

# DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang

17. September 1926

Heft 38

## DAS EISENBETONDRUCKROHR DER WASSERKRAFTANLAGE RADAUWERK BEI DANZIG.

Von Dr.-Ing. Enzweiler, Siemens Bauunion, Berlin.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 6. März 1926 zu Berlin.

Das Eisenbetondruckrohr, das im nachfolgenden näher behandelt werden soll, gehört zu den Ausführungen, bei denen der Eisenbeton an der Grenze seiner Verwendbarkeit liegt. Eisenbetonrohre an und für sich bieten nichts Neues und sind zahlreich ausgeführt. Das hier in Rede stehende Druckrohr verdient jedoch deshalb besonderes Interesse, weil es einen inneren Wasserüberdruck von 2,5 at bei einer Größe von 3,60 m Ø hat. Das Hauptgewicht lag in diesem Falle, wo die Zugbeanspruchung des Betons ausschlaggebend ist, in der Wahl einer Konstruktion, so daß Rissebildungen im Beton vollständig vermieden werden, da nur auf diese Weise die Wasserdichtigkeit von 25 m Wasserdruck erreicht werden kann. Es wird in folgendem ausgeführt, wie sowohl in der Berechnung als auch in der Konstruktion zur Erzielung der geforderten Rissefreiheit des Betons vorgegangen wurde.

Eisenbetonrohre in ähnlichen Abmessungen mit einem inneren Wasserüberdruck höher als 2 at sind in Europa nicht zahlreich. In Deutschland ist eine Ausführung in diesen Abmessungen nicht bekannt. In der Zahlentafel sind die

Ausgeführte Eisenbetondruckrohrleitungen über 3,00 m Durchmesser und 2 at Innendruck.

Anlage	Innen-	Höchster
	durchmesser	Innendruck
	m	at
Saint-Julien Montriches (Frankreich)	4,0	4,2
Pontamafrey (Frankreich)	4,0	4,0
Albelda (Spanien)	4,0	2,6
Gideabacka (Schweden)	4,0	2,6
Radaunewerk	3,6	2,5
Arreau-Sarrancolin (Frankreich)	3,3	3,0
Roberts (Frankreich)	3,3	2,5
Clavaux (Frankreich)	3,3	2,5
Rioupéroux (Frankreich)	3,3	2,4
Sechilienne (Frankreich)	3,3	2,1
Champ a/Isère (Frankreich)	3,3	2,0

wesentlichsten in Europa vorkommenden Eisenbetondruckleitungen über 2 at bei gleichzeitigem Durchmesser über 3 m zusammengestellt. Aus der Zahlentafel geht hervor, daß weitaus die größte Zahl dieser Rohre in Frankreich vorkommt und daß

der Eisenbeton noch für einen Innendruck bis zu 4,2 at als verwendbar angesprochen werden kann.

Das hier behandelte Eisenbetondruckrohr ist als Teil des Werkgrabens der im Jahre 1925 in Betrieb genommenen Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig anzusprechen (vergl. Abb. 1). Der Obergraben, der das Wasser der Radaune zum Krafthaus führt, überquert eine Talmulde, so daß die Aufgabe vorlag, entweder die Talmulde zuzuschütten, wobei über 20 m hohe Dämme notwendig gewesen wären, oder aber das Wasser der Radaune, dem Tale folgend, in einem Trocken-



Abb. 1. Lageplan der Wasserkraftanlage Radaunewerk.

dücker über die Talmulde fortzuleiten. Gegen die Ausbildung des Obergrabens mit Hilfe von 20 m hohen Dämmen sprach die Gefahr von Durchbrüchen und die Notwendigkeit einer längeren Bauzeit, in der sich die geschütteten Bodenmassen ablagern konnten. Man entschloß sich zu einer Eisenbetondruckrohrleitung, die zur Führung von 21 cbm Wasser/sec. einen Querschnitt von 3,60 m l. Dmr. erhielt, bei einer Wassergeschwindigkeit von 2 m/sec. In Abb. 2 ist ein Längsschnitt durch den Trockendücker gegeben. Das Betonrohr ist mit einem besonderen Bauwerk, auf das ich noch zurückkomme, an das Sammelbecken angeschlossen. Das Rohr selbst hat eine Länge von 824 m und ist an der höchsten Stelle mit einem Wasserschloß

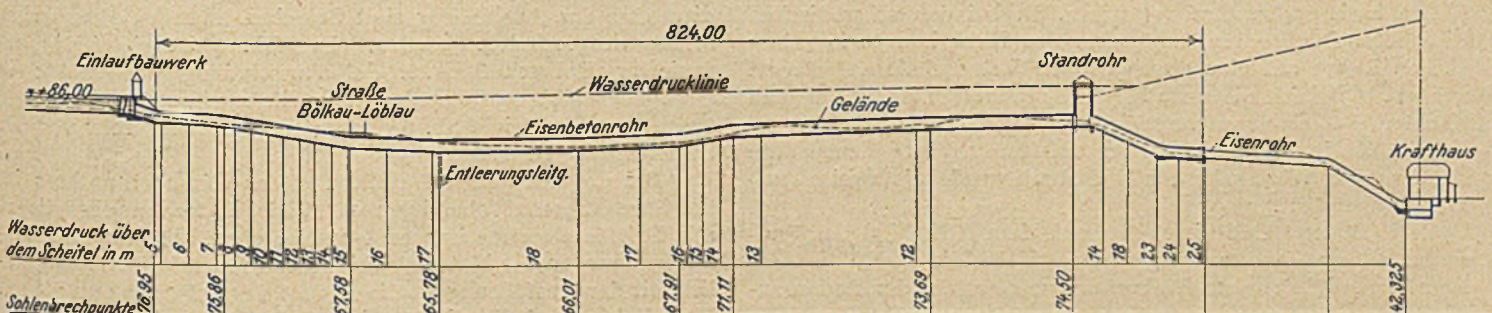


Abb. 2. Längsschnitt durch das Eisenbetondruckrohr.



versehen; der nach dem Krafthaus abfallende Rohrteil ist bei einem Wasserdruck über 25 m in ein eisernes Rohr übergeführt, das dann im Krafthaus endet.

In Abb. 3 ist der Normalquerschnitt durch das Rohr sowie ein Längsschnitt dargestellt, aus dem gleichzeitig die Auflagerung zu erkennen ist. Für die Auflagerung bestand die Möglichkeit, entweder das Rohr direkt auf den Boden aufzu-

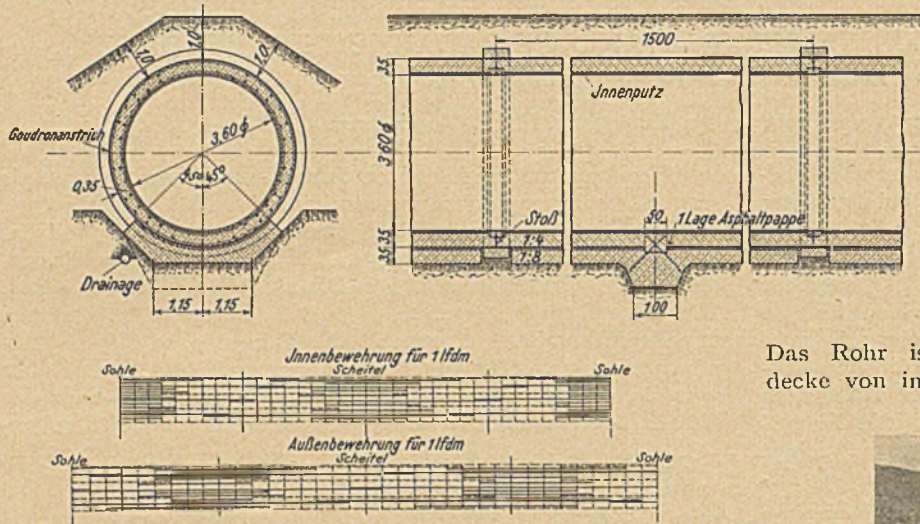


Abb. 3. Quer- und Längsschnitt durch ein Rohrstück. Anordnung der Eisenbewehrung.

