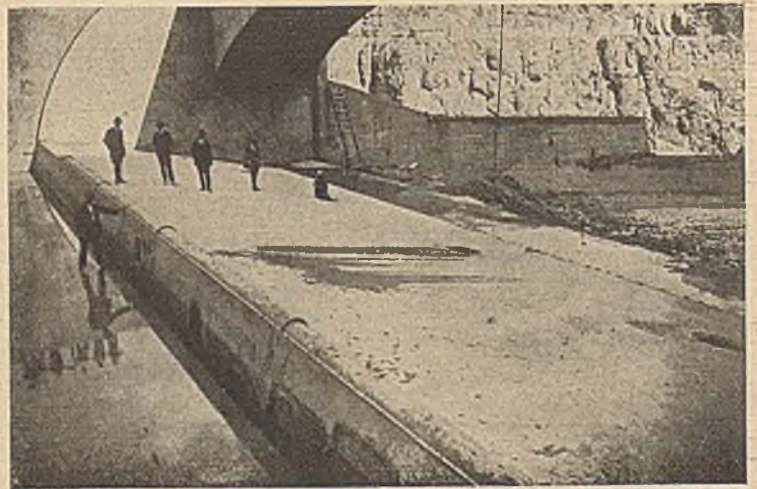


Abb. 23. Eisenbetonsektorwehr Camarasa (Spanien) der Riegos y Fuerza del Ebro S. U. Barcelona. (Ausführung Stauwerke A. G.)

Eine merkwürdige Type eines Sektorwehres (der Konstrukteur nennt sie drum gate) wurde durch das Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, U. S. A., zur Ausführung gebracht. Abb. 25 stellt einen Schnitt durch ein solches Wehr von 4,35 m (14 1/2 engl. Fuß) Stauhöhe dar. Die Lager befinden sich hier im Gegensatz zur normalen Type auf flußaufwärtiger Seite. Die obere Begrenzungsfläche des Hohlkörpers ist gekrümmt, so daß im niedergelegten Zustand die Überfallkrone

die hydraulisch günstigste Form annimmt. Der Durchflußkoeffizient und damit die Kapazität des Überlaufes wird auf diese Weise zu einem Maximum. Die Dichtungen an den Seitenwänden bestehen aus sorgfältig ausgebildeten Gummiseilen von 90 mm Durchmesser. Die ganze Anlage besteht, wie in Abb. 26 ersichtlich, aus drei Klappen von je 19,2 m Breite und wie bereits erwähnt, 4,35 m Stauhöhe. Die Black Canyon Talsperre



Abb. 26. Die Sektorwehranlage der Black Canyon Talsperre, teilweise überströmt.

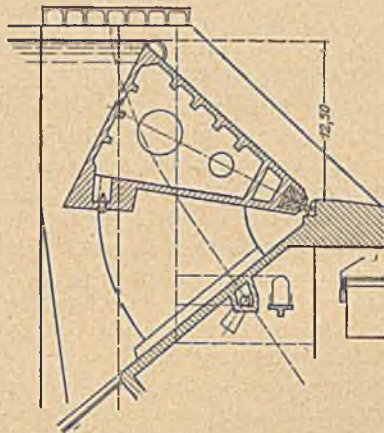


Abb. 24. Eisenbetonsektor nach Ing. O. Sommer, für eine Anlage in Süd-Frankreich

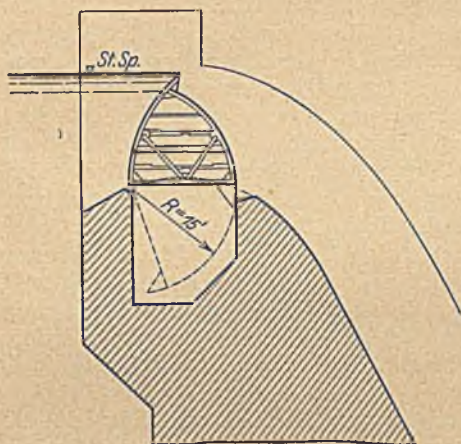


Abb. 25. Schnitt durch das Sektorwehr vom Black Canyon Dam des U. S. Reclamation Service.

wurde zu Bewässerungs- und Kraftgewinnungszwecken gebaut. Damit ein möglichst hohes Stauziel eingehalten werden kann, andererseits aber die Eisenbahnlinie der Idaho Northern Ry Co. mit Sicherheit ungefährdet bleibt, hat man sich zu dieser automatischen Ausführung entschlossen. Die Konstruktion steht seit Mai 1924 in Betrieb und hat sich sehr gut bewährt. Das Mittelfeld kann vom Krafthaus aus auch elektrisch betätigt werden. Ähnliche drum gates wurden in Guernsey Dam installiert und sind für den Kittitas Diversion Dam vorgesehen.

In den deutschen Handbüchern versteht man unter einem Trommelwehr eine zweiarmlige Stauklappe mit horizontaler Drehachse. Diese Wehrtype hat die Stauwerke A. G. zu einer selbsttätigen Konstruktion umgestaltet und bedeutende Verbesserungen gegenüber dem Mohrschen Trommelwehr angebracht.

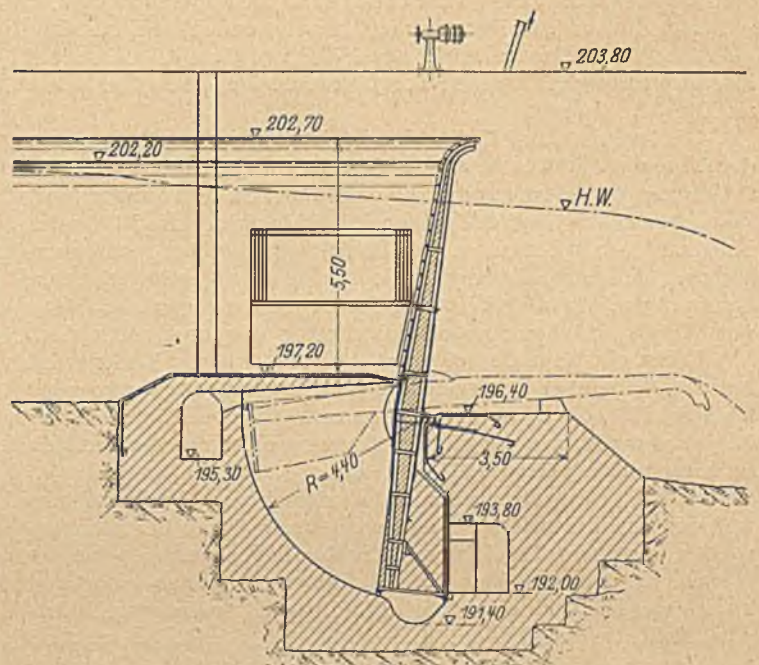


Abb. 27. Trommelwehr der Union Hydro—Electrique, Paris, in Eguzon, Frankreich. (Ausführung Stauwerke A. G.)

Am unteren Arm der Stauklappe ist ein Betongegengewicht angebracht, wodurch derselbe etwas kürzer gehalten werden kann. Das Schneidenlager ist selbst während Vollbetrieb kontrollierbar und ein Auswechseln der Dichtungen möglich. Die Funktion ist aus dem Querschnitt ohne weiteres verständlich. Derartige Klappen sind bei hohem festen Wehrkörper, oder im Falle einer Staumauer anwendbar. Sie haben den Vorteil, daß sie nur einen einzigen beweglichen Teil (die Klappe) besitzen und auch für ganz geringe Stauhöhen anwendbar sind. Abb. 27 zeigt das automatische Trommelwehr der Staumauer von Eguzon an der Creuse (Frankreich). Für

die Hochwasserentlastung sind zwei Felder von je 7,50 m Breite und am rechten Ufer 3,00 m, am linken Ufer 5,50 m Stauhöhe vorgesehen. Die Gesamtlänge der Klappe beträgt in letzterem Falle 11,30 m. Die Feinregulierung wird durch einen Saugheber erzielt, der bei geringster Überschreitung des Stauspiegels in Funktion tritt und eine Entlastung des unteren Armes bewirkt. Betätigung von Hand aus oder elektrisch ist ebenfalls möglich. Bei einer Absenkung der Wehrkrone um 3 m können 9 Mill. m³ oder 16% des Beckeninhalts entleert werden. Die Stauanlage dient der Elektrifizierung der Eisenbahnlinie Paris—Orleans. (Fortsetzung folgt.)

ZUR FRAGE DER URSACHEN VON ERDRUTSCHUNGEN.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Die außergewöhnlich großen Niederschläge, die in den letzten Jahren aufgetreten sind, haben an verschiedenen Stellen im Reiche (z. B. im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin—Frankfurt/Oder) wiederholt umfangreiche Erdbeben verursacht, die große Gefahren im Gefolge hatten und bedeutende Werte zerstörten. Es liegt nahe, die wichtige

Frage aufzuwerfen, ob es nicht möglich ist, solche Ereignisse vorauszu sehen und ihnen mit geeigneten technischen Mitteln erfolgreich zu begegnen. In Fällen, wo es sich nicht um geschüttete Erdkörper, wie Deiche, Eisenbahndämme oder um die Böschungen von tieferen Einschnitten usw. handelt, sondern wo Bewegungen der gewachsenen Bodenrinde von

Berglehen und Hängen auftreten, durch die Kulturland und Wohnstätten zerstört sowie leider auch gelegentlich Menschenleben vernichtet wurden, führt die Erkennung der Ursachen der Rutschungen oft in ein recht schwieriges Gebiet der Geologie hinein. Die Erforschung der Ursache solcher Ereignisse interessiert nicht nur den Geologen, sondern ist auch für den Ingenieur in hohem Maße wertvoll, weil die Erkenntnis der Bodenlagerungen und der Bodenkkräfte für die Beurteilung der Standsicherheit und Tragfähigkeit des Baugrundes bei der Ausführung von Bauten notwendig ist.

Eine Forschungsstelle für Bodenmechanik wird jetzt den neu zu errichtenden Instituten für Physik und Bauingenieurwesen an der technischen Hochschule in Berlin-Charlottenburg angegliedert werden. Es handelt sich bei dieser wichtigen Neugründung um die Erforschung des statischen Aufbaues der verschiedenen Bodenarten je nach ihrer Lagerung, ihrer geologischen und mineralogischen Beschaffenheit sowie nach ihrem Wassergehalt usw.

Auf dem Gebiete der Forschung über die Standsicherheit von Erdkörpern hat Professor Dr. Karl Terzaghi in seinem Buche „Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage“ sehr bedeutsame, neue Wege gezeigt, die besonders in den Vereinigten Staaten von Nordamerika großes Interesse wachgerufen haben.

Die zeitgemäße Erdmechanik Terzaghis baut sich auf der Theorie von Coulomb und auf den eingehenden Untersuchungen des schwedischen Geologen Dr. A. Atterberg auf; sie setzt sich als Ziel, endgültige Klarheit zu schaffen über die Kräfte, die die Teilchen, woraus Erdkörper bestehen, zusammenhalten, über ihre Natur und Größen sowie über ihre inneren Spannungen, Wassergehalt und Formveränderungen, die denen von Kraft- und Formveränderung fester Körper ähnlich sind.

Wenn ein Gelände aus lehm- oder tonhaltigen Bodenarten besteht, befindet sich an seiner Oberfläche meistens eine trockene feste Schicht, die unter Umständen recht dick sein kann. Diese Schicht besteht aus jüngeren Ablagerungen und weist vielfach an ihrer unteren Grenze Moränenreste, wie Sandadern usw., auf. Diese Übergangszone zwischen der oberen Trockenschicht und der unteren nassen Schicht wird häufig durch Oberflächenwasser, das durch Trockenrisse, die durch Verdunstung von der Oberfläche aus entstehen, Zutritt bekommt, aufgeweicht und kann dann leicht eine natürliche Gleitfläche für die oben liegenden Schichtungen bilden, die auf dieser Gleitfläche talwärts rutschen, so daß die weiche Schicht abgedeckt wird. Es treten aber auch Fälle auf, in denen der innere flüssige Kern herausgepreßt wird, wodurch sich die oben liegende Trockenschicht ohne größere seitliche Verschiebung absenkt.

Die schwedischen Geologen Dr. Atterberg, Lindén und Dr. von Post haben durch eingehende Bodenuntersuchungen, insbesondere durch Bohrungen, festgestellt, daß artesisches Wasser bei einer großen Zahl von Erdrutschungen wesentlich mitgewirkt hat. Es liegt daher nahe, anzunehmen, daß es wohl meistens nicht das Eindringen des Oberflächenwassers ist, das Rutschungen größeren Umfanges herbeiführt, sondern daß der Überdruck des Grundwassers die Verschlämmung der Gleitschicht unter der Trockenlagerung verursacht und somit das Gleichgewicht stört. Artesisches Wasser kommt in der Natur durchaus nicht selten vor. Man hat es nicht nur in bergigem Gelände unter Ton- und Lehmlagerungen größeren Umfanges, häufig mit einem Überdruck von etwa einer Atmosphäre, gefunden, sondern es tritt auch nicht selten im Flachlande auf. Auf jeden Fall bildet artesisches Wasser unter einer aus Ton und Lehm bestehenden schräg gelagerten Schicht eine dauernde Gefahr für die Standsicherheit der sich darüber befindenden Bodenlagerungen. Wasser, das unter Druck steht, ist sehr wohl imstande, Lehmschichten zu durchdringen und aufzuweichen. Selbst eine verhältnismäßig geringe Vermehrung des hydrostatischen Druckes des Grundwassers kann schicksalsschwere Folgen für die Standsicherheit umfangreicher Erdschichten nach sich ziehen. Sind noch dazu infolge von Austrocknung an der Oberfläche in der

oberen Bodenschicht tiefe Risse entstanden, durch die das Oberflächenwasser Zutritt zu den darunter liegenden, an sich schon feuchten Schichtungen erhält, so vermehren sich die Ursachen, und es können, wie es häufig vorgekommen ist, große unheilvolle Bodenbewegungen eintreten. Aus diesem Grunde muß es als besonders wichtig bezeichnet werden, in erster Linie festzustellen, ob dort, wo man Bodenrutschungen vermuten kann, oder wo sich die ersten Anzeichen von Bodenrutschungen bemerkbar machen, artesisches Wasser vorhanden ist.

Wenn bei losen Bodenarten die Hohlräume mit gespanntem Wasser gefüllt sind, tritt ein neuer Beiwert auf, der in der Festigkeitslehre fester Körper nicht vorkommt. Dieser Beiwert, den Prof. Terzaghi in seiner „Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage“ den hydrodynamischen Spannungszustand nennt, wird hervorgerufen durch gespanntes fließendes Grundwasser; seine Größe richtet sich nach dem hydraulischen Gefälle. Ist nun die Wirkung dieses Gefalles ebenso groß oder größer als das Eigengewicht des Bodens, so findet eine Umlagerung der Körnung des Erdreiches statt. Die Masse wird loser, d. h. der innere Reibungswiderstand wird kleiner, und es treten Rutschungen auf. Man kann diesen Vorgang jedesmal beobachten, wenn man eine mit Fangedämmen abgeschlossene Baugrube tief auspumpt. Es entsteht dann ein lotrechter Strom des nachfließenden Wassers, der den Grund aufweicht. Man dürfte daher in der Annahme nicht fehl gehen, daß die hydrodynamische Spannung bei Rutschungen vielfach ausschlaggebend mitwirkt.