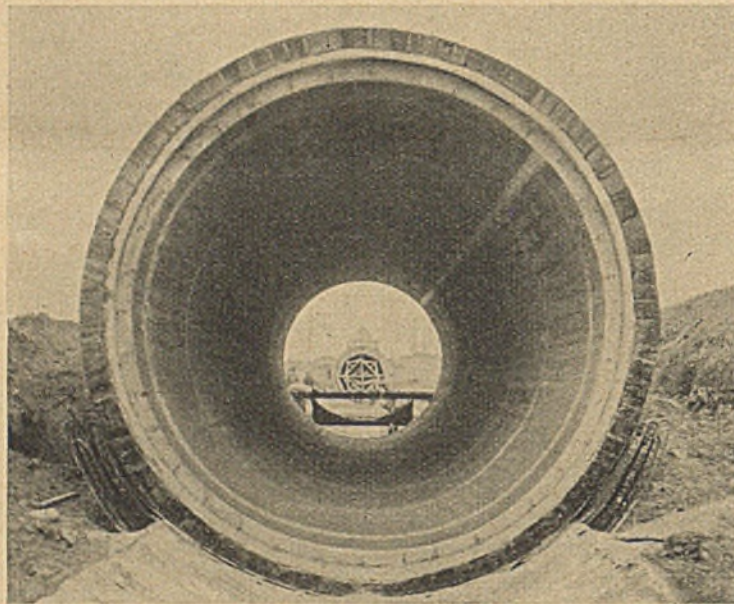


Abb. 4. Fertig betoniertes Rohrstück.

setzen, sei es mit wagerechter Ausbildung der Rohraufsatzflächen, sei es durch Einbettung des Rohres in einen bis zur Hälfte kreisrunden Graben, wie z. B. bei den schwedischen Eisenbetondruckrohren, oder aber das Rohr konnte in seiner ganzen Länge auf eine durchgehende Betonschale aufgelagert werden. Obgleich die erste Möglichkeit billiger ist, hat sie den Nachteil, daß sie gegen verschiedenartige Setzungen des Betons empfindlich ist. Es wurde jedoch auf klare statisch übersichtbare Bedingungen Wert gelegt, und deshalb wurde die zweite Auflagerung gewählt.

Die Bodenverhältnisse, die nach dem Aufschluß der Baugrube angetroffen wurden, rechtfertigten die gewählte Auflagerform. Hinter dem Einlaufbauwerk besteht der Boden zunächst aus Kies und feinem Sand, talwärts zu wechselten dann Schichten von Lehm und Kies, selbst moorige Stellen wurden

angetroffen. Da die Schichten meist schräg, zum Teil sogar senkrecht auslaufen, wechselte der Baugrund innerhalb kurzer Strecken mehrfach. Um zu erreichen, daß nur reine Auflagerkräfte aufgenommen werden, ist auf die Auflagerschale eine Lage Asphaltisolierpappe aufgebracht worden. Das Rohr selbst ist aufgelöst in einzelne Rohrschüsse von 15 m Länge mit dazwischenliegenden Temperaturfugen. An den Temperaturfugen, die später noch behandelt werden, ist eine Eisenbetonmuffe über das Rohr gelegt; an dieser Stelle ist die Auflagerschale des Rohres unterbrochen. In der Mitte eines 15-m-Rohrschusses ist eine Verankerung der Rohrwandung mit der Betonunterlage hergestellt, so daß also nach beiden Seiten von diesem Ankerpunkt das Rohr frei auf seiner Fundamentplatte gleiten kann. An der Hangseite ist neben dem Rohr eine durchgehende Drainage eingebaut, die die Drainierung des Auflagers bewirkt.

Das Rohr ist in seiner ganzen Länge mit einer Boden- decke von im Mittel 1 m Stärke versehen, um es einerseits

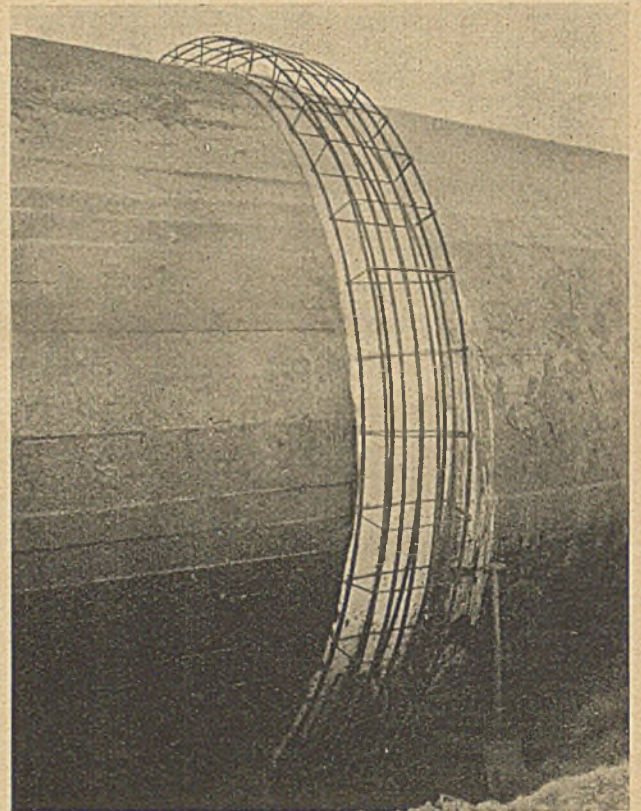


Abb. 5. Eisenbewehrung einer Rohrmuffe.

vor Beschädigungen zu schützen und um es andererseits den Temperatureinwirkungen möglichst wenig auszusetzen. Durch diese Art der Ausbildung sind Setzrisse und Temperaturrisse restlos ausgeschaltet worden. In Abb. 4 ist ein fertig betonierter Rohrschuss nach der Ausschalung dargestellt; in Abb. 5 eine Rohrmuffe an der Stoßstelle vor ihrer Fertigstellung zu erkennen und in Abb. 6 das fertige Eisenbetonrohr vor der Zuschüttung zu sehen.

Bei der statischen Berechnung des Eisenbetonrohres ist der Grundsatz maßgebend gewesen, in der Berechnung möglichst alle Einflüsse rechnerisch zu erfassen, dann aber mit den Beanspruchungen des Materials mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit der Ausführung an die Grenze des Zulässigen zu gehen. Es soll hier auf die nicht uninteressanten statischen Berechnungen etwas näher eingegangen werden.



Die gewählte Kreisringform hat den Vorteil, daß sie statisch klar zu erfassen ist. Für das Auflager wurde die Annahme gemacht, daß der spezifische Auflagerdruck abnimmt mit dem

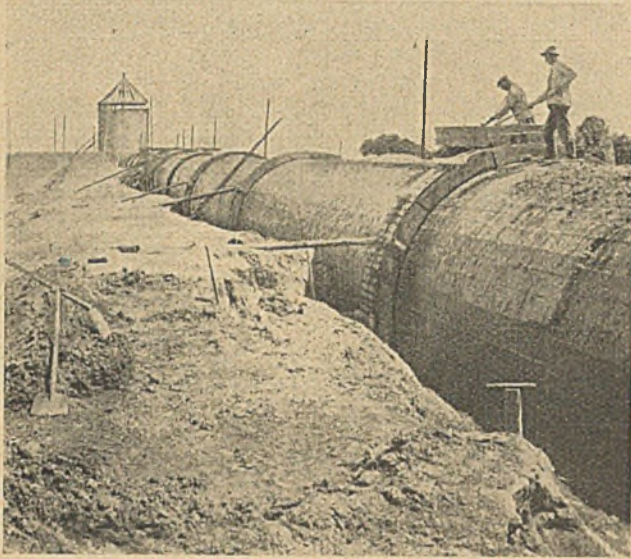


Abb. 6. Fertige Eisenbetondruckrohrleitung.

Cosinus des Zentriwinkels  $\varphi$ , der vom senkrechten Durchmesser und dem Radius gebildet wird, der in der Richtung des betreffenden Auflagerdruckes liegt.

Der Kreisring ist als geschlossener Rahmen dreifach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größen werden das Moment  $X_a$ , die Längskraft  $X_b$  und die Querkraft  $X_c$  im Scheitel eingeführt. Ihr Angriffspunkt wird der einfacheren Berechnung wegen im Mittelpunkt angenommen. Wegen der zum senkrechten Durchmesser symmetrischen Belastung fällt eine statisch unbestimmte Größe, nämlich die Querkraft  $X_c$  fort.  $X_a$  und  $X_b$  können dann nach Castigliano aus den Formeln

$$\int M \frac{dM}{dX_a} \cdot \frac{ds}{EJ} = 0, \quad \int M \frac{dM}{dX_b} \cdot \frac{ds}{EJ} = 0$$

berechnet werden. Da als Angriffspunkt von  $X_b$  und  $X_a$  der Schwerpunkt des Kreisringes gewählt worden ist, so erhält man

aus der ersten Gleichung direkt den Wert  $X_a = \frac{\int M_o \cdot ds}{2 \pi \cdot R_m}$ ,  
aus der zweiten Gleichung  $X_b = \frac{\int M_o \cdot y \cdot ds}{\pi \cdot R_m^3}$ . Moment und Normalkraft in einem beliebigen Querschnitt ergeben sich dann aus

$$M = M_o + X_a + X_b \cdot y, \quad N = N_o + X_b \cdot \cos \alpha.$$

Auf diesem Wege wurden für sämtliche Belastungszustände — Eigengewicht, Wassergewicht, Erdauflast, Auflagerdruck — Momente und Normalkräfte für alle Querschnitte berechnet, die sich durch eine Teilung des Kreisringes in 36 Teile (entsprechend  $10^\circ$ ) ergeben. Dabei wurde in allen Fällen eine punktförmige Auflagerung angenommen. Bei der Zusammensetzung von Belastungs- und Auflagerdruck hob sich dieser punktförmige Auflagerdruck dann auf. Auf diese Weise erhält man folgende Ergebnisse:

- |                   |  |
|-------------------|--|
| 1. Eigengewicht:  | $M = \mu \cdot d \cdot g \cdot R_m^2$<br>$N = \mu \cdot d \cdot g \cdot R_m^2$ |
| 2. Wassergewicht: | $M = \mu \cdot R_m \cdot R_i^2$<br>$N = \mu \cdot R_i^2$                       |
| 3. Erdauflast:    | $M = \mu \cdot p \cdot R_m^2$<br>$N = \mu \cdot p \cdot R_m$                   |
| 4. Auflager:      | $M = \mu \cdot P \cdot R_m$<br>$N = \mu \cdot P.$                              |

Hierin bedeuten:

- $R_m$  = mittl. Radius in m = 1,975 m,
- $d$  = Wandstärke in m = 0,35 m,
- $g$  = Eigengewicht des Eisenbetons = 2,4 t/cbm,
- $R_i$  = innerer Radius = 1,8 m,
- $p$  = Erdauflast pro qm,
- $P$  = senkrechte Belastung des Auflagers.

Die Zahlen  $\mu$  hängen dabei nur noch von der Lage des Querschnittes ab; sie sind natürlich auch bei den einzelnen Belastungszuständen verschieden. Sämtliche vier Belastungszustände zusammengesetzt ergeben die auf Abb. 7 gezeigte Momenten- und Normalkraftlinie.

Zu den Normalkräften, wie sie oben berechnet worden sind, kommen noch die Zugkräfte, die durch den im Scheitel herrschenden Überdruck entstehen. Ist  $h$  die Druckhöhe in m, oder besser der Überdruck in t/qm, so ist diese Zugkraft  $Z = h \cdot R_i$ . Bei der Bestimmung der Druckhöhe müssen natürlich die Schwankungen, die im Wasserschloß auftreten, und die Stöße, die beim Schließen der Turbinen entstehen und sich im Rohr hinter dem Wasserschloß bemerkbar machen, berücksichtigt werden. Der höchste Wasserspiegel, der im Standrohr beim Schließen aller Turbinen auftritt, liegt auf Höhe 90,5, der höchste Stauspiegel am Einlaufbauwerk auf Höhe 86,0. Verbindet man beide Wasserspiegel miteinander, so erhält man die größten Druckhöhen, die oberhalb des Wasserschlosses auftreten können. Dabei ist die Annahme gemacht, daß der Druck vom Wasserschloß aus zum Einlaufbauwerk hin gradlinig abnimmt. Die Turbinenstöße wurden durch einen Aufschlag von 75% auf die statische Druckhöhe, die an der Turbinenachse besteht, berücksichtigt. Trägt man diese erhöhte Druckhöhe

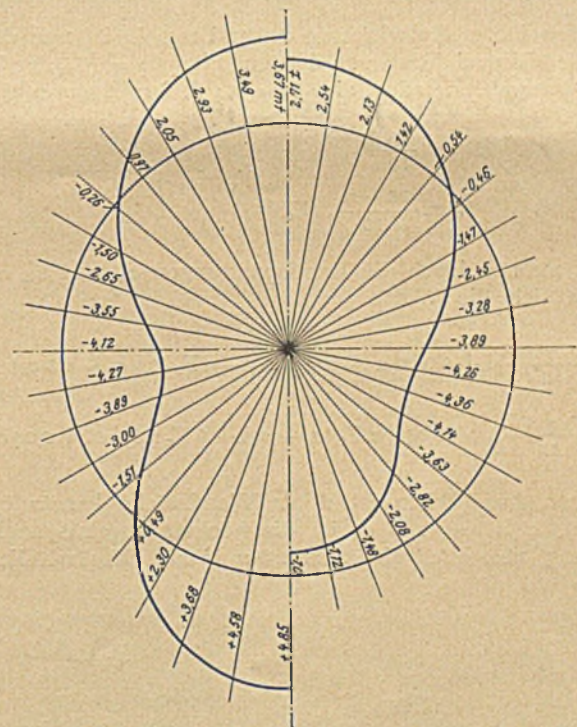


Abb. 7. Gesamtmomente und Normalkräfte.

an der Turbine auf, und verbindet ihren obersten Endpunkt mit der Höhe 86,0 im Wasserschloß, so erhält man die Druckhöhen hinter dem Wasserschloß; nur in dessen Nähe tritt noch ein höherer Druck auf wenn der Wasserspiegel im Wasserschloß nach dem Schließen der Turbine seinen höchsten Stand erreicht hat. Für das in Frage kommende kurze Stück der Rohrleitung wurde diese Druckhöhe als wagerecht verlaufend angenommen.

Infolge des Unterschieds in den Druckhöhen wechseln natürlich auch die Dimensionen des Rohrquerschnittes ziemlich stark. Zur Vereinfachung der Schalung wurde jedoch eine einheitliche Wandstärke von 35 cm festgehalten und mit der



Eisenstärke entsprechend gewechselt. Man beschränkte sich nicht, wie meist üblich, auf die Ermittlung der Kräfte in den Querschnitten am Scheitel, an der Sohle und in der Höhe des wagerechten Durchmessers, um dann den ungünstigsten Querschnitt zugrunde zu legen, sondern, um eine möglichst günstige Anpassung des Eisenquerschnittes an die Beanspruchung zu erzielen, wurden 19 verschiedene Querschnitte untersucht. Bei der wechselnden Druckhöhe von 4 m auf 25 m ergab dies nicht weniger als 418 zu untersuchende Querschnitte. Man hat damit zwar den Nachteil sehr vieler Positionen für die verschiedenen Rundeisen in Kauf zu nehmen, ein Nachteil, der jedoch gegenüber der ersparten Eisenmenge nicht ins Gewicht fällt. Zur Erleichterung der Berechnung sind Zahlentafeln angefertigt worden, aus denen für eine bestimmte Kombination von Moment und Normalkraft die Eisenquerschnitte nur abzulesen sind.

Bedeutet in einem Querschnitt S die Summe aller Betonspannungen, so ist die Normalkraft

$$N = S + \sigma_e f_e + \sigma_e' f_e'$$

$\sigma_e$  und  $\sigma_e'$  sind die Spannungen der Eiseneinlagen und haben den  $n (= 15)$ -fachen Wert der Betonspannungen, die an derselben Stelle auftreten, M ist gleich dem Moment dieser Kräfte in bezug auf die Mittelachse, also

$$M = M_s + \sigma_e f_e e + \sigma_e' f_e' e$$

Bei der weiteren Entwicklung dieser Formeln ist nun der Abstand der Eiseneinlagen von der Außenkante  $= \frac{1}{10}$  der Wandstärke d gewählt worden, also  $e = 0,4 d$ , ferner wurde gesetzt:

$$f_e = \frac{\alpha}{10} F_e$$

$$f_e' = \frac{10 - \alpha}{10} F_e \quad (F_e = f_e + f_e')$$

Drückt man S durch die Randspannungen  $\sigma_z$  und  $\sigma_b$  aus, so ergeben sich die Werte

$$N = \frac{\sigma_z - \sigma_b}{2} d + 0,08 n \alpha F_e (\sigma_z + \sigma_b) - n F_e (0,9 \sigma_b - 0,1 \sigma_z)$$

$$M = \frac{\sigma_z + \sigma_b}{12} d^2 + 0,04 n \alpha F_e (\sigma_z - \sigma_b) + n F_e (0,36 \sigma_b + 0,04 \sigma_z) d$$

In diesen Ausdrücken ist d als Wandstärke konstant ( $d = 0,35$  m), n ist  $= 15$ ,  $\sigma_z$  ist die höchste zugelassene Betonspannung, also auch ein konstanter Wert. Veränderlich sind

mithin  $\sigma_b$ ,  $F_e$  und  $\alpha$ . Nimmt man zunächst auch  $\alpha$  als konstant an, so entspricht jedem Wertepaar  $\sigma_b$ ,  $F_e$  ein bestimmtes M und ein bestimmtes N, d. h., trägt man M als Abszisse und N als Ordinate in ein Koordinaten-System ein, so erhält man für jedes Wertepaar  $\sigma_b$ ,  $F_e$  einen bestimmten Punkt in diesem System.