In einem untersuchten Falle einer bedeutenden Bodenrutschung bestand der Boden in der Rutschzone nach eingehender Feststellung aus 23,30 % feinem gelben Lehm ($< 0,002$ mm Korndurchmesser), aus 30,50 % grauem Lehm (0,02—0,002 mm), 41,10 % feinem Sand (0,2—0,02 mm) und 5,10 % grobem Sand ($> 0,2$ mm). Der Boden, der 51,30 Vol. % Wasser enthielt, gehörte somit nach der Einteilung von Atterberg zu den „lehmigen Tonen“. Wenn plastischer oder fester Lehm, der zwischen festen Begrenzungen lagert, Wasser aufsaugt, entsteht durch Schwellung eine Kraftentfaltung nach außen hin. Diese Kraft, die als Druck gegen die Begrenzung wirkt, hat leicht größere Gleichgewichtsstörungen im Gefolge, wobei das Wasser gewissermaßen als Schmiermittel wirkt und das Abgleiten fördert.

Für die Standsicherheit von Bodenschichten spielt die innere Reibung eine ausschlaggebende Rolle. Zum Verständnis der Strukturbildung des Lehmes während des Ablagerungsvorganges sind Kenntnisse der Kolloidchemie und der Schlammanalysen erforderlich. Die englischen Forscher W. B. Hardys und T. K. Hardys haben Versuche über die Schmierfähigkeit verschiedener Flüssigkeiten angestellt; sie unterscheiden zwischen aktiven und nicht aktiven Schmierflüssigkeiten. Bei aktiven Schmierflüssigkeiten sind die einzelnen Körnchen der Bodenlagerung von einer dünnen Haut dieser Flüssigkeit überzogen. Nichtaktive Schmierflüssigkeiten heben die Wirkung aktiver Schmierflüssigkeiten zum Teil auf, erhöhen also den inneren Reibungswiderstand. Wasser kann sowohl nichtaktive als auch aktive Schmierflüssigkeit sein. Es ist nichtaktiv bei Sand, aktiv dagegen bei Ton und Lehm.

An einzelnen Stellen ist nach mehrfachen, übereinstimmenden Beobachtungen unmittelbar nach stattgefundenen Erdrutschungen ein ziemlich starker Schwefelgeruch bemerkbar gewesen. Man kann sich diese Erscheinung leicht erklären, wenn man bedenkt, daß schwefelsaure Salze und auch Pflanzenbestandteile häufig im Untergrunde vorkommen. Durch chemische Verbindungen und Zersetzungen entstehen in solchen Fällen Schwefelwasserstoff- und Kohlenwasserstoffgase, die bei den Rutschungen zutage treten. Es ist auch denkbar, daß die Gasentwicklung in den Lehmlagerungen diese auflockern und dadurch das Gleichgewicht stören kann; sie kann somit unmittelbar die Ursache von Rutschungen bilden, denn man hat in der Rutschzone häufig sogenannte Schlammvulkane, die von aufsteigenden Gasen gebildet werden, be-

an Abtragsmasse führen, also zum Gegenteil von dem, was der Profilmassstab anzeigt. Der letztere gibt bei einer Dammhöhe h' einen Flächeninhalt $LMC - BMC = LBGJ$ an, wobei $GHJ = HKC$ ist. Tatsächlich ist aber der Damm um die

während der Profilmassstab die Fläche $XYOZ + 2g$ angibt, welche je nach Geländeneigung und Einschnitttiefe größer oder kleiner sein kann. Der Unterschied wird mathematisch genau gleich:

$$WYO - WXZ + 2g - (WYO - BWV + g) = BWV - WXZ + g$$

$$= \frac{\left(\frac{b}{2} - tn\right)^2}{2(n-m)} - \frac{\left(\frac{b_1}{2} - tn\right)^2}{2(n+m)} + g.$$

Für das angezogene Beispiel sind die tatsächlichen für den Längstransport in Frage kommenden Flächengrößen in der Abb. 4 angegeben und die Unterschiede gegenüber den Angaben des Göringschen Maßstabes in Hundertteilen auf Abb. 3 dargestellt. Aus beiden Darstellungen ist zu ersehen, daß die Abweichungen beim Einschnittprofil erheblich geringer sind als beim Dammprofil; sie nehmen erst bei Einschnitttiefen der Planumsachse von $t < 0,5$ m einen unerwünschten Einfluß auf die Erdbewegung durch eine den tatsächlichen Verhältnissen nicht entsprechende Vergrößerung der Abtragsmassen.

Die Schwierigkeiten bei der Verwendung der Göringschen Profilmassstäbe auf Strecken, deren Querschnitte vorwiegend gemischte Profile sind, zeigen sich vor allem darin, daß man bei $h = 0$ bzw. $t = 0$ nicht weiß, ob man die Flächengröße aus dem Maßstab für die Dämme oder für die Einschnitte abgreifen soll, da der erstere eine Dammfäche, der letztere eine Einschnittfläche angibt. Während in Abb. 4 die Kurven der tatsächlichen Flächeninhalte stetig vom Damm zum Einschnitt übergehen, weisen die Linien der aus den Profilmassstäben ermittelten Flächen bei $h = 0 = t$ Sprünge auf, indem sie gleichzeitig Damm- und Einschnittgrößen angeben, die auch

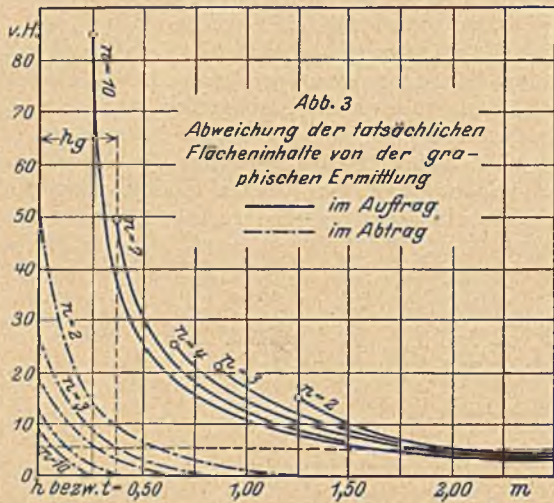


Abb. 3.

schrattierte Fläche GHJ größer und wird gleichzeitig um die Einschnittfläche $HNO + g$ durch Querausgleich verringert, d. h. gegenüber der Angabe des Profilmassstabes um die Fläche

$$\frac{\left(\frac{b_1}{2} - hn\right)^2}{2(n-m)} - \frac{\left(\frac{b}{2} - hn\right)^2}{2(n+m)} + g.$$

Wie die Zusammenstellung verschiedener Werte für das oben

gewählte Beispiel zeigt (Abb. 4), findet der vollständige Querausgleich bei einer Dammhöhe von ungefähr 0,2 m statt, während bei $h = 0$ bereits ein Überschuß an Abtrag vorhanden ist, der bei $n = 2$ etwas über 3 m^2 beträgt. Das im Göringschen Flächenmaßstab für Dammprofile nicht berücksichtigte Vorhandensein eines bergseitigen Grabens bei geneigtem Gelände wirkt sich also auf die Erdbewegungen in der Längsrichtung der Anlage besonders dann aus, wenn die Höhenlage des Planums beim Trassieren sorgfältig dem Gelände angepaßt wurde, d. h. bei kleinen Werten von h . Sowohl die Kosten für Lösen und Laden als auch die Längstransportkosten erfahren einige Erhöhungen.

Am größten ist die Genauigkeit des Flächenmaßstabes für reine Einschnittprofile, da hier die beiderseitigen Gräben berücksichtigt sind. Die Einschnittfläche ist bei der Achsentiefe t (Abb. 2) genau gleich $PQRS - SOR + 2g$, wie die graphische Darstellung angibt. Auch wenn die Geländelinie bereits in den talseitigen (hier linken) Graben einschneidet (t'), besteht diese Genauigkeit noch, denn das bei der Subtraktion von $SOR = \frac{b_1^2}{4m_1}$ zuviel abgeschnittene Flächenteilchen (querschrattiertes Dreieck) wird bei der Addition von $2g$ wieder zugesetzt. Sobald jedoch die Geländelinie in das Planum einschneidet ($t'' < \frac{b}{2n}$), wird die nach vollzogenem Querausgleich für den Längstransport verbleibende Abtragsfläche $WYO - BWV + g$,

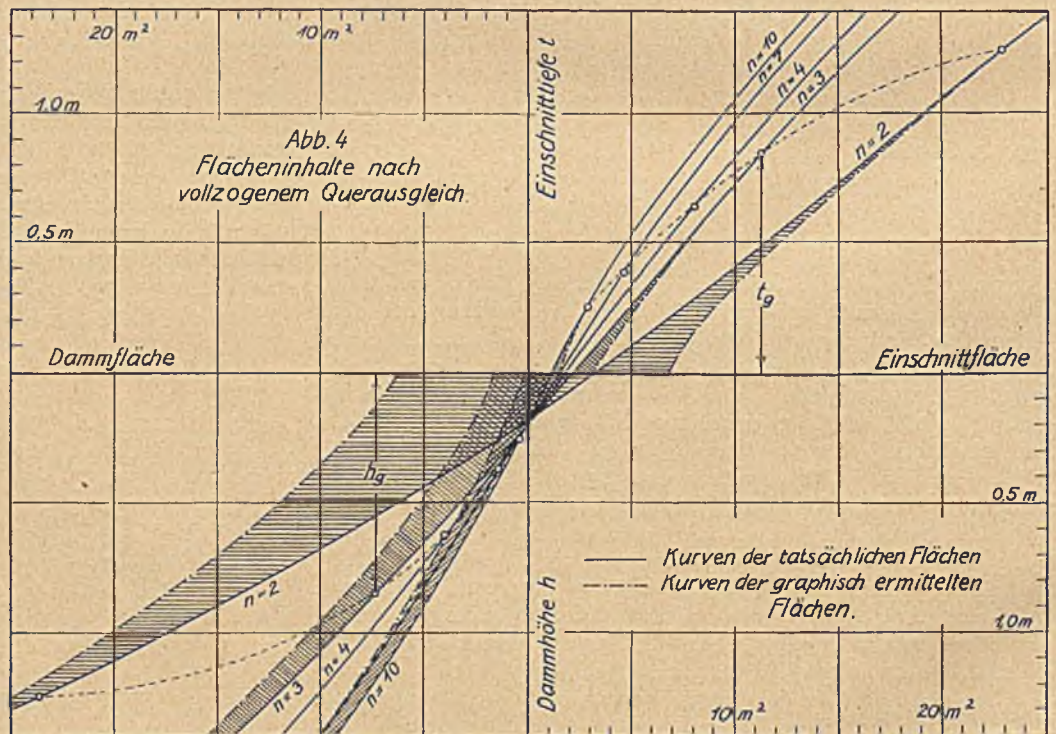


Abb. 4.

dann nicht den tatsächlichen Größen nahekommen, wenn man sie voneinander subtrahiert. Man hilft sich in der Praxis vielfach dadurch, daß man beim graphischen Massenausgleichsverfahren an den Übergangsstellen einfach die Fläche 0 einsetzt. Diese Vereinfachung ist natürlich nur dann zu rechtfertigen, wenn solche Stellen nur vereinzelt vorkommen, nicht aber wenn in einem Gelände von starker Querneigung die Planumsachse dauernd um die Geländelinie herumschwankt. Das Gesamtergebnis des Massenausgleichs würde in diesem

Fälle doch zu sehr von den wirklichen Verhältnissen ab-
weichen.

Will man hier die Massenermittlung mit einer größeren
Genauigkeit vornehmen und sich trotzdem das Aufzeichnen
von Hunderten von Querprofilen ersparen, so kann man sich
einen sowohl für reine wie für gemischte Profile geltenden
Maßstab entwerfen, dessen Aufzeichnung zwar etwas mehr
Mühe macht als die üblichen Göringschen Maßstäbe, der jedoch
bei langen Trassierungen mit vielen gemischten Profilen der
graphischen Massenermittlung und -ver-
teilung gute Dienste zu leisten vermag.
In Abb. 5 ist ein solcher Maßstab dargestellt, der in übersichtlicher Anord-
nung für verschiedene Querneigungen
des Geländes die Damm- und Einschnitt-
flächen getrennt angibt und dadurch
auch die graphische Ermittlung der Quer-
transportmassen ermöglicht, was bei den
Göringschen Maßstäben nicht der Fall
ist. Die zur Auftragung der Kurven
dienenden Formeln sind leicht aus der
vorstehenden Betrachtung zu entwickeln.
Zunächst ist die Dammfläche für alle
Fälle von $h > h_g$ (Abb. 1):

$$ABCD = AMD - BMC,$$

$$d. h.: F_d = \frac{n^2 - m^2}{n^2 m} \left(\frac{b}{2m} + h \right)^2 - \frac{4m}{b^2}.$$

Für den Quotienten $\frac{n^2 m}{n^2 - m^2}$ gibt es

Tabellen; die Größen $\frac{b}{2m}$ und $\frac{b^2}{4m}$ sind

für ein bestimmtes Normalprofil konstant.

Die Auftragsfläche im gemischten Profil zwischen h_g und t_g
 $= \frac{b}{2n}$ ist:

$$LBH = LMK - BMC + HKC,$$

$$d. h.: F_d = \frac{n^2 m}{n^2 - m^2} \left(\frac{b}{2m} + h \right)^2 - \frac{b^2}{4m} + \frac{\left(\frac{b}{2} - hn \right)^2}{2(n+m)},$$

wobei natürlich die in Frage kommenden Einschnitttiefen t als
negative Dammhöhen $-h$ betrachtet werden müssen. Die
Einschnittfläche ist für alle Fälle $t > t_g$ (Abb. 2):

$$PQOS + 2g = PQR - SOR + 2g,$$

$$d. h.: F_e = \frac{n^2 m_1}{n^2 - m_1^2} \left(\frac{b_1}{2m_1} + t \right)^2 - \frac{b_1^2}{4m_1} + 2g.$$

Im gemischten Profil zwischen t_g und h_g gilt die Formel:

$$WYO + g = UYR - SOR + SWU + g,$$

$$d. h.: F_e = \frac{n^2 m_1}{n^2 - m_1^2} \left(\frac{b_1}{2m_1} + t \right)^2 - \frac{b_1^2}{4m_1} + \frac{\left(\frac{b_1}{2} - tn \right)^2}{2(n+m_1)} + g.$$

Auch hierin ist für die vorkommenden h -Werte $-t$
einzusetzen. Endlich ergibt sich für alle Werte von $h > h_g$

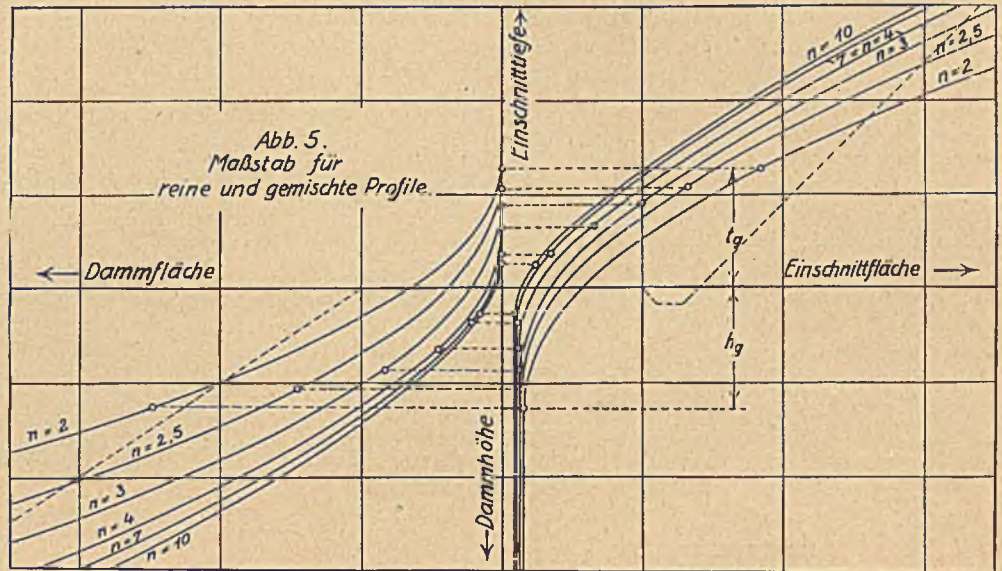


Abb. 5.

der Inhalt des bergseitigen Grabens ebenso groß wie die
Abtragfläche aus der letzten Formel im Falle $h = h_g$; er
bleibt also konstant für gleichbleibende Querneigung $1:n$,
da er von der Höhe der Planumsachse unabhängig ist. Die vier
Formeln erscheinen auf den ersten Blick umständlich, doch
ist zu berücksichtigen, daß nur die Glieder, welche h und n
bzw. t und n enthalten, veränderlich sind, und daß die ersten
Glieder der rechten Seite u. U. aus bereits vorhandenen
Göringschen Maßstäben entnommen werden können. Immerhin
lohnt sich die Aufzeichnung der Kurven nur für die Vorentwürfe
zu größeren Trassierungen mit zahlreichen gemischten Profilen,
während es bei nur vereinzelt Vorkommen von Übergangs-
stellen zwischen Dämmen und Einschnitten angebracht ist,
sich für diese Stellen die notwendigsten Querschnitte aufzu-
zeichnen und im übrigen die einfachen Göringschen Maßstäbe
innerhalb der oben angegebenen Grenzen zu benutzen.