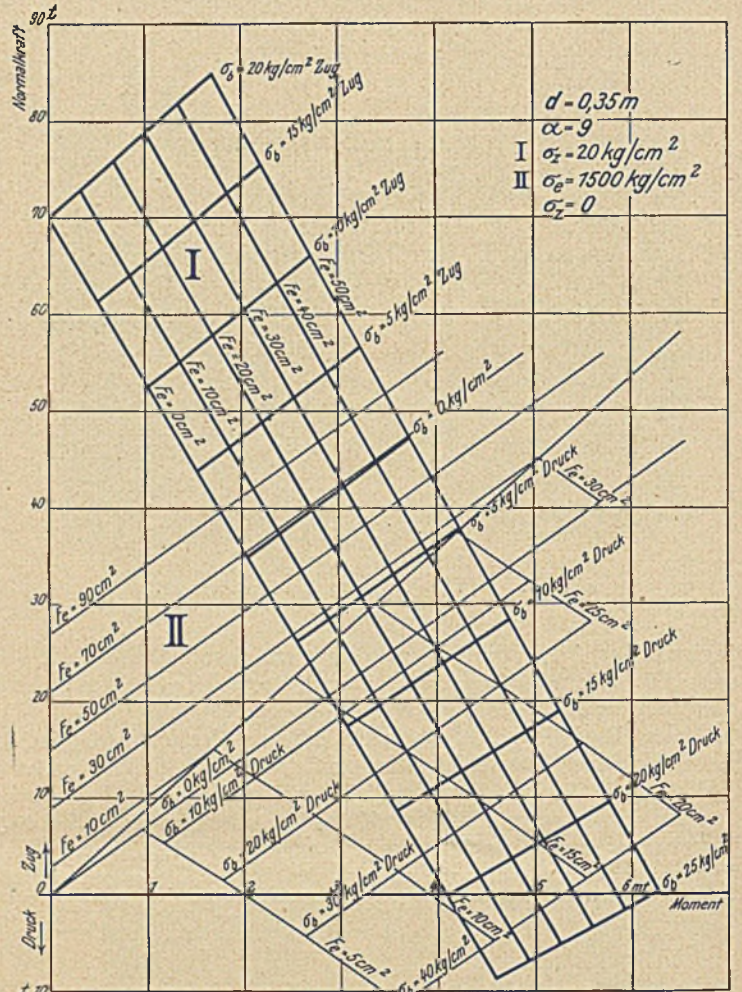


Abb. 8. Graphische Zahlentafel zur Ermittlung der Eisenbewehrung.

Verbindet man nun die Punkte gleicher  $\sigma_b$  und die gleicher  $F_e$ , so erhält man zwei Kurvenscharen  $\sigma_b$  und  $F_e$  (System I, Abb. 8.) Sind M und N gegeben, so hat man in dem Koordinaten-System nur den Punkt aufzusuchen, der den beiden Werten entspricht, und den zugehörigen Eisenquerschnitt abzulesen. Solche graphischen Zahlentafeln sind nun für  $\alpha = 5, 6, 7$  bis 10 aufgestellt worden. Diese Berechnung gilt also für

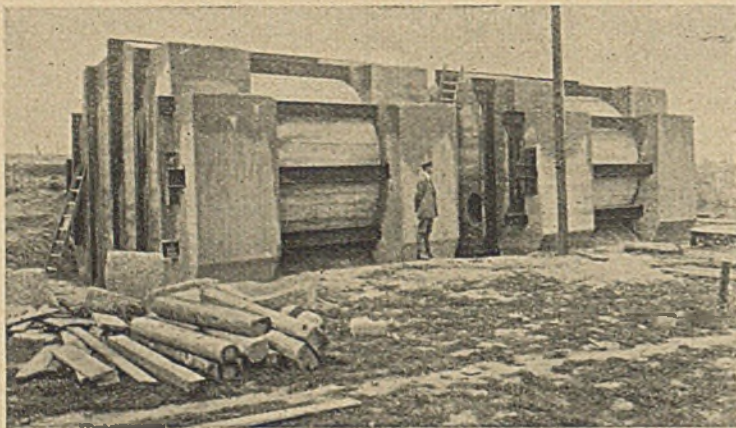


Abb. 9. Versuchskörper.

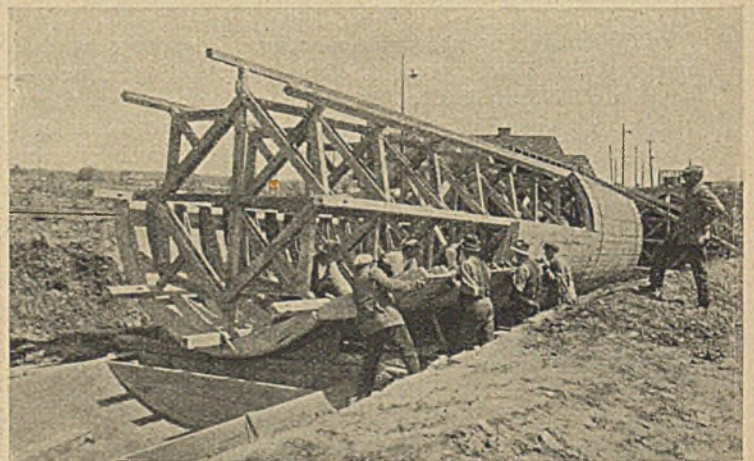


Abb. 10. Aufbau der Innenschalung.



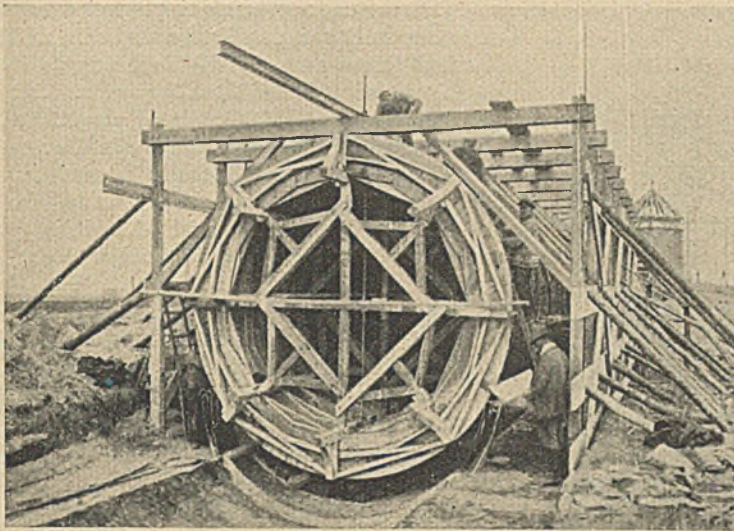


Abb. 11.

Aufhängung der Innenschalung und Aufbringen der Eisenbewehrung.

den Fall, daß der gesamte Betonquerschnitt imstande ist, Zugspannungen aufzunehmen. Man mußte jedoch damit rechnen, daß selbst bei der sorgfältigsten Ausführung der Beton an einzelnen Stellen nicht die auftretenden Zugspannungen aufzunehmen vermag. Deshalb wurde die Berechnung auch durchgeführt unter der Voraussetzung, daß der Beton gerissen ist. In diesem Fall ist mit einer zulässigen Eisenspannung  $\sigma_e = 1500 \text{ kg/cm}^2$  gerechnet worden. In ähnlicher Weise wie vorher erhält man das Kurvensystem II.

Als zulässige Betonzugspannung wurden  $20 \text{ kg/cm}^2$  festgesetzt. Für die Wahl einer derartig hohen Beanspruchung sind verschiedene Gründe maßgebend gewesen. Einmal wurde die ganze Berechnung durchgeführt mit einem Verhältnis der Elastizitätszahlen von  $n = 15$ . In Wahrheit ist dieses Verhältnis bei einer Beanspruchung des Betons auf Zug wesentlich höher. Die Betonzugspannungen sind also in Wirklichkeit viel geringer als in der Berechnung, die Eisenspannungen dagegen entsprechend höher. Ein weiterer Grund bestand darin, daß statisch die Möglichkeiten, daß die Beanspruchungen durch Nebenspannungen erhöht werden, fast ausgeschaltet worden sind. Weiterhin war zu berücksichtigen, daß die Spannungsverteilung im Eisenbeton nicht geradlinig ist, wie es die Berechnung voraussetzt, sondern in einer Kurve verläuft. Die Randspannungen, die ja doch die maßgebenden sind, sind infolgedessen auch bei richtiger Wahl von  $n$  viel geringer als diejenigen, die man aus der statischen Berechnung bekommt. Ein Beton mit Eiseneinlagen braucht also durchaus noch nicht zu reißen, wenn er eine Zugfestigkeit aufweist, die niedriger ist als diejenige, die man der statischen Berechnung zugrunde legt.