EINE TIEFE GRÜNDUNG.

Von Reg.-Baumeister H. G. Schwegler, Detroit, Michigan.

Der neue Hauptbahnhof in Cleveland Ohio (Abb. 1), mit
seinem Turm 215 m über die Straße sich erhebend, erfor-
derte eine besonders tiefe und schwierige Gründung, da der
tragfähige Fels, ohne den man ja keinen Wolkenkratzer bauen
kann, hier erst in einer Tiefe von 75 m unter der Erdober-
fläche ansteht.

Es mußten deshalb namentlich die Pfeiler, die den Turm
tragen, auf diese Tiefe hinuntergeführt werden. Die übrigen
Pfeiler wurden in etwa 35 m Tiefe auf einer harten Lehmbank
aufgesetzt (Abb. 3).

Abb. 2 zeigt, wie die tiefen Brunnen gegraben wurden. Der
erste Schritt bestand darin, das ganze Gelände mit Löffel-
baggern $15 \frac{1}{2}$ m tief abzubaggern. Das anfallende Wasser wurde
durch 4 Pumpen bewältigt, die auf kleinen Lastwagen aufge-

baut und deshalb leicht an jeder Stelle zu verwenden waren.
Nach Abschluß dieses allgemeinen Aushubs wurden die Brunnen
in Angriff genommen. Im oberen Teil wurden Spundwände ge-
schlagen, die an der Innenseite durch einen eisernen Rahmen
gehalten wurden. Als der Aushub die Tiefe erreichte, wo weicher,
wasserführender Lehm anstand, wurde eine besonders ausge-
arbeitete Methode für den weiteren Aushub angewandt. Eine
Reihe maschinell betriebene Schneidwerkzeuge (Art Spaten),
schnitten den zähen Lehm aus. Im sofortigen Anschlusse hieran
wurde die Holzverschalung mit Nut und Feder eingebaut in
jeweils 1,20 bis 1,80 m hoher Schicht. Diese Verschalung wurde
durch Eisenringe oben und unten festgehalten. So wurde mit
dem Fortschreiten des Aushubs Abschnitt für Abschnitt nach
unten gebaut. Der anstehende Lehm, der nunmehr der Atmo-

sphäre ausgesetzt war, begann zu schwellen und drückte so stark gegen die Aussteifung, daß es notwendig wurde, Winden einzubauen, die den Druck aufzunehmen hatten.

Große Mengen Wasser, die durch den Lehm drangen, suchten die Baugrube zu füllen und konnten nur durch starke Zentrifugalpumpen beseitigt werden. Die Pumpen waren auf einem Eisengerüst in dem Brunnen aufgehängt und konnten 750 l Wasser in der Minute 40 m hoch heben. In etwa 35 m Tiefe befand sich die erste Pumpe, eine zweite wurde langsam mit dem Tiefergehen des Aushubs hinuntergelassen und förderte Wasser bis zur Höhe der ersten Pumpe, die es dann weiter hinauf bis zur Höhe des eigentlichen Aushubs brachte. Hier lief es im offenen Graben ab.

Die 16 000 m³ Lehm der tiefen Brunnen, handvollweise herausgeschafft, wurden in zylindrischen Behältern von 26 elektrischen Winden mit einer Leistung von 2 bis 20 PS mit einer Geschwindigkeit von 40 m in der Minute heraufgezogen. Dieselben Behälter dienten auch zu Beförderung der Arbeiter (2 bis 4 in einem Brunnen).

In der Tiefe von 57 m machte sich plötzlich Gas bemerkbar. Zwar war es farblos und geruchlos, doch es war festzustellen an Blasen, die aus dem kleinen mit Wasser gefüllten Probeloch, das immer dem eigentlichen Aushub voranging, aufstiegen. Auch die Lampen flackerten, wenn eine kleine Menge Gas da war und erloschen von selbst, bevor durch Ansammlung von mehr Gas ein Explodieren zu befürchten war. Dieses Gas, das giftig, explosiv



Abb. 1. Turm Bahnhof Cleveland.

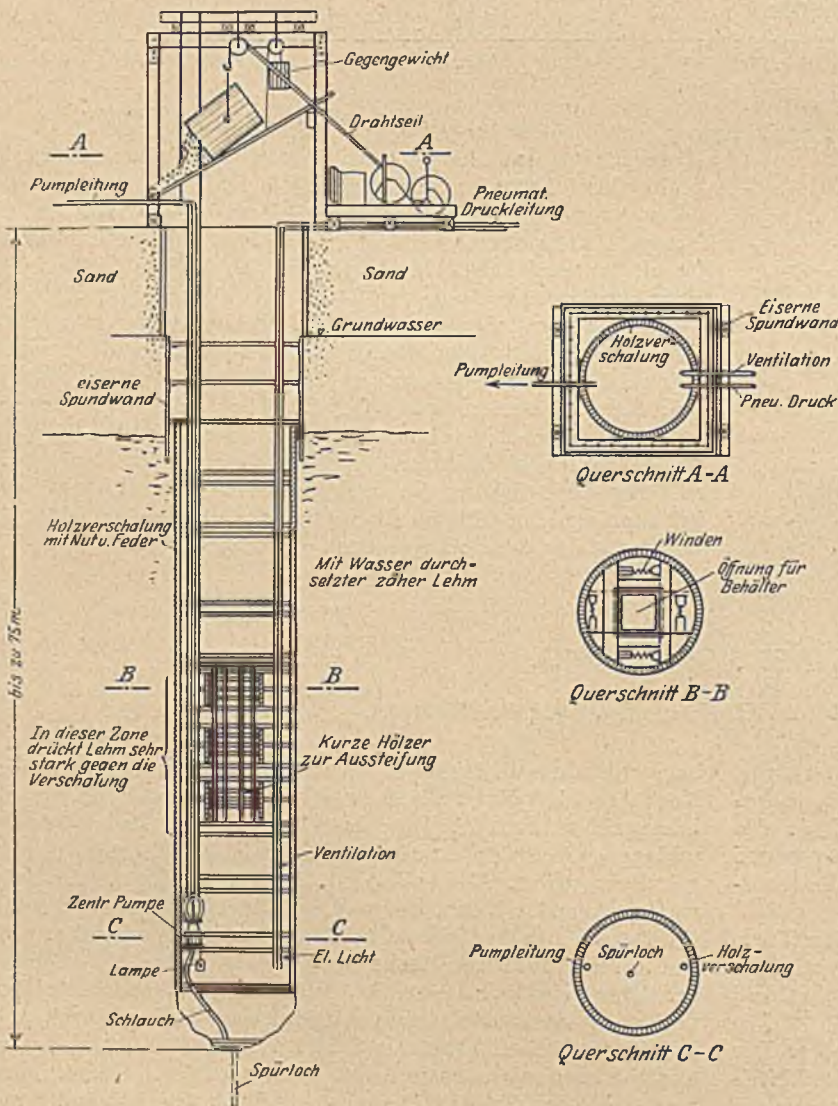


Abb. 2. Graben der tiefen Brunnen.

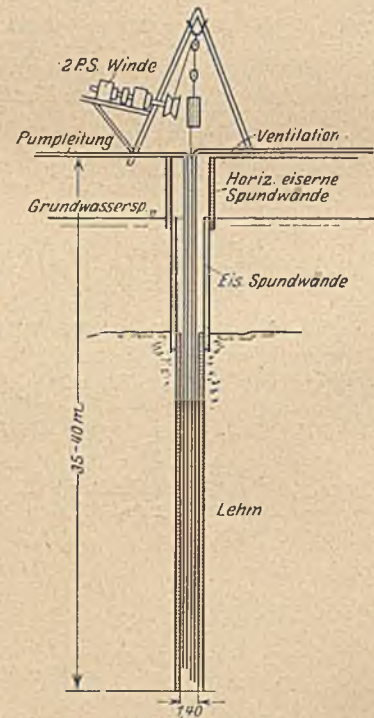


Abb. 3. Graben der kleineren Brunnen.

und verbrennbar ist, wurde in derselben Schicht schon früher in Cleveland bemerkt und hatte schon Manchen das Leben gekostet.

Der Bauunternehmer hatte sich deshalb vorbereitet durch Aufstellung eines Gebläses, das große Mengen frische Luft unter 10 Atmosphären Druck auf den Boden des Brunnens blies und dadurch das Gas vertrieb. Auch die Behälter, die im Brunnen auf- und abgingen, halfen mit das Gas zu beseitigen. Ungeachtet dieser Vorichtsmaßnahmen entzündete sich Gas, das von

unten heraufströmte und eine Reihe Arbeiter erlitten Brandwunden.

Wenn der Fels erreicht wurde, wurde jeweils durch ein kleines Loch, etwa 3 m tiefer als der Aushub ging, die Beschaffenheit des Felsens festgestellt. Sodann wurde betoniert. Mit einer Maschine wurden in 24 Stunden 575 m³ gemischt in den Gießturm hochgezogen und von hier mittels Rinnensystem in die Fundamente gebracht.

Die Gußbetonanlage mit 80 m hohem Gießturm ist so gestellt, daß mit ihr jeder Punkt des großen Geländes erreicht werden kann und es wurden auch nachher alle anderen Betonarbeiten, wie Stützmauern usw. damit ausgeführt.

Zu erwähnen ist noch, daß die Betonzylinder schlank sind und einen Durchmesser von 1,50 bis 2,50 m haben bei einer Länge von bis zu 75 m.

Für diese Arbeiten waren 250 Arbeiter in je 7½ Stunden wechselnder Schicht beschäftigt. Im ganzen wurden zu den Gründungsarbeiten 9 Monate benötigt. Die Kosten betragen 500 000 Dollar.



Abb. 4. Überdachung der Brunnen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Bautätigkeit in den Vereinigten Staaten im Jahre 1927.

Bericht von Dr.-Ing. von Gruenewaldt-Karlsruhe.

Wie in vergangenen Jahren¹ bringen Engineering News Record auch diesmal eine Übersicht über die Bautätigkeit des vergangenen Jahres, der einige Angaben entnommen werden sollen.

Der Gesamtwert der registrierten Bauten beträgt, ebenso wie im Jahre 1926 \$ 7 800 000 000, was bei der leichten Preissenkung auf dem Baumarkt eine geringe Vergrößerung des Umfanges ergibt.

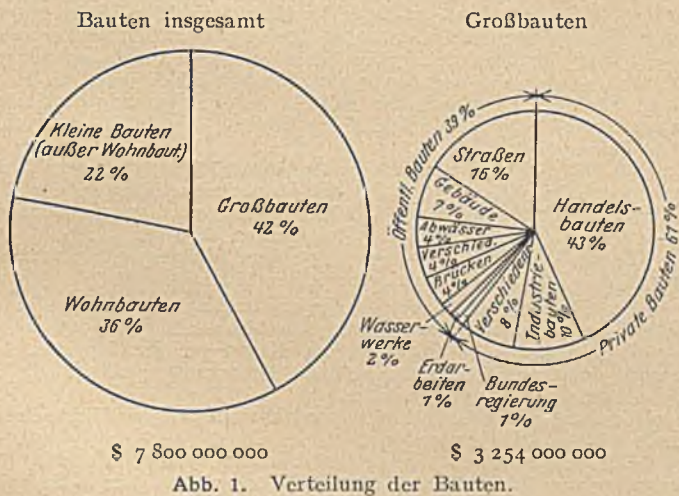


Abb. 1. Verteilung der Bauten.

Die prozentuale Verteilung der Bauten auf die einzelnen Gruppen ist in Abb. 1 dargestellt; wie hieraus ersichtlich, sind über 60% aller Bauten Hochbauten. Die privaten Bauten überwiegen stark.

In Abb. 2 wird die Entwicklung der Bautätigkeit in den letzten 15 Jahren gezeigt, und zwar sowohl nach dem absoluten Wert, als auch unter Berücksichtigung der veränderten Kaufkraft des Geldes. Der tatsächliche Umfang der Bauten ist von 1913 bis 1921 nahezu unverändert geblieben. 1922 kam ein großer Aufschwung, begünstigt durch eine starke Preissenkung. Von da ab nimmt die Bautätigkeit stetig zu. Hierbei ist noch zu berücksichtigen, daß während des Krieges die ganze Bautätigkeit sehr stark zurückgehalten wurde — immerhin wird jetzt mehr als doppelt so viel gebaut wie vor 14 Jahren — bei mehr als vierfachen Kosten.

¹ Vergl. auch: Der Bauingenieur 1927, S. 340.

Die Entwicklung der Baukosten ist aus Abb. 3 gut zu erschen — der Baukostenindex wird von Engineering News Record nach den Preisen einer Reihe von wichtigen Baustoffen, den Arbeitslöhnen und Frachtkosten bestimmt — als Grundwert 100 gilt der Wert für 1913. Die Arbeitslöhne weisen im vergangenen Jahre hier und da eine leichte Steigerung auf, stellenweise sind aber auch Senkungen zu ver-

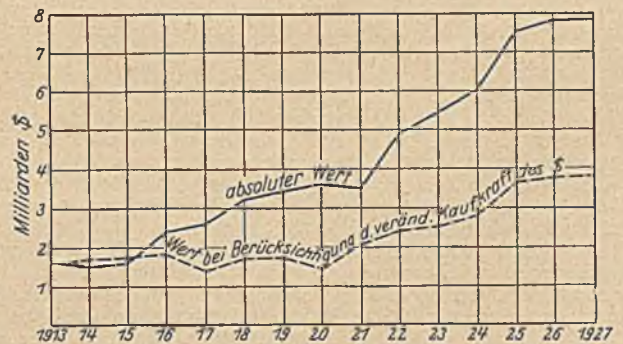


Abb. 2. Bautätigkeit in den Vereinigten Staaten.

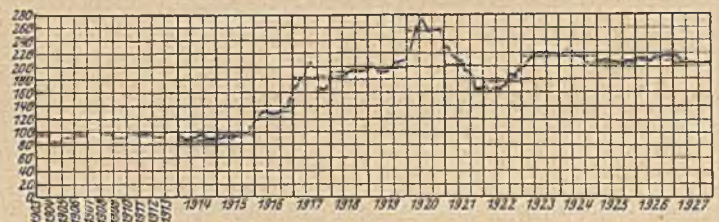


Abb. 3. 25 Jahre Baukosten-Index der Eng. News Record (monatlich 1914—1927, Jahresdurchschnitt 1893—1927).

zeichnen — im Mittel sind die Löhne der ungelerten Arbeiter gefallen, der gelerten gestiegen.

Die Preise für Baustoffe sind Ende 1927 durchweg niedriger als vor einem Jahre, so daß das Bauen etwas billiger geworden ist (um weniger als 1% — Index 1926 = 236, Index 1927 = 234).

Die Aussichten für das Jahr 1928 sind gut — es wird mit etwa gleichbleibenden oder leicht abnehmenden Arbeitslöhnen und Materialkosten gerechnet. Wohnbauten werden voraussichtlich weniger er-

richtet worden als 1927, dafür wird aber ein stärkerer Zuwachs an Ingenieurbauten erwartet, so daß die gesamte Bautätigkeit wohl einen noch größeren Umfang erreichen wird als im verfloßenen Jahre.

Die wissenschaftliche Entwicklung zeigt keine besonders auffallenden Ereignisse, doch spielt die Forschung eine immer bedeutendere Rolle im technischen Fortschritt. Die United States Steel Corporation hat eine besondere Abteilung für rein wissenschaftliche Forschung gegründet, zur Ergänzung der bisher nur praktischen Zwecken dienenden Untersuchungen. Dadurch hat eine der ältesten und wichtigsten Industrien einen Schritt in der Richtung getan, sich auf ein gleiches Niveau mit den neueren Industrien zu stellen — Chemie, Photographie, Automobilbau — bei denen eine führende Stellung wesentlich durch die wissenschaftliche Forschung bedingt wurde.

Speziell im Bauingenieurwesen wird der Wert der Modellversuche immer mehr erkannt — so wurden die Spannungen für den Stevenson-Creek-Bogendamm im Modell untersucht, und es ist die Rede davon, ein Flußbaulaboratorium zu errichten.

Die Untersuchungen für Straßenbauzwecke haben im einzelnen wohl manche Klärung gebracht, leider hat aber die Zentral- und Sammelstelle, das Highway Research Board, vollkommen versagt, was auf die Schwerfälligkeit der Organisation dieses Komitees zurückgeführt wird.

Über den Brückenbau läßt sich fast wörtlich das gleiche sagen wie vor einem Jahr. Große Brücken wurden in ungewöhnlicher Zahl gebaut, und zwar fast ausschließlich für den Straßenverkehr; die Baukosten sollen bei den meisten dieser Brücken durch die Erhebung von Brückengeld² wieder eingebracht werden.

Das Hauptereignis im Brückenbau war die Vollendung der Entwurfsarbeiten für die Fort-Lee-Hängebrücke über den Hudson in New York City mit einer Spannweite von 1067 m (3500 Fuß). Die Bauten sind schon vergeben, und die Arbeit ist im Gange. Interessant ist hierbei noch, daß die Gründung der Widerlager bei über 21 m Tiefe in offener Baugrube erfolgt — ein Zeichen für die vorzügliche Qualität der verwendeten eisernen Spundwände. Die vier Tragkabel werden als Drahtseile (mit parallelen Drähten) ausgeführt werden und werden mit 91 cm Durchmesser bei weitem die stärksten je ausgeführten Seile sein.

Im Hochbau steht das Hochhaus im Vordergrund des Interesses, sowohl in konstruktiver Hinsicht, wobei vor allem die Fragen des Winddruckes und des erforderlichen Windverbandes erörtert werden, als auch im Hinblick auf die Einwirkung auf die städtischen Verkehrsverhältnisse und die Fragen der Wirtschaftlichkeit.

Ein bemerkenswertes Beispiel ist das 159 m hohe Mather Turmhaus in Chicago.

Die systematische Planung des Bauvorganges hat weitere Fortschritte gemacht, ebenso die Mechanisierung des Baubetriebes, wobei die gesamte maschinelle Einrichtung als Einheit behandelt wird und nicht mehr wie bisher in ihrer Zusammenstellung mehr oder weniger dem Zufall überlassen bleibt. Es verdient noch erwähnt zu werden, daß Eng. News Record betonen, daß diese sorgfältige Planung und weitgehende, gut durchdachte Mechanisierung bei vielen Bauten in Deutschland und Frankreich in mindestens dem gleichen Maße durchgeführt ist wie in den Vereinigten Staaten.

Die Baustoffe weisen keinen merklichen Fortschritt auf, auch für die Hudson-Brücke mit ihren sehr hohen Anforderungen werden normale Stahlsorten verwandt werden.

Hochwertiger Zement wird in steigendem Maße angewandt — Straßenreparaturen und Bauten in belebten Straßen verlangen ein Material, das schon nach kurzer Zeit eine hohe Festigkeit erlangt.

Auf den Eisenbahnen haben Verkehr und Einnahmen etwas gegenüber 1926 abgenommen, aber der Betriebskoeffizient hat sich nicht verschlechtert, so daß das Jahr 1927 als durchaus zufriedenstellend anzusehen ist. Neue Rekorde für mittlere Zugbelastungen und Wagenkilometer je Tag sind aufgestellt worden, was den großen in den letzten 8 Jahren ausgeführten Linienverbesserungen und Bahnhofsumbauten sowie den Neuanschaffungen von Wagen und Lokomotiven zu verdanken ist. Für diese Zwecke wurden 1926 \$ 875 000 000, 1927 \$ 750 000 000 ausgegeben.

Verschiedene neue Bahnlinien, die bessere Verbindungen der bestehenden Netze ergeben sollen, sind im letzten Jahre gebaut worden und noch im Bau.

Im Vordergrund des Interesses steht die Errichtung großer Personenbahnhöfe, die zum Teil im Bau (Buffalo, Cleveland, Philadelphia), zum Teil noch im Projektstadium sind (Chicago, Cincinnati).

Die Elektrifizierung der Bahnlagen macht stetige Fortschritte, wenn auch in bescheidenem Ausmaß.

Die Betonbettung auf der Versuchsstrecke der Pere Marquette Bahn hat sich in zwölfmonatigem Betrieb gut bewährt. Mit Betonschwellen, ebenso wie mit Schwellen aus alten Schienen werden Versuche gemacht.

Die automatische Zugsicherung findet auf allen größeren Eisenbahnnetzen immer weitgehende Anwendung.

Im Straßenbau ist besonders eine starke Zunahme der Oberflächenbehandlung durch Teerung und Asphaltierung zu bemerken.

² In der gleichen Nummer der Eng. News Record (Bd. 100 Nr. 2) behandelt Gustav Lindenthal auf Grund seiner 50jährigen Erfahrung diese Frage in einem interessanten Aufsatz.

Größere Aufmerksamkeit wird dem Unterbau zugewandt. Im Betonstraßenbau wird in steigendem Maße eine Konstruktion mit verdickten Kanten und einer Langsfuge oder schwachen Zone in der Mitte, die die Verkehrsbahnen trennt, angewandt. Die Schneeabseitung von der Straße hat eine große Ausdehnung angenommen, so daß die wichtigeren Straßen das ganze Jahr hindurch unbehindert befahren werden können. Für Straßenbauzwecke sind im Jahre 1927 \$ 1 300 000 000 aufgewandt worden, etwas mehr als im Vorjahre; eine weitere Steigerung wird erwartet.

Die im Bau begriffenen Wasserwege haben gute Fortschritte gemacht und sind zum Teil beendet und dem Verkehr übergeben worden. Die neuen Projekte, wie am Lorenzstrom, sind der Verwirklichung nur wenig näher gerückt, da hier verwickelte politische Fragen mit hineinspielen.

Der Ausbau der Lufthafen hat unerwartet große Fortschritte gemacht, ebenso die Beleuchtung der wichtigeren Luftwege, die auf 8000 km durchgeführt ist; weitere 5500 km sollen in der ersten Hälfte des Jahres 1928 folgen.

Fragen der Wasserversorgung und Reinhaltung der Gewässer bewegen in hohem Maße die Öffentlichkeit, doch läßt der bestehende Zustand in bezug auf letzteres noch fast alles zu wünschen übrig; größere Fortschritte sind im Gebiet des Ohio zu verzeichnen.

Die Kanalisation und Müllbeseitigung der Städte befindet sich auch noch in den Kinderschuhen.

Auf dem Gebiete der Städtischen Schnellbahnen ist nur an den Untergrundbahnen von New York und Philadelphia gearbeitet worden, am ersten Ort sind Arbeiten für etwa \$ 50 000 000 vergeben worden, am zweiten für etwa die Hälfte dieser Summe. In anderen Großstädten machen sich Bestrebungen zum Bau solcher Bahnen bemerkbar, doch sind greifbare Resultate noch nicht erzielt worden.

Die Verkehrsregelung hat gute Fortschritte gemacht, schon dadurch, daß man eingesehen hat, daß es sich in erster Linie um eine technische Frage handelt, die vom Ingenieur zu lösen ist. Gute Erfolge sind mit der Einrichtung von Verkehrssignalen, vor allem in den Großstädten erzielt worden, während in kleineren Städten die Signale vielfach am falschen Ort und auch in zu großer Zahl angebracht sind, so daß sie eher ein Verkehrshindernis bilden. Einbahnstraßen werden in immer steigendem Maße festgelegt; der durchgehende Verkehr wird um Geschäftszentren herumgeführt; das größte und beste Beispiel in dieser Beziehung ist das 61 m breite Drei-Staaten-Boulevard von Milwaukee um Chicago herum bis Michigan City mit einer Länge von 265 km.

Für Straßenverbreiterungen werden erstaunliche Summen ausgegeben, doch ist das meist doch noch billiger als die Anlage von zweistöckigen Straßen, die sich nur in ganz wenigen Großstädten einführen werden.

Mit gutem Erfolg wird auch an die Regelung des Fußgängerverkehrs gegangen, besonders in Großstädten wie Los Angeles, San Francisco, Chicago.

Das Tempo des Ausbaues von Wasserkraften hat sich etwas verlangsamt, hauptsächlich infolge der Fortschritte der Krafterzeugung durch Dampf; immerhin sind eine Reihe neuer Anlagen begonnen worden, und der Bau der im Vorjahr angefangenen Anlagen schreitet gut fort. Besonders bemerkt wird, daß bei der Anlage am Rocky River in Connecticut zum ersten Mal in den Vereinigten Staaten Pumpenspeicherung zur Anwendung kommt, die in Europa schon lange bekannt ist.

Die Einrichtung von automatischen und ferngesteuerten Kraftwerken hat sich weiter entwickelt, sodaß auch abseits liegende Wasserkraftwerke mit Erfolg ausgebaut werden können, wozu noch die immer größere Ausdehnung der 220-KV-Leistungen beiträgt.

Es wird von einer Turbine mit einem Wirkungsgrade von 94% bei stark wechselndem Gefälle berichtet (? v. G.)

Die Fortschritte in der Dampfkrafterzeugung bestehen hauptsächlich in der Installation großer Maschineneinheiten sowie in der Vervollkommnung der Turbinen und Kessel bei zunehmender Verwendung von pulverisierter Kohle als Brennstoff, wodurch die Betriebskosten herabgesetzt werden.

Große Betriebsamkeit ohne greifbare Ergebnisse kennzeichnet die Normungsbestrebungen.

Das Schweißverfahren findet immer weitere Anwendung im Bauwesen, sowohl im Hoch- wie im Brückenbau. Ebenso findet die Schweißung viel Verwendung im Maschinenbau zum Ersatz schwerer Gußstücke, sowie beim Rohrleitungsbau.

Die Bautätigkeit ist im vergangenen Jahr durch keinerlei Streiks unterbrochen worden.

Zu beachten ist, daß in den letzten Jahren darauf hingearbeitet wird, die Ausübung einer Tätigkeit als Ingenieur von einer amtlichen Zulassung abhängig zu machen — bisher ist dies in 22 Staaten (von 45) Vorschritt, aber die Meinungen sind noch geteilt, ob diese Maßnahme den gewünschten Erfolg haben wird, die „Quacks“ aus dem Beruf zu entfernen.

Zum Schluß sei noch erwähnt, daß die nordamerikanischen Ingenieure verschiedene bedeutende Bauten im Auslande ausgeführt haben, vor allem in Mittel- und Südamerika, doch auch in anderen Ländern, z. B. in Abessinien (Straßenbau für über \$ 10 000 000). Kleinere Arbeiten sind auch in Europa — Griechenland, Polen, Rußland und sonst an vielen Orten — ausgeführt worden.

Feststellung des Sickerverlustes von einem Teil
des Kanals Wessem-Nederweert.¹

Von C. T. C. Heyning.

Bei dem Bau des Kanals Wessem-Nederweert war es möglich, auf einer 8,2 km langen Strecke während einiger Wochen die Sicker-

verlustdauernd zu beobachten. Die Kanalstrecke schloß bei km 3 an das Oberhaupt der Kammerschleuse bei Panheel an und war bei km 11,2 durch einen Damm mit Zuleitungsdücker von dem übrigen Kanal abgeschlossen. Das Oberhaupt der Schleuse bei Panheel war durch Dammbalken gedichtet, die sehr wenig Wasser durchließen. Die Kanalstrecke liegt teilweise im Auftrag; der Grundwasserstand des benachbarten Geländes, der im allgemeinen tiefer liegt als der Kanalspiegel, wird durch die beiderseits des Kanals vorhandenen Entwässerungsgräben bestimmt. Der Wasserstand in den Gräben war während der Messungen meist etwa 0,30 bis 0,75 m höher als die im Längsschnitt (Abb. 1) dargestellten Grabensohlen. Weitere Angaben einschließlich des Querprofils finden sich in „De Ingenieur“ vom 4. September 1925. Wenn der Zuleitungsdücker geschlossen ist, muß man auf der Kanalstrecke mit folgendem Wasserverlust bzw. -Gewinn rechnen:
Verlust durch: Verdunstung, Leckwasser an den Dammbalken der Schleuse und Versickerung. Gewinn durch: Niederschläge und Leckwasser am Zuleitungsdücker. Die Verdunstung kann vernachlässigt werden, da die Messungen im Januar bis März stattgefunden haben. Die Leckverluste an der Schleuse bei Panheel und am Dücker bei km 11,2 waren sehr gering, so daß man mit hinreichender Genauigkeit annehmen kann, daß beide sich gegenseitig aufheben. Als Niederschlag wurde das Mittel aus den Beobachtungen bei Weert und Roermond angenommen. Der gesamte Wasserverlust, d. h. der Unterschied zwischen Sickerverlust und Niederschlägen wird gemessen durch das Abfallen des Kanalwasserspiegels, der je-

desmal während einer Tidedauer von 32 Stunden beobachtet wurde. Dazu wurde an zwei Pegeln abgelesen, der eine steht bei der Schleuse Panheel, der andere bei km 11,2, und zwar immer vormittags 9 Uhr und am Nachmittag des darauffolgenden Tages um 5 Uhr. Das Mittel der an den beiden Pegeln festgestellten Absenkungen gilt als die für die ganze Kanalstrecke beobachtete Absenkung. Diese Beobachtungen wurden bei verschiedenen Kanalwasserständen vorgenommen, um die Beziehungen zwischen Kanalwasserstand und Sickerverlust feststellen zu können. Die Ergebnisse finden sich in der unten abgedruckten Tafel. Was die Bodenbeschaffenheit anlangt, so sei erwähnt, daß dieser auf der ganzen Kanalstrecke aus Sand bestand, der mit wenig Lehm vermischt ist. Die Zusammensetzung des Sandes ergab sich bei den Siebproben als ziemlich verschieden. Im allgemeinen fanden sich Korngrößen von 0,09 bis 0,23 mm in einer Menge von 61 bis 72% und von 0,23 bis 0,37 mm in einer Menge von 10 bis 18%. Wenn sich auch an verschiedenen Stellen ziemliche Mengen von Lehm im Boden fanden, so dürfte dieser Lehm auf die Durchlässigkeit wenig Einfluß gehabt haben, da durchgehende Lagen nur sehr selten angetroffen wurden, und der Lehm hauptsächlich in linsenförmigen Ablagerungen im Sande vorkam. Der Lehmgehalt des Sandes war gering. Stellenweise fand sich auch grober Sand und sogar feiner Kies, doch auch diese bildeten keine durchgehenden Lagen, so daß der Einfluß auf die Durchlässigkeit gering gewesen sein wird.