Andererseits wurde bei der Herstellung des Betons auf möglichst gute und einwandfreie Beschaffenheit der Zusatzstoffe und des Zementes größter Wert gelegt. Verwendet wurde ein Mischungsverhältnis: 1 Zement, 2,3 Kiessand und 1,7 Splitt, mit einer mittleren Druckfestigkeit von  $235 \text{ kg/cm}^2$ . Auf die Untersuchungen, die angestellt wurden zum Zwecke der Ermittlung der richtigen Kornzusammensetzung, soll hier nicht näher eingegangen werden.

Vor Ausführung der Eisenbetonrohrleitung ist durch Herstellung von Probekörpern in natürlicher Größe an der Baustelle die Wirkung der Beanspruchung des Rohres im Wege des Versuches festgestellt worden. Abb. 9 zeigt zwei zu diesem Zwecke

hergestellte Probekörper von Eisenbetonrohren von je 3 m Länge, mit den beiden Pfropfen, die durch eiserne Träger miteinander verankert sind. Die Probebeanspruchung wurde auf das Doppelte der vorgesehenen Belastung vorgenommen, ohne daß Risse in dem Beton auftraten. Bei einer Beanspruchung von 5,5 at mußte der Versuch abgebrochen werden, weil sich an der Abschlußwand ein 2 cm starker Riß gebildet hatte, der die Erhöhung des Druckes unmöglich machte. Aus dem Versuch kann gefolgert werden:

Da bei der Inanspruchnahme über das Doppelte dessen, was die Rechnung ergab, keine Risse im Eisenbeton aufgetreten sind, kann angenommen werden, daß mindestens eine zweifache Sicherheit noch vorhanden ist. Die Bewegungen, die das Eisenbetonrohr bei seiner Inanspruchnahme machte, sind durch genaue Messungen erfaßt worden, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll. Es genügt, anzuführen, daß die größte gemessene Ausdehnung im Scheitel stattfand und 1,50 mm betrug. Die zur Verfügung stehenden Dehnungsmesser arbeiteten mit einer Genauigkeit von  $\frac{1}{20} \text{ mm}$ .

Über die Betonierung der Rohre ist folgendes zu sagen:

Die Rohrschüsse von 15 m sind, um keinerlei schädliche Fugen zu erhalten, in ununterbrochener Arbeit hergestellt worden, wobei die Herstellung eines Rohres im Mittel

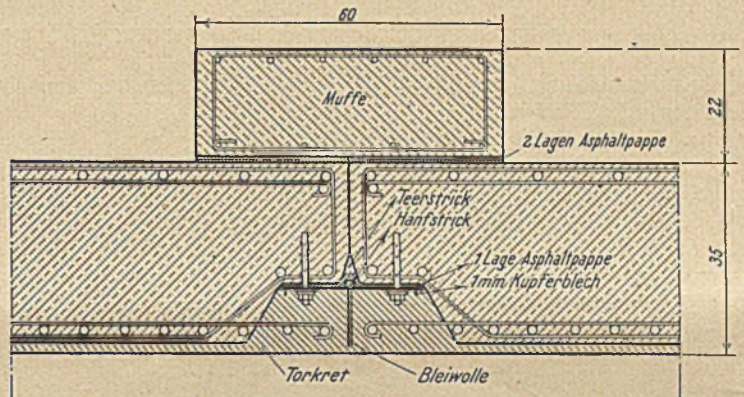


Abb. 12. Querschnitt durch die Dehnungsfuge.

16 Stunden in Anspruch nahm. Besondere Sorgfalt wurde auf die Schalung verwendet. Hierbei waren folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Auflösung der Schalung in einzelne Normalteile, zwecks vielfacher Verwendung.
2. Unbedingte Sicherung der Außen- und Innenhaut gegen Verschieben zueinander.

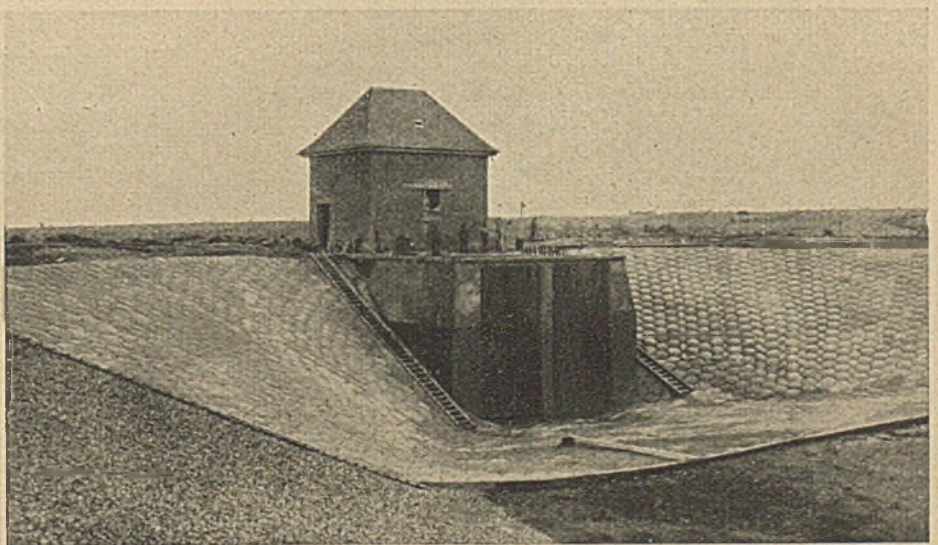


Abb. 13. Einlaufbauwerk.





Abb. 14. Eisenbewehrung des Wasserschloßfundamentes.

3. Vermeidung der Durchdringung der Rohrwand mit Drähten oder Bolzen.

4. Genügend Sicherung gegen Auftrieb.

5. Möglichkeit der Einschalung der Außenhaut, entsprechend dem Arbeitsfortschritt.

6. Vollständige Trennung der Schalungsgerüste von den Betonzuführungsgerüsten.

Die Ausbildung der Schalung und die Vorgänge beim Betonieren sind in den nächsten Abbildungen dargestellt. Abb. 10

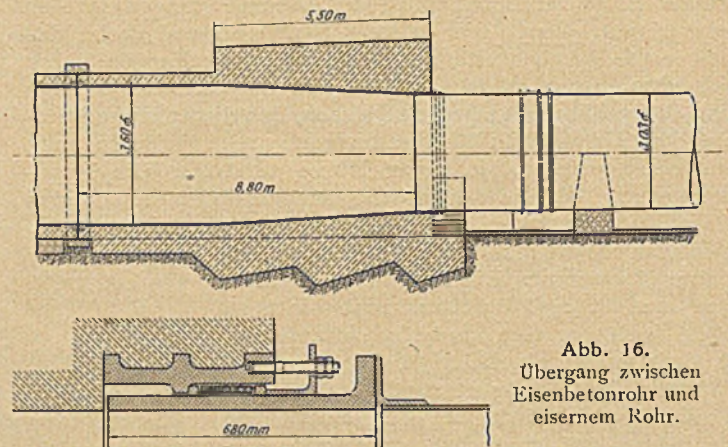


Abb. 15. Wasserschloß.

zeigt das Zusammenbauen der aus Holz ausgebildeten Innenhaut aus den einzelnen Normalstücken. Abb. 11 zeigt die Aufhängung der inneren Schale an einem besonderen Bockgerüst, damit der Beton nicht von der Schalung beansprucht wird. Für die Montage der Rundeisen wurde die hölzerne Schalung

so hoch angehoben, daß ein Arbeitsraum auch am Auflager der Rohre verblieb, und nachträglich wurde die Rohrschalung erst in die richtige Höhe herabgelassen. Der Beton selbst wurde als Gußbeton eingebaut, indem er mit Loren an die Verwendungsstellen gefahren und dann in besonderen Zwischenbehältern abgekippt wurde, wo er vor dem Einbau nochmals gemischt wurde. In Arbeit waren gleichzeitig 12 Rohrstücke, die Innenschalung wurde durchschnittlich 9 Tage nach dem Betonieren entfernt. Die Gesamtherstellung der 820 m langen Rohrleitung dauerte 4 Monate, am 1. April wurde mit der Betonierung begonnen und am 4. September wurde die gesamte Anlage bereits dem Betrieb übergeben.