Datum	Pegel- ablesung m	Beobach- tete Ab- senkung während 32 Stunden mm	Regen- höhe während der Messung mm	Sicker- verlust in 32 Stunden ausgedrückt in mm Wasserstand	Sicker- verlust in l/sec für das ha benetzter Grundfläche
13./14. Januar	+ 0,05	29	4	33	2,80
20./21. „	0,0	28	—	28	2,40
27./28. „	- 0,10	22	—	22	1,85
3./4. Februar	- 0,17	12	8	20	1,70
10./11. „	- 0,25	10	—	10	0,85
17./18. „	- 0,45	15	2	17	1,45
30./31. März	- 0,52	10	4	14	1,25
23./24. März	- 1,40	15	2	13	1,15
		Ansteigen		Zuströmen von Grundwasser	

Die Aufnahme der Windkräfte bei Turmhäusern.

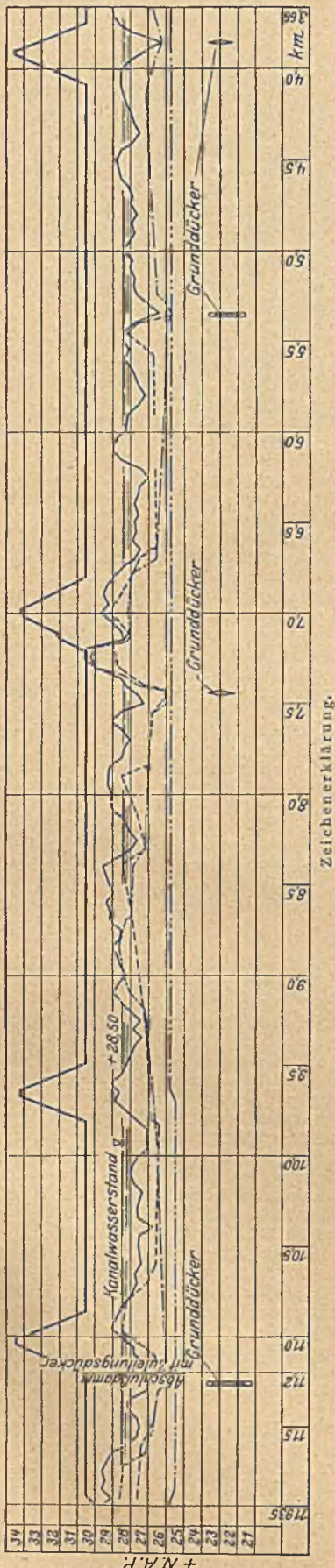
(Bericht über einen Vortrag von Prof. Olyde T. Morris von der Universität Columbus in Ohio, U. S. A., gehalten auf der 5. Jahresversammlung des American Institute of Steel Construction in Pinehurst, Oktober 1927.)

Einer einwandfreien Berücksichtigung der Windkräfte auf hohe Gebäude stellen sich mancherlei Schwierigkeiten in den Weg. Bis vor nicht allzu langer Zeit hat man sich in Amerika über dieses Problem mit der bekannten Großzügigkeit hinweggesetzt, und der Erfolg beweist, daß man tatsächlich, wenigstens bis zu einer gewissen Gebäudehöhe, mit der gefühlsmäßigen Beurteilung der aufzunehmenden Kräfte auskam. Erst neuerdings haben die selbst für amerikanische Verhältnisse ungewöhnlichen Höhen neuerer Turmgebäude, sowie einige Vorfälle der letzten Zeit, die bedenkliche Schwächen der Stahlgestelle bei starken Stürmen zutage förderten, dazu geführt, daß man sich diesem Gegenstande mit mehr Gründlichkeit zuwandte. Der Vortrag des Prof. O. T. Morris, einer ersten Autorität auf diesem Gebiet, gibt einen Überblick über die dahin gerichteten Bemühungen.

Die Schwierigkeiten beginnen schon bei der exakten Bestimmung der Windgeschwindigkeit und der ihr entsprechenden Flächenpressung. Man hat u. a. festgestellt, daß die Windmessungen des U. S.-Wetterbüros mit einem Vierschalenkreuz-Anemometer von Robinson durchweg etwa 20% zu hohe Werte ergaben. Bei Wirbelstürmen und Orkanen wurden die Instrumente fast immer zerstört. Einige zeigten noch die im Augenblick des Bruches vorhanden gewesene Windgeschwindigkeit an; so wurden u. a. auf dem Mt. Washington Geschwindigkeiten bis zu 300 km/Std. gemessen. Auch bei dem letzten großen Orkan in Miami (Florida) am 18. September 1926 war es nicht möglich, die wirklich vorhandene größte Windgeschwindigkeit einwandfrei festzustellen. Das Meßinstrument des Wetterbüros stand auf einem rings von hohen Gebäuden umgebenen Dach. Der Beobachter schätzte die Windgeschwindigkeit auf 180—190 km/Stde. Ein auf dem Allison Hospital an der Küste von Miami stehendes Anemometer wurde fortgerissen, nachdem es eine Geschwindigkeit von 205 km/Stde angezeigt hatte. Noch schwieriger scheint es zu sein, wirklich befriedigende Beziehungen zwischen Windgeschwindigkeit und Flächenpressung zu ermitteln. Die Ergebnisse der diesbezüglichen Untersuchungen weichen sehr stark voneinander ab. Das Wetterbüro der Vereinigten Staaten hat die Formel aufgestellt:

$$P = 0,004 \cdot V^2,$$

worin bedeutet: P = Pressung in Pfund je Quadratfuß (engl. Maß),



¹ Aus „De Ingenieur“ 1928, Heft 10, Seite B. 74.

V = Geschwindigkeit in engl. Meilen je Stunde. (Drückt man P in kg/m^2 und V in km/Stde aus, so wird $P = 0,0075 V^2$; oder, wenn v = Geschwindigkeit in m/sek , $P = 0,0975 v^2 = \text{rd. } \frac{1}{10} v^2$). Dies gilt für einen gleichmäßigen Luftstrom senkrecht zur getroffenen Fläche. Man hat jedoch schon verschiedentlich die Beobachtung gemacht, daß der Winddruck auf größere Flächen verhältnismäßig geringer ist, als auf kleinere Flächen. Interessant sind in dieser Beziehung die Versuche auf der Forth-Brücke. Dort stellte man zwei verschieden große Druckplatten nebeneinander (eine rechteckige Platte von $6,1 \cdot 4,6 = 25 \text{ m}^2$ Fläche und in $2,5 \text{ m}$ Entfernung davon eine kreisförmige Platte von rd. $1,4 \text{ m}^2$ Fläche). Die Messungen erstreckten sich über einen Zeitraum von 6 Jahren (1884—1890) und ergaben für die kleinere, kreisförmige Platte einen maximalen Winddruck von 190 kg/m^2 , für die größere rechteckige Platte 125 kg/m^2 . Man hat ferner versucht, den Winddruck aus den angerichteten Zerstörungen rückwärts zu rechnen. Gelegentlich des Wirbelsturmes von St. Louis vom 27. Mai 1896 ermittelte man auf diese Weise für eine Brückenrampe von rd. 300 m^2 Windangriffsfläche eine Pressung von 280 kg/m^2 ; für einen gemauerten Schornstein: Fläche = 150 m^2 , Pressung = 415 kg/m^2 ; für einen großen Getreide-Elevator: Fläche = 2130 m^2 , Pressung 100 kg/m^2 . Auch hieraus ist deutlich das Abnehmen der Pressung je Flächeneinheit mit wachsender Gesamtangriffsfläche zu entnehmen. Allerdings genügen diese Daten wohl kaum, um den Versuch zu rechtfertigen, aus ihnen eine Gesetzmäßigkeit abzuleiten. Gelegenheit zur unmittelbaren Beobachtung der Windpressungen auf hohe Gebäude bot sich bei dem Orkan, der Florida am 18. September 1926 heimsuchte². Insbesondere zwei durch den Sturm arg beschädigte Gebäude, das Meyer-Kiser-Haus und das Realty-Board-Haus, wurden daraufhin genauer untersucht. Das Meyer-Kiser-Haus ist 17 Stock hoch, besitzt eine Straßenfrontlänge

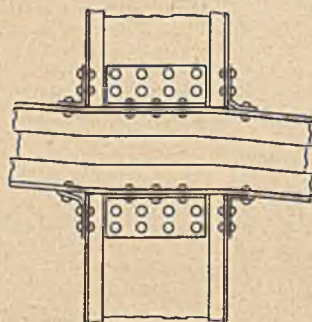


Abb. 1.

von 14 m und eine Tiefe von etwa 43 m . Die Gebäudefront war um etwa 60 cm aus dem Lot gekommen. Abb. 1 zeigt die Verbindung der Stützen mit den anschließenden Deckenträgern und die konstruktiven Mängel, die in dem völligen Fehlen der Aussteifungscken bestehen. Prof. Morris hat ausgerechnet, daß die Anschlüsse schon bei einem Winddruck von 56 kg/m^2 über die Elastizitätsgrenze hinaus beansprucht waren. Die Verbiegungen bewirkten, daß ein großer Teil der Außenwände herabstürzte. Dagegen hielten die Decken stand und haben wahrscheinlich ein weiteres Nachgeben der Eisenkonstruktion verhindert. Das Realty-Board-Haus ist annähernd ebenso groß, hat aber im großen und ganzen erheblich besser Widerstand geleistet. Das Stahlgerüst zeigte keinerlei Beschädigung, obwohl die Querschnitte im allgemeinen geringer bemessen waren als beim Meyer-Kiser-Haus, dagegen waren die Trägeranschlüsse an den Stützen bedeutend kräftiger ausgebildet. Bemerkenswert ist auch bei diesem Gebäude die geringe Widerstandsfähigkeit der Außen- und Zwischenwände, die in der Hauptsache aus Terracotta-Platten bestanden und etwa 25—40% Öffnungen enthielten. Ein Vergleich mit dem Wirbelsturm von St. Louis zeigte, daß Orkane eine weit größere Pressung je Flächeneinheit verursachen als Wirbelstürme. Prof. Morris schließt aus den Beobachtungen, daß die aussteifende Wirkung von Außenmauern und Zwischenwänden von zweifelhafter Natur ist, namentlich, wenn noch viele und große Öffnungen vorhanden sind. Die Deckenplatten dienen zwar zur Aussteifung der Träger, können aber nicht zur Unterstützung der Anschlüsse der Deckenträger an den Stützen herangezogen werden. Es wird vorgeschlagen, in die Bauvorschriften eine Bestimmung über die größtzulässige Ausbiegung von hohen Gebäuden infolge von seitlichen Kräften aufzunehmen, in gleicher Weise, wie für die Durchbiegung von Deckenträgern.

Weitere Schwierigkeiten ergeben sich bei der statischen Berechnung der Eisenkonstruktion. Die genaue Berechnung nach der Theorie der Stockwerkrahmen ist, wenn es sich um Systeme mit mehreren Stützenreihen handelt, die außerdem vielleicht nicht einmal symmetrisch angeordnet sind, wegen der großen Zahl der statisch unbestimmten Größen praktisch nicht durchführbar. Eine ganze Anzahl von vorgeschlagenen Näherungsverfahren beruhte darauf, daß man den Wendepunkt der Biegelinie in der Mitte der Stützen und Trägerlängen annimmt. Meistens nehmen diese Verfahren aber keine Rücksicht auf die Verschiedenheit der Trägheitsmomente, die, wie sich gezeigt hat, von bedeutendem Einfluß ist. Gelegentlich der Errichtung des American-Insurance-Union-Gebäudes in Columbus, Ohio³, hat Prof. Morris in Gemeinschaft mit seinem Assistenten A. W. Ross

folgendes Näherungsverfahren ausgearbeitet⁴: Zunächst wird eine vorläufige Rechnung aufgestellt, auf Grund gewisser Annahmen hinsichtlich des Verhältnisses der Trägheitsmomente, wodurch die Normalkräfte in den Mittelstützen zu Null werden und die Wendepunkte der Biegelinie in die Mitte der Träger- und Stützenlängen fallen. Dies ist die sogenannte „Theoretische Dimensionierung“. Die mit diesen Annahmen errechneten Spannungen sind dann genau richtig. Die Träger und Stützen haben aber noch senkrechte Eigengewichts- und Nutzlasten zu tragen, es wird also in den seltensten Fällen möglich sein, die angenommenen Verhältnisse der Trägheitsmomente beizubehalten. Mit Rücksicht hierauf hat Ross für 35 Stockwerkrahmen von verschiedenen Abmessungen den Einfluß einer Änderung des Trägheitsmomentes ermittelt, so daß man in der Lage ist, hiernach Korrekturen vorzunehmen. Auf diese Weise soll man nach den Angaben von Prof. Morris für die Berechnung nicht mehr Zeit brauchen, wie für eine der sonst angewandten, viel roheren Näherungsverfahren. Die Anwendung des Verfahrens setzt jedoch auf jeden Fall eine genügende Steifigkeit der Trägeranschlüsse voraus.

Zu vorstehendem ist zunächst zu bemerken, daß natürlich in unseren Gegenden nicht mit den Windkräften zu rechnen ist, wie sie die amerikanischen Orkane und Wirbelstürme mit sich bringen. Infolgedessen wächst sich die Aufnahme der Windkräfte bei uns auch nicht zu einem so schwierigen Problem aus. Die Vorschriften der Hochbaubestimmungen reichen in allen Fällen vollkommen aus, sind jedoch in ihrer ganzen Strenge nur anwendbar auf die Gebäude- teile der Hochhäuser, die turmartig aus dem übrigen Gebäudekomplex hervorragen. Auch hier können aber verhältnismäßig einfache Lösungen gefunden werden, wie der Entwurf zum Lochnerhaus in Aachen (s. Deutsche Bauzeitung 1926, Beilage „Konstruktion und Bauausführung“ S. 41 ff) zeigt⁵. Der Gebäudekomplex selbst hat in sich meist genügend Stützpunkte an Giebelwänden, Brandmauern und Treppenhäusern, so daß eine steife Ausbildung der Trägeranschlüsse gewöhnlich nicht erforderlich wird. Es kann vielmehr angenommen werden, daß die sehr steifen, massiven Decken die Windlasten ohne weiteres auf die genannten Stützpunkte übertragen. Sind solche nicht vorhanden, so können sie unter Umständen durch besondere, in den Wänden angeordnete Fachwerke, die durch alle Stockwerke in vertikaler Richtung hindurchgehen, geschaffen werden, so wie es z. B. bei dem Neubau des Scherlhauses in Berlin geschehen ist⁶. Die Aussteifungen der Trägeranschlüsse bereiten der architektonischen Ausbildung der Innenräume oft sehr große Schwierigkeiten wegen der erforderlichen Verkleidungen, wodurch häßliche Ecken entstehen. Schließlich sei noch in diesem Zusammenhange auf das kürzlich fertiggestellte Hochhaus Schaltwerk in Siemensstadt⁷ hingewiesen, dessen System in Abb. 2 dargestellt ist. Wie man sieht, besteht es aus zwei einfachen Stockwerkrahmen, die untereinander durch gelenkig angeschlossene Querträger verbunden sind. Hierdurch wird die Berechnung natürlich erheblich vereinfacht. Die Trägeranschlüsse der Rahmensysteme sind hierbei ohne sichtbare Ecken steif gemacht worden, indem die Riegel in die durchgehenden, mehrteiligen Stützen gesteckt und dort gehörig verkeilt wurden.



Abb. 2.

Straßenunterhaltung durch die Bezirke unter staatlicher Leitung in Wisconsin.

Im Staate Wisconsin ist im Jahre 1918 ein Netz von 16 000 km der wichtigsten Verkehrsstraßen (nach Gehör der Beteiligten in allen Bezirkshauptstädten) in staatliche Unterhaltung genommen worden. Die Unterhaltung wird aber nicht vom Staat besorgt, sondern gegen abgestufte jährliche Sätze von den 71 Bezirken, die auch noch ein Netz von 19 600 km Bezirksstraßen instandhalten und über geschulte Arbeitskräfte und reichlich Arbeitsmaschinen verfügen. Im Herbst jeden Jahres werden in einer gemeinsamen Begehung des staatlichen Abteilungsingenieurs mit der Bezirksverwaltung die Arbeiten für das nächste Jahr festgesetzt und die erforderlichen Mittel in den Haushaltplan eingestellt. Vor Beginn der Frühjahrsarbeiten wird in jedem Bezirk eine Versammlung aller Straßenbaubeamten einschließlich der Straßenwärter abgehalten, dabei alle zweifelhaften Fragen besprochen und geregelt. Einmal jährlich findet in der Landeshauptstadt eine Versammlung aller Bezirksstraßenaufsichtsmitglieder statt. Durch diese beiden Arten von Versammlungen ist eine einheitliche Straßenunterhaltung gewährleistet. Das Verfahren hat in den acht Jahren seines Bestehens allgemeine Zufriedenheit gefunden. (Nach J. T. Donaghey, früh. staatl. Straßenbauingenieur in Wisconsin, in Engineering News-Record vom 21. Juli 1927, S. 88—91 mit 6 Abb.) N.

¹ Dieser Wert ist bereits früher von anderen Forschern ermittelt worden. — Vgl.: Rein, Vortrag, gehalten auf der Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes 1921 in München, Zeitschrift „Der Bauingenieur“ Jg. 1921, S. 587. — Buchegger, „Windgeschwindigkeit und Winddruck“, Zeitschrift „Der Bauingenieur“ Jg. 1922, S. 491.

² S. a. Bauing. 1927, Heft 8, S. 138 ff.

³ S. a. Bauing. 1927, Heft 8, S. 134 ff.

⁴ „The Design of Tall Building Frames to Resist Wind“ von A. W. Ross, Jr. und Clyde. T. Morris, Vortrag, gehalten auf der Versammlung der American Society of Civil Engineers in Columbus, Okt. 1927. Erscheint Anfang 1928 im Druck.

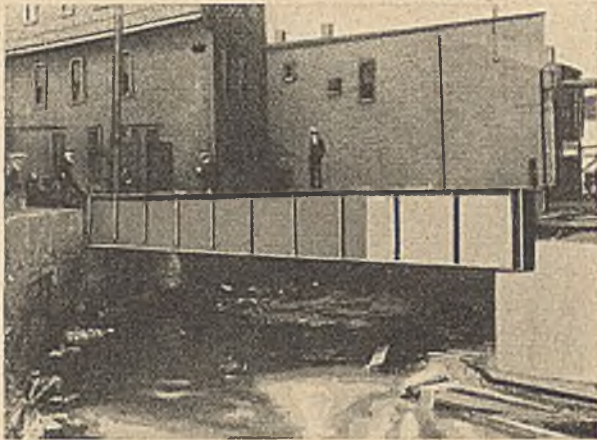
⁵ Ausführung der Eisenkonstruktion durch Harkort.

⁶ Ausführung der Eisenkonstruktion durch Brest & Co.

⁷ Ausführung der Eisenkonstruktion durch Verein. Stahlwerke, Abt. Dortmunder Union.

Geschweißte Eisenbahn-Blechträgerbrücke.

Eine Blechträgerbrücke von 16,2 m Stützweite und 60° Schiefe (s. Abb.) in einer Werkverbindungsbahn bei Pittsburg ist von der Westinghouse-Electric-Co. ausschließlich mit elektrisch geschweißten Verbindungen hergestellt worden. Die Brücke soll von 83 t schweren Lokomotiven befahren werden, wiegt im ganzen 18 t und besteht aus 1,5 m hohen Hauptträgern, je 5200 kg schwer, 600 m hohen Quer-(I-)Trägern, die winkelrecht zu den Hauptträgern stehen, und 45 cm hohen Schwellen-(I)-Trägern, die durch die Stege der Querträger hin

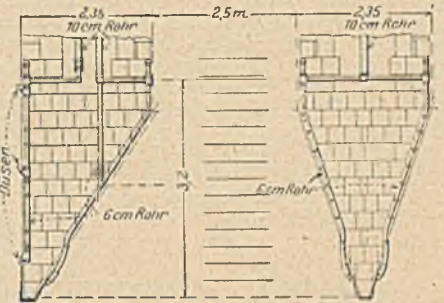


durchlaufen. Alle Teile, auch die Flanschen und Aussteifungen der Hauptträger und die Anschlüsse der Querträger, sind nur aus flachen Blechen zusammengesetzt; Winkel sind nur während der Arbeit zum Aussteifen der hohen Hauptträgerbleche und Winkelstücke zum Halten der Flanschbleche auf den Stehblechen während des Schweißens benutzt und nach dem Zusammenschweißen wieder entfernt worden. Auch die Saumflanschen der Trägerenden und der Anschlußbleche bestehen nur aus Flacheisen ohne Winkel. Im ganzen sind 470 m Schweißnahte, 225 kg Elektroden und 320 Schweißerstunden nötig geworden. Bei der Herstellung der Hauptträger waren 3, beim Zusammenbau auf der Baustelle (3 Tage) 6 Schweißer tätig. (Nach A. G. Bissell, Schweißungs-Ingenieur der Westinghouse-Electric-Co. in Pittsburgh, in Engineering-News-Record vom 23 Febr. 1928, S. 322 bis 323 mit 3 Lichtbildern und 1 Zeichnung.) N.

Einbau von Senkkästen in einer Meerenge mit Strömung.

Zwei Pfeiler der Brücke über die Carquinez-Meerenge der Bucht von San Francisco (Kalifornien) erreichten erst in 41 m Tiefe die Felsgründung und mußten bei 21 bis 27 m Wassertiefe und bis 2,1 m/s Gezeitenströmung versenkt werden. Luftdruckgründung war bei dieser Tiefe unmöglich, es konnten also nur offene Senkkästen (6 Stück)

und wegen des Einschwimmens nur solche aus Holz zur Verwendung kommen. Sie sind bei rd. 34 m Höhe und 12 x 12 m Grundfläche wegen des festeren und einfacheren Verbandes aus Holz mit vier quadratischen Baggerschächten von 2,4 x 2,4 m Querschnitt hergestellt worden, wobei, zum Schutze gegen die dort sehr gefährlichen Bohrwürmer, die einzelnen Hölzer mit getränkter Pappe bekleidet und ebenso wie die Verkleidung mit (nötigenfalls dampfgeheizter) Emulsion von Asphalt und Kresot durch Versprühen überzogen wurden. Die untersten 3,85 m sind in 13 Schichten vollgezimmert, mit Stahlblech überzogen und mit winkelbeschuitenen Schneiden an den Rändern und in den Mittellinien versehen. Es wurden teils scharfe, teils 25 cm breite stumpfe Schneiden verwendet; die ersteren förderten das Absinken, die letzteren erleichterten das Richten und Lotrechthalten. Zur Verminderung der Reibung sind die Außenseiten durch Röhren in 1,8 m Abstand mit je drei Düsen und zum Freispülen die Innenseiten mit Spülröhren in 3 m Abstand ausgestattet worden (siehe Abb.). Die Röhren erhielten durch Steigröhren und Schläuche Druckwasser von Pumpen auf Prähmen; die äußere Spülung ist selten benutzt worden, für die innere wäre 1,5 m Abstand wirksamer gewesen. Die richtige Lage der Senkkästen wurde durch 6 Säulen aus Baustahl (deren je 2 an den der Strömung ausgesetzten Seiten), 39 m lang, gesichert, die trigonometrisch eingemessen, mit Dampfrahmen eingetrieben und durch Steifen und Gitterträger zusammengeschlossen wurden und für das Einfahren des Senkkastens je 0,9 m Spielraum ließen. Die 4 Säulen in der Strömungsrichtung waren über Ankerprähme an je 8 t (zu 900 kg) schwere Anker angeschlossen. Die Senkkästen sind um je 12 bis 15 Ringe verlängert und dann durch Beton-einfüllung, von einer schwimmenden Mischanlage aus, bis auf je 2,4 m Bordhöhe abgeseinkt worden. Unmittelbar vor dem Erreichen des Felsens wurde die Lage trigonometrisch nachgeprüft und durch Niederlassen entsprechender beschwerter Blöcke an den Säulen bis auf 15 cm genau verbessert. Das durchschnittliche Absinken in einer Achtstundenschicht war 15, das größte 40 cm; im Felsen wurde es durch Dynamitsprengungen unterstützt. Auf den eingespülten Boden kamen 9 m Beton 1 : 2 : 4, darüber Füllbeton 1 : 3 : 6. Eine Unregelmäßigkeit ist nur einmal vorgekommen durch Kippen des 33,5 m hohen Senkkastens um 4 m infolge zu starker Unterbaggerung; in zwei Wochen war die lotrechte Stellung wieder herbeigeführt. Die Gesamtkosten einschl. Bauaufsicht waren bei 34 000 m³ umbautem Raum rd. 1,6 Mill. Dollar. (Nach G. J. Calder, früh. bauleitenden Ingenieur in San Francisco, in Engineering News-Record vom 24. März 1927, S. 484—488, mit 5 Abb.) N.



WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Brückenbau-Tagung Wien.

In der Zeit vom 24. bis 27. September 1928 findet in Wien die zweite internationale Tagung für Brücken- und Hochbau statt. Die wichtigsten, hier vorgesehenen Vorträge, an die sich Aussprachen anschließen sollen, sind nachfolgend zusammengestellt:

1. Die künstlerische Gestaltung von Eisen- und Eisenbetonbrücken. Referenten: Hartmann, Wien; Linton, Stockholm.
2. Die Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken. Referenten: Fuller, Ames-Jowa, USA; Godard, Paris; Penna, Madrid; Streletzky, Moskau.
3. Der hochwertige Stahl im Eisenbau und im Eisenbetonbau. Referenten: Bohny, Sterkrade (Rhld.); Mendizabal, Madrid; Saliger, Wien.
4. Die Erfahrungen und der Wert von Messungen an ausgeführten Bauwerken in Eisen, Beton und Eisenbeton. Referent: Bühler, Bern.

B. Fragen des Eisenbaues.

1. Sicherheitsgrad und zulässige Beanspruchung. Referent: Gehler, Dresden.
2. Die Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung. Referenten: Pigeaud, Paris; Ros, Zürich.
3. Scherung und Stauchdruck bei Nietverbindungen. Referenten: Bylander, London; Findeisen, Dresden; Gallik, Budapest.

C. Fragen des Eisenbetonbaues.

1. Weitgespannte Wölbbrücken. Referenten: Lossier, Argenteuil; Spangenberg, München.

2. Die Schubfestigkeit des Betons. Referent: Mörsch, Stuttgart.
3. Der hochwertige Beton unter Baukontrolle. Referenten: Kleinlogel, Darmstadt; Hübner, Bern.
4. Die Rißsicherheit des Betons. Referent: Probst, Karlsruhe.
5. Die Seitensteifigkeit offener Betonbrücken. Referenten: Hawranek, Brünn (CSR); Ostenfeld, Kopenhagen.

Zudem sollen Sektionssitzungen stattfinden, in denen möglichst kurz gefaßte Vorträge über von den Teilnehmern selbstgewählte Themen gehalten werden.

Anmeldungen für derartige Sektionsvorträge sind bis spätestens zum 1. August bekannt zu geben, ebenso eine Absicht, an der Diskussion über die unter A, B und C vorstehend genannten Vorträge teilnehmen zu wollen.

Alle Zuschriften sind an die Anschrift: 2. internationale Tagung für Brücken- und Hochbau, Wien IV, Technische Hochschule, zu richten.

Rechtsprechung.

Begriff des Poliers im Baugewerbe. (Entscheidung des Reichsarbeitsgerichts vom 18. Jan. 1928. R.A.G. 65/27.) N., ein regelrecht gelernter Bauhandwerker, war seit März 1907 bei dem Bauunternehmer O., nur mit Unterbrechungen während der Kriegszeit, fortwährend in Dienst gestanden. Zunächst war er als Maurer beschäftigt gewesen, dann mehrere Jahre als Vorarbeiter, bzw. Postengeselle, schließlich wurde er auf den Bauten des O. mit Arbeiten beschäftigt, die sonst Poliere zu verrichten pflegen. Er bezog einen Stundenlohn, der bei voller Arbeitsleistung dem tariflichen Wochenlohn eines Poliers gleichkam, bei Unterbrechung der Arbeit durch Feier- und Regentage aber

entsprechend dahinter zurückblieb. Am 18. Mai 1927 hat O. dem N. zum 1. Juni 1927 gekündigt. N. nimmt die im allgemeinen für verbindlich erklärten Reichstarifvertrag für Poliere und Hilfspolier im Baugewerbe vom 14. September 1923 für Poliere vorgesehene Kündigungsfrist von einem Monat in Anspruch, O. hält den N. nur für einen Hilfspolier und demnach entsprechend dem genannten Tarifvertrag eine Kündigungsfrist von vierzehn Tagen für maßgebend. N. beansprucht mit Klage das tarifliche Poliergehalt für Juni 1927. Das Reichsarbeitsgericht hat mit dem Landesarbeitsgericht die Klage des N. abgewiesen. N. war niemals als Polier ausdrücklich angestellt. Er hat zwar im allgemeinen die Funktionen eines Poliers erfüllt, O. hat ihn auch in den Lohnlisten als Polier geführt, in diesen die von N. geleisteten Arbeitsstunden als Polierstunden bezeichnet. Er hat jedoch nicht den in § 4 des genannten Tarifvertrages für Poliere festgesetzten Bedingungen entsprochen. Denn er ist weder mit Führung von Lohnlisten, noch mit der Herstellung von Bauberichten und Handzeichnungen zu Aufmessungs- und Abmessungszwecken jemals beauftragt oder beschäftigt gewesen. Die für Poliere im Tarifvertrag vorgesehene Kündigungsfrist von einem Monat findet daher auf N. keine Anwendung.

Die in § 133aa Reichsger.-Ordn. für gegen feste Bezüge angestellte Personen vorgeschriebene Mindestkündigungsfrist von einem Monat gilt für N. ebenfalls nicht, da er lediglich Stundenlohn bezogen hat. Stundenlohn ist aber kein fester Bezug im Sinne dieser Bestimmung.