Eine besondere Erwähnung verdient die Ausbildung der Temperaturfugen, die, wie bereits gesagt, in Abständen von 15 m im Rohr vorgesehen wurden. Auf Abb. 12 ist die Dehnungsfuge im Querschnitt dargestellt. Außen erfolgt die Stoßdeckung durch eine Muffe, wie bereits früher gezeigt. Die Muffe ist so ausgebildet, daß sie in der Lage ist, die Kräfte des Eisenbetonrohres selbständig zu übernehmen. Zwischen Muffe und Rohr sind zwei Lagen Asphaltpappe geklebt. Die Rohre sind im Sommer bei höchster Temperatur eingebaut und infolgedessen stumpf gegeneinander betoniert. Die Stoßdeckung im Rohr selbst übernimmt eine 1 mm starke Kupferfeder, die, wie aus der Abb. 12 ersichtlich, auf ein Asphaltpolster mittels Kupferschrauben aufgeschraubt ist. Auf diese Weise ist es möglich, daß sich das Kupferblech überall satt in das Asphaltbett eindrückt. Hinter dem Kupferblech ist nochmals ein Teerstrick dreieckförmig eingekeilt. Die Innendichtung des Rohres, die aus einem 2 cm starken Putz besteht, der in der Decke als Torkretputz, in der Sohle als Handputz ausgebildet ist,

Abb. 16.  
Übergang zwischen  
Eisenbetonrohr und  
eisernem Rohr.

ist an der Stoßstelle verstärkt ausgebildet, und hier ist nochmals nachträglich Bleiwolle in die Fuge hineingestemmt worden. Die mit großer Sorgfalt ausgebildete Stoßdeckung hat sich sehr gut bewährt, so daß nicht nur eine praktische Dichtigkeit, sondern eine absolute Wasserdichtigkeit seit der halbjährigen Inbetriebsetzung des Rohres als Ergebnis festzustellen ist.

Interessant sind noch die Übergangsbauwerke an beiden Enden des Rohres, sowie das an der höchsten Stelle des Rohres gelegene Wasserschloß. In Abb. 13 ist das Einmündungsbauwerk vom Sammelbecken in das Rohr dargestellt. Das Übergangsbauwerk wurde gleichzeitig als Schieberkammer ausgebildet, um in der Lage zu sein, das Rohr außer Betrieb zu setzen. Ein Doppelrechen vor der Kammer sorgt dafür, daß in die Rohrleitung kein Fremdkörper hineinkommt. Das Wasser-



schloß an der höchsten Stelle des Druckrohres wurde gleichzeitig mit diesem hergestellt. In Abb. 14 ist die Bewehrung des Fundamentes dargestellt. Das Wasserschloß selbst ist gleichzeitig als Aussichtsturm ausgebildet und mit Galerien, Turmdach und Wendeltreppen versehen (Abb. 15). Besonders schwierig ist die Übergangsstelle des Eisenbetonrohres in die eiserne Druckrohrleitung. Zur Übernahme von Temperaturbewegungen ist die Verbindung zwischen eisernem Rohr und Eisenbetonrohr beweglich gestaltet. An der Übergangsstelle ist

ein besonderer Betonklotz hergestellt, in welchem ein gußeisernes Rohr einbetoniert wurde, das mit einem Ansatz in der Mitte versehen ist. In dieses gußeiserne Rohr ist ein Paßstück hineingeschoben worden, welches stopfbüchsenartig, wie auf Abb. 16 ersichtlich, in das gußeiserne Formstück mit Hilfe von Bolzen und Winkelring von außen her eingeschraubt wird. Die Dichtung selbst wird durch mehrere Ringe von Talkum bewirkt, die sich gegen die Nase des gußeisernen Formringes legen.

## ACHTSEMESTRIGER STUDIENPLAN FÜR VERMESSUNGSINGENIEURE.

Von Professor Dr.-Ing. P. Werkmeister, Dresden.

Bei der letzten Tagung der Bauingenieur-Abteilungen der Technischen Hochschulen im Oktober 1925 wurde allgemein die Ansicht vertreten, daß den Vermessungsingenieuren der Grad eines Dipl.-Ing. bei einem Studium von weniger als acht Semestern nicht mehr erteilt werden soll. Mit Rücksicht hierauf muß ernstlich daran gedacht werden, das Studium der Vermessungsingenieure von sechs bzw. sieben Semestern auf acht Semester zu erhöhen.

Die Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule Dresden hat sich bereits eingehend mit der Sache beschäftigt; das Ergebnis ihrer Beratungen ist der im folgenden mitgeteilte Studienplan:

### 1. Semester (Winter).

	Vor- lesungen	Übungen
Geodätisches Rechnen . . . . .	1	1
Ebene Trigonometrie. . . . .	2	2
Darstellende Geometrie I. . . . .	2	3
Höhere Mathematik I . . . . .	4	2
Experimentalphysik I . . . . .	5	—
Plan- und Geländezeichnen I . . . . .	—	4
Baukonstruktionen I . . . . .	3	2
Einführung in die Rechtswissenschaft	2	—
Allgemeine Volkswirtschaftslehre . .	4	—
	<u>23</u>	<u>14</u>
	37	

### 2. Semester (Sommer).

	Vor- lesungen	Übungen
Sphärische Trigonometrie. . . . .	2	1
Darstellende Geometrie II . . . . .	2	3
Höhere Mathematik II . . . . .	4	1
Experimentalphysik II . . . . .	5	—
Experimentalchemie . . . . .	3	—
Mineralogie . . . . .	3	—
Plan- und Geländezeichnen II . . . . .	—	4
Baukonstruktionen II . . . . .	3	2
	<u>22</u>	<u>11</u>
	33	

### 3. Semester (Winter).

	Vor- lesungen	Übungen
Höhere Mathematik III . . . . .	3	2
Einführung in die technische Mechanik . . . . .	3	2
Physikalisches Praktikum . . . . .	—	6
Photographie . . . . .	2	—
Allgemeine Geologie . . . . .	4	—
Vermessungskunde I . . . . .	4	4
Baustoffkunde . . . . .	2	—
Graphostatik und Festigkeitslehre . .	2	—
Bürgerliches Gesetzbuch I . . . . .	2	—
	<u>22</u>	<u>14</u>
	36	

### 4. Semester (Sommer).

	Vor- lesungen	Übungen
Graphisches Rechnen . . . . .	2	—
Höhere Mathematik IV . . . . .	3	1
Perspektive . . . . .	1	2
Geologisches Praktikum . . . . .	—	2
Photographisches Praktikum . . . . .	—	4
Vermessungskunde I . . . . .	—	4
Vermessungskunde II . . . . .	4	8
Große Vermessungsübung . . . . .	2 Wochen	—
Bürgerliches Gesetzbuch II . . . . .	2	—
	<u>12</u>	<u>21</u>
	33	

### 5. Semester (Winter).

	Vor- lesungen	Übungen
Ausgewählte Kapitel aus der theoretischen Physik . . . . .	2	—
Ausgleichsrechnung I . . . . .	2	3
Kartenprojektionen . . . . .	1	—
Photogrammetrie . . . . .	2	—
Ausarbeitungen in Vermessungskunde	—	6
Linienführung und Bahngestaltung . .	3	—
Wasserbau I . . . . .	6	—
Verwaltungsrecht I . . . . .	2	—
	<u>18</u>	<u>9</u>
	27	

### 6. Semester (Sommer).

	Vor- lesungen	Übungen
Meteorologie . . . . .	1	—
Allgemeine Botanik . . . . .	3	—
Photogrammetrie . . . . .	—	2
Astronomische Orts- und Zeit- bestimmung . . . . .	2	4
Vermessungskunde III . . . . .	—	4
Große Vermessungsübung . . . . .	2 Wochen	—
Drahtlose Telegraphie . . . . .	2	—
Wasserbau I . . . . .	—	3
Wasserbau II . . . . .	2	—
Eisenbahnbau . . . . .	—	3
Gleisanschlüsse, Industrie- und Hafens- bahnhöfe . . . . .	1	2
Städteentwässerung und Abwasser- beseitigung . . . . .	2	—
Straßenbau . . . . .	2	—
Verwaltungsrecht II . . . . .	2	—
	<u>17</u>	<u>18</u>
	35	



## 7. Semester (Winter).

	Vor- lesungen	Übungen
Ausgleichsrechnung II . . . . .	2	2
Topographie und Kartographie . . . . .	2	—
Höhere Geodäsie I . . . . .	3	—
Katasterkunde I . . . . .	1	2
Bodenkunde . . . . .	2	—
Wasserbau II . . . . .	—	3
Straßenbau . . . . .	—	2
Wasserversorgung . . . . .	2	—
Städtebau . . . . .	2	—
Städtischer Tiefbau . . . . .	—	2
Entwerfen von Bebauungsplänen . . . . .	—	3
	<u>14</u>	<u>14</u>
	28	

## 8. Semester (Sommer).

	Vor- lesungen	Übungen
Meteorologie . . . . .	1	—
Höhere Geodäsie . . . . .	3	2
Selbständige Arbeiten im Geodätischen Institut. . . . .	—	8
Katasterkunde II . . . . .	1	2
Aufnahmen auf Forschungsreisen . . . . .	1	1
Allgemeine Landwirtschaftslehre . . . . .	3	—
Städtischer Tiefbau . . . . .	—	2
	<u>9</u>	<u>15</u>
	24	

Die in dem Studienplan enthaltenen Fächer kann man in sechs Gruppen teilen. Die erste Gruppe umfaßt die mathematischen Fächer und geht bis zum vierten Semester. Die naturwissenschaftlichen Fächer der zweiten Gruppe umfassen

die Physik mit Meteorologie und Photographie; dazu kann man die Einführung in die technische Mechanik und die drahtlose Telegraphie zählen. Die Photographie ist aufgenommen als Grundlage für die Photogrammetrie; die Einführung in die technische Mechanik darf mit Rücksicht auf die Zusammenhänge mit der Ausgleichsrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate nicht fehlen. Die drahtlose Telegraphie ist mit Rücksicht auf geographische Längenbestimmungen erforderlich.