Macht der Versicherungsnehmer bei den Verhandlungen über den Abschluß der Versicherung bewußt falsche Angaben über den Wert der versicherten Sachen, so hat der Versicherer ein Rücktrittsrecht gemäß § 16 des Ver.-Vertr.-Ges., selbst wenn er nicht getauscht ist. Trotz des ihm hiernach zustehenden Rücktrittsrechts haftet der Versicherer für schädliche Anweisungen aus Anlaß des Versicherungsfalles. (Entscheidung des Reichsgerichts, VII. Zivilsenat, vom 17. Februar 1928 — VII 529/27.) Laut Versicherungsschein vom 15. September 1925 hat L. Maschinen und maschinelle Betriebseinrichtungen für M. 95 000 und Materialien für M. 10 000 bei der Versicherungsgesellschaft Pr. für die Zeit vom 15. August 1925 bis 15. August 1930 gegen Feuer- und Diebstahlversicherung. Gelegentlich der Verhandlungen mit dem Agenten M. der Versicherungsgesellschaft Pr. hat L. auf dessen Hinweis, er dürfe keine falschen Angaben über den Erwerbspreis der Maschinen machen, diesem als Erwerbspreis der Maschinen M. 35 000 angegeben, obwohl er wußte, daß er die Maschinen nur für M. 10 000 gekauft hatte. Am 24. September 1925 brach ein Brand aus, der die versicherten Maschinen und Materialien beschädigte. Der Bezirksdirektor H. der Versicherungsgesellschaft Pr. wurde bei Besichtigung der Brandstelle von den Arbeitern des L. darauf hingewiesen, daß die zu unterstliegende Baumwolle möglicherweise noch glimme, der Brand infolgedessen von neuem ausbrechen könne. Die Arbeiter verlangten das Fortschaffen der Baumwolle, H. untersagte es jedoch. In der folgenden Nacht brach das Feuer wieder aus und vernichtete die Maschinen. Am 20. Oktober 1925 machte die Versicherungsgesellschaft Pr. geltend, L. habe durch die Angabe eines falschen Erwerbspreises für die Maschinen der ihm gemäß § 11, Abs. 4, der Allg. Vers. Bed. obliegenden Auskunftspflicht zuwider gehandelt, sie daher gemäß § 12, Abs. 2, der Allg. Vers. Bed.; § 6, Abs. 2, des Ver. Vertr. Ges. von ihrer Leistungspflicht befreit und trete gemäß § 10 Ver. Vertr. Ges. vom Verträge zurück. L. hat die Versicherungsgesellschaft Pr. auf Ersatz des ihm durch die Vernichtung der Maschinen erwachsenen teilweisen Brandschadens in Höhe von M. 25 000 verklagt.

Das Reichsgericht steht zwar auf dem Standpunkt, daß von L. jede Auskunft verlangt werden durfte, die der Versicherer zur Feststellung des Umfangs seiner Leistungspflicht für erforderlich hielt, ohne Beschränkung auf die unbedingt notwendigen Auskünfte. Aus der Höhe des Kaufpreises konnte auf den Wert der Maschinen geschlossen werden. Durch die falsche Angabe in dieser Hinsicht hat L. arglistig gehandelt. Wenn auch dadurch keine Täuschung der Versicherungsgesellschaft herbeigeführt ist, so ist sie trotzdem im Sinne von § 12, Abs. 2, Allg. Vers. Bed. von ihrer Leistungspflicht befreit, aber nur von ihrer Leistungspflicht aus dem Versicherungsfalle. Ihre Haftung für das schuldhaft Verhalten des Branddirektors H. gemäß § 278 BGB., die sich ebenfalls auf den Versicherungsvertrag gründet, bleibt davon unberührt gemäß § 11, Abs. 2, der Allg. Vers. Bed. war L. verpflichtet, die Weisungen der Versicherungsgesellschaft und ihrer Vertreter aus Anlaß des Brandfalls zu befolgen und nicht gegen deren Verbote zu handeln. Gerade weil der Versicherte sich bei etwaigen Zuwiderhandlungen sich der Gefahr des Verlustes seines Versicherungsanspruchs aussetzt, sind die Versicherungsgesellschaft und ihre Vertreter zur Beachtung der im Verkehr erforderlichen Sorgfalt und zur Unterlassung von den Versicherungsnehmer schädigenden Anordnungen verpflichtet. Die Versicherungsgesellschaft Pr. haftet daher für die schädigende Anweisung ihres Branddirektors H. und ist daher gehalten, dem L. den ihm erwachsenen Brandschaden zu ersetzen.

Die Verweigerung von tariflich festgelegter Mehrarbeit berechtigt den Arbeitgeber zur fristlosen Entlassung der kontraktbrüchigen Arbeitnehmer. Eine vorherige Verständigung der Arbeitnehmerorganisationen ist nicht erforderlich. (Entscheidung des Reichsarbeitsgerichts vom 22. Febr. 1928 — R.A.G. 78/27.) Durch Schieds-

spruch vom 31. Mai 1927 hatte das auf Grund des Vergleichs vom 11. April 1927 zusammengetretene Schiedsgericht die Arbeitszeit bei der Firma R. vom 1. Juni 1927 für drei Monate auf neun Stunden täglich erhöht. 274 Arbeitnehmer, welche die Mehrarbeit über acht Stunden beharrlich verweigerten, wurden von der Firma R. auf Grund von § 123, Ziff. 3, Reichsgew. Ord. fristlos entlassen. Die Firma R. nimmt klagend den Arbeitnehmersverband, dem die entlassenen Arbeiter angehören, auf Schadensersatz in Anspruch, weil dieser nichts getan hat, um die Arbeiter zur Einhaltung ihrer tarifvertraglichen Verpflichtungen anzuhalten, sondern vielmehr die ausständigen Arbeiter durch Außerungen und Zeitungsartikel in ihrem Tun bestärkt hatte.

Das Reichsarbeitsgericht mißbilligt die Ansicht der Vorinstanzen, daß die Klägerin zunächst durch die Entlassung ohne vorherige Verständigung mit dem Arbeitnehmersverband ihre Friedenspflicht verletzt habe, und daß dadurch die Beklagte ihrerseits von der Einhaltung des Arbeitsfriedens frei geworden sei. Die beharrliche Weigerung der 274 Arbeitnehmer, die festgesetzte Arbeitszeit einzuhalten, berechtigte die Klägerin gemäß § 123 Ziff. 3 Reichsgew. Ord. zur fristlosen Entlassung. Dieses Recht war nicht eingeschränkt durch die im Vergleich vom 11. April 1927 übernommene Friedenspflicht. Nachdem eine größere Zahl Arbeitnehmer die Mehrarbeit ohne weiteres verweigert hatte, und damit kontraktbrüchig geworden war, war die Klägerin berechtigt, diesen Arbeitnehmern gegenüber die ihr geeignet scheinenden Gegenmaßregeln zu ergreifen, ohne vorher als am Abschluß des Vergleichs vom 11. April 1927 beteiligten Arbeitnehmerorganisation Mitteilung machen zu müssen.

Wann ist die erste Prämie „sofort nach Abschluß des Versicherungsvertrages“ gezahlt? (§ 35 Ver. Vertr.-Ges.). (Entscheidung des Reichsgerichts, VII. Zivilsenat, vom 28. Februar 1928 — VII 576/27.) M. hat am 20. August 1924 durch den Agenten B. bei der Versicherungsgesellschaft F. die Versicherung seiner Gebäude vom 23. August 1924 ab gegen Brandschaden beantragt. Am 20. September 1924 ging M. der Versicherungsschein zu, laut dessen er nach Antrag vom 23. August 1924 bis 23. August 1934 gegen Brandschaden versichert sein soll. M. hat am 23. September 1924 an den Agenten B. die erste Prämie gezahlt. Am 22. September 1924 waren die versicherten Gebäude abgebrannt, also der Versicherungsfall bereits eingetreten. Die Versicherungsgesellschaft F. verweigert den Ersatz des Brandschadens, da die Prämienzahlung vom 23. September 1924 nicht rechtzeitig gewesen sei.

Das Reichsgericht hat auf Klage des M. dessen Anspruch gegen die Versicherungsgesellschaft F. auf Ersatz des Brandschadens als begründet anerkannt. Wenn in § 35 des Ver. Vertr.-Ges. vorgeschrieben ist, daß die Zahlung der ersten Prämie „sofort nach Abschluß des Vertrages“ zu erfolgen hat, so ist die Frist, innerhalb deren zu zahlen ist, nach Treu und Glauben unter Berücksichtigung der besonderen Umstände des Falls zu bestimmen. Es ist dabei auf etwaige Hinderungsgründe in der Person des Versicherungsnehmers Rücksicht zu nehmen und darauf abzustellen, ob die erstmalige Gelegenheit zur Zahlung vom Versicherungsnehmer schuldhaft verabsäumt ist. Am 20. September 1924, dem Tage, an dem ihm der Versicherungsschein zugeing, befand sich M. auf einer Geschäftsreise. Der 21. September 1924, ein Sonntag, kam als Zahlungstag nicht in Frage. Dem M. ist es nicht als Verschulden anzurechnen, wenn er am 22. September 1924, dem Brandtag, nicht an die Prämienzahlung gedacht hat. Unter diesen Umständen muß nach Treu und Glauben die Zahlung der Prämie am 23. September 1924, wenn auch nach dem Brandfall, noch als rechtzeitig angesehen werden. Die Versicherungsgesellschaft F. ist daher verpflichtet, dem M. den ihm durch den Brandfall vom 22. September 1924 erwachsenen Schaden zu ersetzen.

Tatsachen aus der Zeit vor Beginn des Dienstverhältnisses können für sich allein keinen wichtigen Grund zur sofortigen Kündigung bilden. Unrichtige Angaben des einzelnen Arbeitnehmers bei der Bewerbung um Arbeit sind nicht als Maßnahmen des Arbeitskampfes entschuldbar. (Entscheidung des Landesarbeitsgerichts Berlin vom 21. März 1928 — 103 S 33/28.) K. war in der Zeit vom 4. Januar bis 12. Februar 1927 Abschlußvertreter und Bezirksleiter in der Bauabteilung der T. G. m. b. H. Am 1. Juni 1927 wurde er bei R. mit monatlicher Kündigung als Angestellter in dessen Baubüro eingestellt. Vor seiner Anstellung mußte er einen Fragebogen mit siebzehn Fragen mit der Versicherung der Richtigkeit und Vollständigkeit ausfüllen. Hierbei unterließ er die Angabe seiner früheren Stellung bei der T. G. m. b. H. Am 30. August 1927 kündigte K. seine Stellung zum 30. September 1927. R., der inzwischen von der früheren Beschäftigung des K. bei der T. G. m. b. H. erfahren hatte, teilte diesem am 1. September 1927 mit, da er in dem Fragebogen eine der Fragen unrichtig beantwortet habe, habe er das Dienstverhältnis mit sofortiger Wirkung auf, und verweigerte die Zahlung des Septembergehalts an K. Dieser hat daraufhin das Septembergehalt gegen R. eingeklagt.

Das Landesarbeitsgericht hält den Anspruch des K. auf das Septembergehalt für begründet. Zwar kann die unrichtige Ausfüllung des Fragebogens, insofern K. seine frühere Beschäftigung bei der T. G. m. b. H. verschwiegen, nicht als Maßnahme im Arbeitskampf an sich entschuldbar sein. Denn der Arbeitgeber hat in der Regel die freie Entscheidung über eine Einstellung. Er hat auch das Recht, dem Arbeitnehmer genaue Fragebogen vorzulegen und dabei zu ent-

scheiden, auf welche Tatsachen er Wert legt. Jedoch hatte R. im vorliegenden Fall keinen wichtigen Grund zur sofortigen Entlassung des K. Der wichtige Grund muß sich auf eine schuldhaftige Verletzung der Dienstverpflichtung beziehen. Tatsachen aus der Zeit vor Beginn des Dienstverhältnisses (Ausfüllung des Fragebogens vor der Einstellung) können für sich allein keinen wichtigen Grund bilden. Selbst wenn die Ausfüllung des Fragebogens bereits als ein Teil der Dienstverpflichtung betrachtet wird, so würde die falsche Ausfüllung im

vorliegenden Fall keinen wichtigen Grund darstellen. Denn es müßte das Vertrauensverhältnis in dem Maße untergraben sein, daß dem Arbeitgeber die Fortsetzung des Dienstverhältnisses auch für die Dauer der Kündigungsfrist nicht zugemutet werden könnte. Dies ist aber hier nicht der Fall. Das Verschweigen der früheren Tätigkeit bei der T. G. m. b. H. ist keine so grobe Verfehlung, daß dem R. die weitere Beschäftigung des T. noch bis Ende September nicht mehr hatte zugemutet werden können.

PATENTBERICHT.

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

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 22 vom 31. Mai 1928.

- Kl. 5 c, Gr. 10. K 96 378. Albert Kozlowicz, Bochum, Christstr. 29. Nachgiebiger eiserner Stempel von geknickter Form für den Grubenausbau. 24. X. 25.
- Kl. 19 c, Gr. 11. H 107 104. Henschel & Sohn G. m. b. H., Kassel. Bitumenwagen mit Wärmeschrank. 28. VI. 26.
- Kl. 20 a, Gr. 16. H 111 863. Emile Joseph Holoye, Fourmies, Nord-Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Caminer, Pat.-Anw., Berlin W 30. Durch Schwerkraft betriebene Förderbahn. 18. VI. 27. Frankreich 21. VI. 26.
- Kl. 20 g, Gr. 1. G 67 759. „Gefia“ Aktiengesellschaft für industrielle Anlagen. Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Spisbach, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Drehscheibe mit unterteilten Hauptträgern. 17. VII. 26. Österreich 21. VII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 33. W 70 029. Westinghouse-Bremsen-Gesellschaft m. b. H., Hannover. Druckluftbremseinrichtung mit durch eine Auslösevorrichtung an der Schiene betätigtem Auslaßventil. 28. VII. 25. Großbritannien 31. VII. 24.
- Kl. 35 b, Gr. 3. D 52 866. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Wippkran. 28. IV. 27.
- Kl. 35 b, Gr. 3. D 53 443. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Wippkran; Zus. z. Anm. D 52 866. 7. VII. 27.
- Kl. 35 b, Gr. 3. D 54 604. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Wippkran; Zus. z. Anm. D 52 866. 20. XII. 27.
- Kl. 37 d, Gr. 40. G 65 771. Hans Geyer, München, Nymphenburger Straße 108. Mauersäge. 16. XI. 25.
- Kl. 37 e, Gr. 9. B 134 362. Georg Baumgarten, Berlin-Cöpenick, Freiheit 16. Schalung für Beton- oder Schlackenbetonwände. 11. XI. 27.
- Kl. 65 f⁵, Gr. 4. H 106 570. Mary Gertrude Holbeach, Portsmouth, Engl.; Vertr.: Paul Müller u. Dr. Wolfgang J. Müller, Pat.-Anwälte, Berlin W 15. Vorrichtung zum Messen von Strömungsrichtungen in verschiedenen Tiefen mittels Flügel. 11. V. 26.
- Kl. 80 a, Gr. 7. B 127 024. Bayerische Berg-, Hütten- und Salzwerke Akt.-Ges., München, Ludwigstr. 16. Mischmaschine für Beton u. dgl. mit Materialaufzug. 25. VIII. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 3. A 49 892. Amme-Luther Werke Braunschweig der „Miang“ Mühlenbau- und Industrie-Akt.-Ges., Braunschweig. Verfahren zur Herstellung von weißem Zement aus gefärbten, z. B. eisenhaltigen Rohstoffen. 27. I. 27.
- Kl. 80 c, Gr. 5. L 68 372. Dipl.-Ing. Otto Lellep, Reval, Estland; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Brennen von Zement mit Granulierung des Rohstoffs vor dem Brennen. 2. IV. 27.
- Kl. 80 c, Gr. 17. R 67 501. Thomas Rigby, London; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von Zement nach dem Naßverfahren. 23. VII. 25. Großbritannien 3. XII. 24.
- Kl. 80 d, Gr. 11. K 103 501. Dipl.-Ing. Wilhelm Kosfeld, Dortmund, Rheinische Str. 171. Behauen von Gesteinen mittels eines umlaufenden, die Schneidenträger schwingbar an seinem Kranze tragenden Werkzeugs. 23. III. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 96. B 128 408. Bamag-Meguain Akt.-Ges., Berlin NW 87, Reuchlinstr. 10—17. Einrichtung zum Lösen des beim Kippen im Wagen zurückbleibenden Fördergutes mittels Walzenbürste. 24. XI. 26.
- Kl. 81 e, Gr. 126. L 62 946. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Verfahren und Absetzer zum Einebnen von Aufnahmegräben für Schüttgut. 9. IV. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 126. L 64 330. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Absetzer. 26. X. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 126. L 65 568. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Haldenschütthanlage. 8. IV. 26.
- Kl. 81 e, Gr. 126. L 66 531. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Haldenschütthanlage. 17. IV. 26.
- Kl. 81 e, Gr. 126. L 69 106. Lübecker Maschinenbau-Akt.-Gesellschaft, Lübeck. Verfahren zum Fördern von Abraummassen auf Halden. 2. VII. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 127. L 69 108. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Verfahren zur Beseitigung von Abraum. 2. VII. 27.