Die dritte Gruppe enthält die geodätischen Fächer Plan- und Geländezeichnen, Vermessungskunde oder niedere Geodäsie, höhere Geodäsie, Ausgleichsrechnung, Kartenprojektionen, Topographie und Kartographie, Photogrammetrie, Aufnahmen auf Forschungsreisen und im Zusammenhang damit astronomische Orts- und Zeitbestimmung und Katasterkunde. Zu der vierten Gruppe gehören die mit Rücksicht auf Vermessungen für landwirtschaftliche Zwecke erforderlichen Fächer; es sind dies als Grundlage Chemie, Mineralogie und Geologie, sodann Botanik, Bodenkunde und Landwirtschaftslehre. Die Fächer der fünften Gruppe sind die bautechnischen und verkehrstechnischen Fächer; die Grundlage bilden hier Baukonstruktionen, Baustoffkunde, Graphostatik und Festigkeitslehre; an sie reißen sich die zusammenfassend als Straßenbau, Eisenbahnbau, Wasserbau und Städtebau zu bezeichnenden Fächer.

Die letzte Gruppe umfaßt die mit der Rechtswissenschaft, der Volkswirtschaft und der Verwaltungskunde zusammenhängenden Fächer.

Im Vergleich mit den seitherigen, nur für sechs oder höchstens sieben Semester berechneten Studienplänen bietet der achtsemestrige Studienplan eine wesentliche Erweiterung besonders in bezug auf die Fächer des Bauingenieurwesens; eine solche ist besonders erwünscht für den nicht in den staatlichen Vermessungsdienst eintretenden Vermessungsingenieur.

In bezug auf die Stundenzahl bei den einzelnen Fächern ist der Studienplan den derzeitigen Verhältnissen an der Technischen Hochschule Dresden angepaßt.

## VERGLEICHENDE BECKENBEWERTUNG UND WASSERVERLUSTE BEI TALSPERREN.

Ein Beitrag zur Frage der Wirtschaftlichkeit von Ingenieurbauwerken.

Von Regierungs-Baumeister a. D. Karl Köbler, Wertheim (Baden).

## I.

Bei der Planung von Speicherkraftwerken nehmen die Untersuchungen über den Ausbau künstlicher oder natürlicher Sammelbecken im allgemeinen die Hauptarbeit in Anspruch. Nachdem der Wasserkraftausbau fast in allen Ländern sich zuerst der Niederdrucklaufwerke bemächtigt hatte, angeregt durch die bedeutenden, meist billig erschließbaren Arbeitsmengen, und in Unkenntnis über die Entwicklung des Energiemarktes, d. h. der Absetzbarkeit völlig unregulierbarer Kräfte, hat nun schon seit einigen Jahren besonders in der durch sommerstarke Laufwerke übersättigten Schweiz (Wäggiwerk, Ritom, Barberine, Etzel, Illsee-Turtmann, Oberhasli usw.), aber auch in andern Ländern (Österreich; Spullersee, Achensee, Lünersee; Baden: Schwarzenbach, Schluchsee, Elzwerk usw.) ein deutlich erkennbarer Gegenstoß mit dem Ausbau und der Planung ausgesprochener Hochdruckwerke mit großen Speicherecken im Charakter von Mangelzeitenwerken<sup>1)</sup> eingesetzt. Mit diesen Werken soll sowohl neue Mangelzeitenkraft zur Ergänzung der schon ausgebauten Laufwerke, d. h. zur Verbesserung ihrer Ausnutzung durch Heben der Konsumlinie als Ganzes geschaffen werden, aber auch — und dieser Gedanke

bricht sich allmählich immer mehr Bahn — die Veredelung von saisonweise oder in täglichen Belastungstälern anfallender Überschubkraft in Pflichtbedarf im großen und kleinen Kreislauf durch hydraulische Pumpenspeicherung vorgenommen werden.

Um derartig weitgehenden energiewirtschaftlichen Forderungen zu entsprechen, sind verhältnismäßig nur wenig Werke berufen. Fast immer sind die durch Schaffung der Staubecken bedingten Kosten von ausschlaggebender Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit des Werkes bzw. seine energiewirtschaftliche Berechtigung. Die Verhältnisse in der Schweiz sind dabei von denen der süddeutschen Mittelgebirge nicht so sehr verschieden, wie es bei oberflächlicher Betrachtung den Anschein hat. Während Geländegestaltung und Besiedelung in der Schweiz, überhaupt in den Alpenländern, für die Schaffung großer Becken im allgemeinen günstiger sind als im Mittelgebirge, so sind dagegen die Geologie des Untergrundes und der Wasserhaushalt der Gewässer weniger günstig. Gerade die geologischen und wasserwirtschaftlichen Vorarbeiten aber sind es, die den rein bautechnisch denkenden Ingenieur oft zu Trugschlüssen und zu geld- wie energiewirtschaftlich ungerechtfertigten Bauweisen verleiten.

Es kommt heute noch vor, daß man sich beim Entwerfen von Talsperren bei der Beurteilung der Wirtschaftlichkeit

<sup>1)</sup> Vgl. Wasserkraftjahrbuch 1924, Köbler, Hydraul. Pumpenspeichg. ETZ. Nr. 43, 1924, Köbler, Das Zweribachwerk.



trotz Durchführung von wasser- und energiewirtschaftlichen Untersuchungen, letzten Endes mit der Feststellung begnügt, daß bei einem bestimmten Beckenausbau der spez. Mauer- aufwand im Vergleich mit anderen Anlagen günstig sei, be- sonders, wenn noch der Gesamtkostenaufwand für die Wasser- kraftanlage unter Berücksichtigung der Wertigkeit der er- zeugten Strommenge tragbar erscheint.

Es ist nun zweckmäßig und lehrreich, sich vor der Einzel- arbeitung anderer Vergleichszahlen für solche Überlegungen zu bedienen, die im folgenden mit „spez. Beckenarbeitszahl“ und „spez. Beckenarbeitswert“ bezeichnet werden. Im Gegen- satz zu dem spez. Beckeninhalt bzw. Mauer- aufwand, der nur rein bautechnische Gesichtspunkte gibt, ist die „spez. Becken- arbeitszahl“ eine wasserwirtschaftliche, der „spez. Becken- arbeitswert“ eine energiewirtschaftliche Kennziffer.

Für die weiter unten folgende vergleichende Zahlenüber- sicht ist eine kleine wasserwirtschaftliche Einführung nötig. Die Zahlentafel I gibt für verschiedene Flußgebiete (Alpen- und

Speicherbedarf von rd 45% des Jahresabflusses zum Ausgleich auf die normale Bedarfslinie aufweist<sup>2)</sup>. Der Rhein bei Nohl, dessen Speicherbedarf von 24% selbstverständlich nur für andere speicherfähige, ähnlich geartete Flüsse gilt, soll ein alpines, jedoch durch Seen günstig beeinflusstes Gewässer mit 60% Sommer- und 40% Winterabfluß vertreten. Abgesehen vom Argengebiet im Allgäu, das wegen ungünstiger geologischer Verhältnisse bei der Planung von Großspeicherwerken aus- scheiden muß, sind die günstigsten wasserwirtschaftlichen Ver- hältnisse der beigezogenen Flußgebiete im badischen Schwarz- wald mit 9,66% Speicherbedarf zu finden, die vor allem noch dadurch besonders bemerkbar sind, daß für die Zurückhaltung der gesamten Sommerabflüsse zur Verarbeitung in der Winter- mangelzeit nur etwa 31,3% des Jahresabflusses aufzuspeichern sind, im Gegensatz zu 60–80% und mehr in den Alpenländern.

Bei derartigen Unterschieden in der wasser- und energie- wirtschaftlichen Bedeutung eines Speicherbeckens je nach Ab- flußbedingungen, besonders auch je nach Höhenlage bzw. je nach der Größe des beherrschten Gefälles, kann der spez. Mauer- aufwand allein keine vergleichsfähige Bewertungszahl sein.