- Kl. 85 d, Gr. 1. K 104 654. Graf Georg Keglevich, Budapest; Vertr.: Dr.-Ing. Ernst Boas, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Filter für Rohrbrunnen aus zwei oder mehr ineinander geschobenen, dicht aneinander liegenden Rohren, deren Filterlöcher einander decken. 15. VI. 27.
- Kl. 85 e, Gr. 18. S 66 168. Dipl.-Ing. Gustav O. A. Liebau, Berlin-Weißensee, Caseler Str. 2. Rohrreiner zum Durchziehen durch Kanalisationsleitungen mit einem Bürsten und andere Reinigungswerkzeuge tragenden, allseitig auf Rollen geführten Gestell. 29. VI. 26.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 22 vom 31. Mai 1928.

- Kl. 5 c, Gr. 10. 461 489. Charles Gascard, Wiesbaden, Kaiser-Friedrich-Ring 76. Vorrichtung zum Rauben eines zweiseitigen Grubenstempels. 5. VIII. 26. G 67 909.
- Kl. 5 d, Gr. 14. 461 437. Dipl.-Ing. Franz Abt, Frankfurt a. M., Schäfflestr. 4. Bergeversatzmaschine mit rotierendem Kranz. 22. II. 27. A 50 122.
- Kl. 20 i, Gr. 8. 461 479. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Rillenschienenweiche mit Federzunge. 7. XI. 26. V 21 841.
- Kl. 20 k, Gr. 4. 461 377. Wilhelm Wäsche, Altona, Oeversee 29. Endverschluß für Kabel an isolierten Schienen- und Gleisstrecken. 1. VII. 27. W 76 425.
- Kl. 21 c, Gr. 2. 461 493. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Elektrisch isolierende Masse für den Bau von Trennwänden u. dgl. 7. XI. 26. I 29 494.
- Kl. 35 b, Gr. 3. 461 656. Naamlooze Vennootschap Werf Gusto voorheen Firma A. F. Smulders, Schiedam, Holland; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Wippkran mit wagrechtem Lastweg. 24. XI. 25. N 25 254. Holland 21. IV. 25.
- Kl. 37 e, Gr. 6. 461 658. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Arbeitsbühne. 13. II. 26. M 93 313.
- Kl. 37 f, Gr. 1. 461 514. Walter Brandt, Berlin-Halensee, Hektorstraße 7, Heinrich Barth u. Richard Thielecke, Berlin NW 52, Paulstr. 9. Umwandeltbare Sporthalle. 15. V. 25. B 119 880.
- Kl. 37 f, Gr. 7. 461 515. Hermann Apel, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Straße 19. Schaltzelle. 19. XI. 24. A 43 615.
- Kl. 38 h, Gr. 2. 461 389. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zum Konservieren von Holz. 12. XII. 25. M 97 397. V. St. Amerika 16. XII. 25.
- Kl. 42 c, Gr. 9. 461 428. Aerogeodetic Maatschappij voor Aerogeodesie in Amsterdam und Berlin, Berlin-Zehlendorf. Kartierungsgerät für Meßbildpaare. 27. VI. 26. A 48 092.
- Kl. 65 a¹⁴, Gr. 3. 461 607. Société Industrielle des Procédés W. A. Loth, Paris; Vertr.: K. Osius u. Dr. A. Zehden, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Einrichtung, insbesondere zur Führung von Fahrzeugen durch Bestimmung der Richtung magnetischer oder elektromagnetischer Felder; Zus. z. Pat. 453 733. 22. VIII. 23. S 63 606. Frankreich 23. IV. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 8. 461 475. Millar's Machinery Company, Limited, London; Vertr.: Dr.-Ing. E. Boas, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zur Zuführung des Arbeitsguts zu Aufbereitungsmaschinen für Wegebaumaterial u. dgl. 3. XII. 25. M 98 871. Großbritannien 19. III. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 51. 461 533. Johann Leßnig, Sinzig a. Rh. Verfahren zur Herstellung von bewehrten, eckigen Behältern aus Beton. 30. IX. 25. L 64 182.
- Kl. 80 d, Gr. 15. 461 419. Heinrich Schnellen, Bornstr. 116 u. Heinrich Buschkamp, Heroldstr. 67, Dortmund. Einstellvorrichtung für winkelrecht behauene Fliesenplatten u. dgl. 22. VII. 27. Sch 83 475.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 461 485. Maschinenbau-Akt.-Ges. vormals Starke & Hoffmann, Hirschberg i. Schles. Antrieb für Wehre mit Segmentaufsatz und getrennten Hubmitteln für Wehrkörper und Aufsatz. 8. I. 24. B 112 230.
- Kl. 84 c, Gr. 1. 461 685. Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Saugbrunnen für Grundwasserabsenkungen; Zus. z. Pat. 425 327. 18. VI. 24. S 66 310.
- Kl. 85 b, Gr. 2. 461 537. Wayne Tank & Pump Co., Fort Wayne, Ind., V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Kleinschmidt, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Wasserenthärtungsapparat. 2. VIII. 24. W 66 784. V. St. Amerika 4. IV. 24.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Erd- und Eisenbahnbau. Von Studienrat Reg.-Baumeister W. Zippel, Berlin-Steglitz. (Bautechnische Lehrhefte für den Unterricht an Baugewerkschulen und für die Praxis.) Verlag Dr. Max Jänecke, Leipzig 1927. Preis RM 1,40.

Auf 88 Druckseiten hat der Verfasser die beiden im bautechnischen Schrifttum sonst bündelnden Gebiete, den Erdbau und den Eisenbahnbau, zusammengefaßt als Lehrbehelf für den Unterricht an Baugewerkschulen. Es ist von vornherein klar, daß von dem behandelten umfangreichen Stoff auf so beschränktem Raume nur das Wichtigste gebracht werden kann und ein tieferes Eindringen nicht möglich ist. Anspruch auf Vollständigkeit wird der Verfasser mit diesem Buche nicht erheben wollen. Einzelne Abschnitte, wie z. B. Werkstättenbahnhöfe, sowie der Bau von Straßenbahnen, Stadtschnellbahnen und Steilbahnen, werden überhaupt nicht erwähnt. Der Stoff ist geschickt gegliedert und übersichtlich geordnet, die Darstellung leicht faßlich. Es wäre vorteilhaft gewesen, den Text durch Skizzen und Figuren, die gänzlich fehlen, zu veranschaulichen und zu erläutern. Ebenso fehlen jegliche Literaturhinweise zum eingehenderen Studium von einzelnen Fragen der behandelten Gebiete. Dreßler.

„Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau.“ Ein wirtschaftlicher Vergleich. Von Dr. techn. Gustav Spiegel. Berlin 1928. Julius Springer, Preis geheftet RM. 1,90.

Das 37 Seiten starke, im Hinblick auf die zunehmende Verwendung von Eisen und Stahl im Geschoßbau besonders zeitgemäße Bandchen enthält eine hochinteressante Gegenüberstellung der beiden Bauweisen Stahl und Eisenbeton. Der Schrift kommt ein besonderer Wert in erster Linie darum zu, weil der Verfasser den Gegenstand außerordentlich sorgfältig und durchaus unvoreingenommen behandelt, so daß sowohl der Eisenkonstrukteur sowie der Eisenbetoningenieur großen Nutzen daraus ziehen können.

Der Inhalt besteht aus zwei Hauptabschnitten. Im ersten Teil bespricht der Verfasser die Dissertation von Dr.-Ing. E. Frank aus Braunschweig, betitelt: „Vergleichende Betrachtungen über die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisen und Eisenbeton im Geschoßgroßbau“, welche auch den Anlaß zur Herausgabe der vorliegenden Schrift bildete. Frank behandelt jedoch den Gegenstand in mehr einseitiger Weise vom Standpunkt des Eisenbeton-Fachmannes. Er benutzt hierzu das typische Beispiel eines Geschoßgroßbaues von 7 Etagen und 66 x 60 m Grundfläche unter Berücksichtigung verschiedener Nutzlasten von 250 bis 2000 kg/m² und kommt auf Grund unrichtiger und ungünstiger Annahmen für den Eisenbau zu dem Ergebnis, daß diesem nur mehr eine beschränkte Wettbewerbsfähigkeit zukommt, trotzdem die Deckenkonstruktionen wesentlich billiger sind, als bei Ausführungen in Eisenbeton.

Spiegel stellt im zweiten Teil seiner Schrift unter eingehender Überprüfung und Zergliederung der Berechnungsgrundlagen und unter Berücksichtigung tatsächlicher Verhältnisse eine vergleichende Untersuchung für das von Frank gewählte Gebäude an. Bei nach unten zunehmenden Nutzlasten erzielt er eine genauere Festlegung der Aufgabe und damit auch eine klare und übersichtliche Gegenüberstellung der beiden Bauweisen. Ergänzend sind auch die von Frank ganz unberücksichtigt gelassenen Fundamente in die Betrachtung mit einbezogen. Dadurch ist ein übersichtlicher Vergleich der gesamten Baukosten getrennt nach Decken und Stützen bis ins einzelne ermöglicht. Hierbei ergibt sich die wirtschaftliche Überlegenheit des Eisenbaues bis unterhalb der Kellerdecken. In der Gesamtheit weist aber der Eisenbau

im Gegensatz zu den Frankschen Schlußfolgerungen eine Ersparnis auf, die nach den Berechnungen Spiegels 4,9% ausmacht. Wie wenig zuverlässig die Frankschen Ermittlungen sind, geht auch daraus hervor, daß seine wirtschaftlichen Schlußfolgerungen von Spiegel geradezu umgekehrt werden können, obgleich Spiegel, die teilweise zu niedrig eingesetzten Preise für die Eisenkonstruktionen erhöht und für die Ausführungen in Eisenbeton noch günstigere Lösungen nachweisen konnte als Frank.

Außer den unmittelbaren Baukosten hat Spiegel noch sehr eingehend die Bauzeiten und alle übrigen aus dem Nutzwert des Bauwerkes sich ergebenden Fragen behandelt, insbesondere auch die Frage der Raumausnutzung. Hierbei zeigt sich nach den genauen zahlenmäßigen Ermittlungen Spiegels der größere Vorteil des Stahlbaus sowohl in Bezug auf die Höhenentwicklung als auch namentlich in der durch die schlankeren Stahlstützen ermöglichten besseren Ausnutzung des teureren Grund und Bodens.

Das von Frank gewählte und von Spiegel übernommene Beispiel ist für die Eisenbetonbauweise sehr günstig. Bei größeren freien Stützweiten tritt die Überlegenheit des Eisenbaus noch mehr zu Tage. Ich möchte daher anregen, bei ähnlichen künftigen Arbeiten auch solche Verhältnisse in den Kreis der Betrachtung zu ziehen und vielleicht auch höhere Gebäude von 12 oder 15 Stockwerken zu behandeln.

Die zahlreichen von Spiegel ausgearbeiteten Tafeln dürften auch besonders für Architekten und Bauherren, denen die Entscheidung über die zu wählenden Bauweisen obliegt, außerordentlich wertvoll sein. Das Studium des Werkchens kann daher nur sehr empfohlen werden, zumal beide Bauweisen sehr sachlich behandelt sind.

Dipl.-Ing. Emil Schäffer.

Ludwig Franzius. Oberbaudirektor der freien Hansestadt Bremen 1875—1903. Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. E. h. G. de Thierry (Schriftenreihe Deutsches Museum). Din A 5, IV/33 Seiten mit 1 Bildnis. Preis broschiert RM. 1,—, für VDI-Mitglieder RM. 0,90. (VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin NW 7.) 1928.

Das im Jahre 1896 von Ludwig Franzius herausgegebene Buch „Aus meinem Leben. Erinnerungen und Meinungen für mich und die Meinigen niedergeschrieben“ hat die Grundlage für die vorliegende Schrift gebildet, in der mit liebevoller Hand und feinsinnigem Verständnis das Leben und Wirken des herrlichen Menschen und großen Ingenieurs geschildert ist. Des Dankes der Fachwelt darf der für diese Veröffentlichung besonders berufene Verfasser sicher sein.

H. Engels.

Die Eigenschaften des Portlandzementes. Von Dr. G. Haegermann. Sonderdruck aus Zement 1927, Nr. 44. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 1927.

Der von Dr. G. Haegermann auf der Festtagung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten am 30. August 1927 gehaltene Festvortrag liegt nunmehr als Sonderdruck vor. Ihn in geschlossener Form zu besitzen, wird nicht nur allen Teilnehmern an der Jubelfeier vom 30. August, sondern allen Fachgenossen willkommen sein. Bringt doch der Vortrag die Entwicklung der deutschen Zementindustrie in den letzten sechs Jahrzehnten, im besonderen die Ausgestaltung und die Fortschritte des Portlandzementes selbst und die hierfür maßgebenden Entwicklungsverhältnisse und Gründe bis zu der neuesten Errungenschaft, dem hochwertigen Portlandzement und seinen Eigenschaften. M. Foerster.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

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

Professor Krey †.

Wir erhielten die traurige Nachricht, daß Herr Oberregierungsrat und Baurat Professor Dr.-Ing. E. h. Krey am 15. Juli d. Js. gestorben ist. Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen wird den Dahingegangenen, der an den Bestrebungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen stets regen Anteil nahm und noch letzthin an den Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Baugrundforschung als bekannter Forscher auf diesem Gebiete mitwirkte, in dauerndem, ehrendem Gedächtnis behalten.

Geschäftsbericht.

Der Verein deutscher Ingenieure hat einen Geschäftsbericht herausgegeben, der ein Bild über seine umfassende Tätigkeit und die der ihm befreundeten Gesellschaften bietet. Dieser Geschäftsbericht kann durch Vermittlung der Geschäftsstelle der D. G. f. B., Berlin NW 7, Ingenieurhaus, von unsern Mitgliedern in je einem Stück kostenlos bezogen werden.

Warum suchen Sie lange und vergeblich?

Daß man gewöhnlich sehr große Mühe aufwenden muß, wenn man Veröffentlichungen über irgendeine bestimmte Frage des Bauingenieurwesens auffinden will, ist eine bekannte Tatsache. Mit solchen Nachforschungen geht immer viel Zeit verloren. Häufig sucht man auch noch vergebens.

Um ihren Mitgliedern diese langwierige und in vielen Fällen vergebliche Arbeit abzunehmen, hat die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen in ihrer Geschäftsstelle eine Literaturkartei für das gesamte Bauingenieurwesen eingerichtet, die möglichst vollständig geführt und durch regelmäßige Ergänzungen auf dem Laufenden gehalten wird. Auf Hand dieser Kartei können die Mitglieder der Gesellschaft beim Aufsuchen von Veröffentlichungen über ein bestimmtes Gebiet unterstützt werden. Die Auskunft wird kostenlos erteilt. Entsprechende Anfragen sind unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftsstelle der D. G. f. B., Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu richten. Beim Abfassen der Anfrage achte man darauf, derselben einen möglichst engen Rahmen zu geben. Allgemein gehaltene Anfragen erfordern sehr große Zusammenstellungen. Die Geschäftsstelle weist darauf hin, daß sie sich gern der Mühe unterzieht, Auskunft über gesuchte Veröffentlichungen zu geben. Zum Aufstellen von seitenlangen Quellenverzeichnissen mangelt es ihr aber an Zeit.