Zahlentafel I.

Bedarf	Sommer 36 % 1. Mai—1. Okt.	Winter 64 % 1. Okt.—1. Mai	
Flußgebiet	Sommerabfluß 1. Mai—1. Okt.	Winterabfluß 1. Okt.—1. Mai	Speicher- bedarf in Prozenten des Jahresabflusses
Aare bei Brienzweiler	81,17	18,83	45,1
Oberer Inn . . . . .	65,4	34,6	—
Ill, Vorarlberg . . . . .	63,3	36,7	—
Ens, Steiermark . . . . .	63,3	36,7	—
Rhein bei Nohl . . . . .	60,0	40,0	24,0
Iller, Allgäu . . . . .	49,0	51,0	17,5
Argen, Allgäu . . . . .	34,0	66,0	9,5
Neckar . . . . .	29,5	70,5	16,5
Schwarzwaldabflüsse	31,3	68,7	9,66

Mittelgebirgsflüsse) den durchschnittlichen Sommer- und Winterabfluß in Prozenten des gesamten Jahresabflusses an. Außerdem ist aus der letzten Spalte zu ersehen, welcher Speicher- raum, ebenfalls in Prozenten des Jahresabflusses, jeweils zur Deckung eines bestimmten (normal übers Jahr verteilten Überland-) Energieverlangens notwendig ist. In dieser Zu- sammenstellung ist die Aare als Typus eines reinen hochalpinen Gewässers aufgenommen, das rd 80% Sommerabfluß und einen

Es sei:

V = Beckeninhalt in m<sup>3</sup>,

I = Mauer- masse der Sperre in m<sup>3</sup>,

h = Nutzgefälle des Werkes bzw. das von dem Becken beeinflusste und ausnutzbare Gefälle,

α = Beckenausgleich, wobei der Jahresabfluß = 1,0,

β = der aus der Zahlentafel I ersichtliche Mindestspeicher- bedarf zur Anpassung an das dort zugrunde gelegte Energieverlangen Jahresabfluß = 1,0.

Es ist nun:

$$\frac{V}{I} = \text{spezifischer Beckeninhalt,}$$

$$\frac{V}{I} \cdot \frac{10 h}{1,46 \cdot 3600} = \text{spezifisches Beckenarbeitsvermögen} = \text{kWh/m}^3 \text{ Mauer- masse,}$$

$$\frac{V}{I} \cdot \frac{h}{525} \cdot \alpha = \text{spezifische Beckenarbeitszahl,}$$

$$\frac{V}{I} \cdot \frac{h}{525} \cdot \frac{\alpha}{\beta} = \text{spezifischer Beckenarbeitswert.}$$

Es sollen nun einige bekannte Speicheranlagen unter Benutzung dieser Zahlen miteinander verglichen werden.

<sup>2)</sup> Die Berechnung geschah überschläglich auf Grund gemittelter Monatsprozent für die jeweils gleiche Anzahl Jahre.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Bezeichnung des Speicherwerks	V	1 <sup>3)</sup>	h	α	β	spez. Becken- inhalt	spez. Becken- arbeits- zahl	spez. Becken- arbeits- wert	spez. Becken- inhalt	spez. Becken- arbeits- zahl	spez. Becken- arbeits- wert	Energiewirt- schaftliche Beckenkenn- ziffer	Innertal = 100
	Mill. m <sup>3</sup>	1000 m <sup>3</sup>	m						Wäggi-Innertalbecken 100 %				
Innertalbecken (Wäggiwerk) . . . . .	140	230	455	1,3	0,45	610	684	1520	100	100	100	2,5	100
Oberhasli . . . . .	113	476	1189	0,44	0,30	238	254	845	39,0	37,2	55,5	3,3	132
Barberine . . . . .	37,5	230	1390	0,79	0,50	163	340	680	26,7	49,7	44,7	4,2	168
Schluchsee (bad. Schwarzw.) . . . . .	108	64	560	1,16	0,095	1690	2090	22000	278	306	1450	13	520
Schwarzenbach- becken(Murgwerk)	15,0	290	346	0,5	0,10	52	17	171	8,52	2,5	11,25	3,3	132
Elzbecken (Breisgau) . . . . .	19,0	290	580	1,0	0,10	66	73	730	10,8	10,7	48,0	11,0	440
Ibachbecken (Schluchseegeb.) . . . . .	11,5	120	560	0,4	0,10	96	41	410	15,7	6,0	27,0	4,25	170
Spullersee . . . . .	12,0	74,5	795	0,5	0,40	160	121	325	26,2	17,7	21,4	1,9	76
Lünersee . . . . .	40,0	—	1300	1,54	0,40	—	—	—	—	—	—	9,55	380

<sup>3)</sup> Die Massen beziehen sich durchweg auf eine Beton-Schwergewichtssperre.



Die absoluten Zahlen in Spalte 7, 8 und 9 geben nun einen ausgezeichneten Anhaltspunkt bei genereller Projektierung und einen guten energiewirtschaftlichen Maßstab. Besonders aufschlußreich sind die Spalten 10, 11 und 12 der relativen Vergleichszahlen, wo die dem Innertalbecken zukommenden Werte jeweils gleich 100 gesetzt wurden. Ein Vergleich zwischen Spalte 10 und 11, also zwischen dem spez. Beckeninhalte, und der spez. Beckenarbeitszahl, in der das vom Becken beeinflusste Nutzgefälle und die Beckengröße im Verhältnis zum Jahresabfluß zur Geltung kommen, zeigt eine ganz bedeutende Verschiebung der Wertigkeit der einzelnen Becken, wobei besonders die Zahlen des Schwarzenbachbeckens und der Barberine für den Charakter dieser Beckenzahl bezeichnend sind. In Spalte 12, welche die spez. Beckenarbeitswerte enthält, wo also nicht nur beeinflusstes Nutzgefälle und die Beckengröße im Verhältnis zum Jahresabfluß, sondern auch die Wertigkeit dieser Beckengröße in bezug auf den Verlauf des Jahresabflusses und auf eine bestimmte zugrunde gelegte Bedarfslinie zum Ausdruck kommt, machen sich die natürlichen günstigen Verhältnisse des Abflußvorganges im Schwarzwald besonders bemerkbar. Während z. B. in Spalte 8 das Verhältnis zwischen Elzbecken zu Barberine wie 1:4,54 ist, steigt die Wertigkeit des Elzbeckens in Spalte 9 zu einem Verhältnis von 1:0,93 (!). Außerdem ist das Verhältnis der äußersten Zahlen in Spalte 7 ungefähr 1:32,5, in Spalte 9 dagegen 1:129; das bedeutet für die hier neu angegebenen Beckenzahlen eine wesentlich größere Differenzierung; sie sind also aufschlußreicher.

Dieses Verfahren der spezifischen Beckenzahlen versagt, wenn es sich um natürliche Seen handelt, die hauptsächlich durch Absenkung nutzbar gemacht werden. (Der Schluchsee ist ein Mittelding; seine spez. Beckenzahlen fallen deshalb auch besonders stark aus dem Rahmen.) Es läßt sich nun ohne weiteres unter Ausschaltung der Zahlengrößen für Beckeninhalte und Maueraufwand eine energiewirtschaftliche Beckenkennziffer bilden, die in gleicher Weise zum Vergleich zwischen natürlichen und künstlichen Staubecken beigezogen werden kann. Diese Werte:  $\frac{h}{525} \cdot \frac{\alpha}{\beta}$ , sowie die relativen Vergleichszahlen, für Innertalbecken = 100, sind in Spalte 13 und 14 enthalten. Da hierbei der spez. Beckeninhalte ausgeschieden ist, der Vergleich also ohne Rücksicht auf die Gestaltung der Sperrstelle und des Beckengeländes angestellt wird, rücken die topographisch ungünstigeren Becken, besonders die Talsperren des Schwarzwaldes vor.

Es muß jedoch ausdrücklich betont werden, daß die Zahlen keinen Anspruch auf unbedingte Genauigkeit machen, da besonders Unterlagen für eine Errechnung des Wertes  $\beta$  nicht in allen Fällen zur Verfügung standen. Es kam hier auch in erster Linie darauf an, ungefähr richtige Zahlen zu geben, um damit den Weg zu zeigen, wie in einfachster Weise der energiewirtschaftliche Wert eines Speicherbeckens ausgedrückt und was aus einzelnen Vergleichszahlen geschlossen werden kann. Es können dadurch bei genereller Projektierung gute Anhaltspunkte gewonnen werden, welche etwa zur Wahl stehenden Staubecken, bei sonst ähnlichen Verhältnissen, zweckmäßig weiterverfolgt oder aufgegeben werden sollen. Auch die Frage, wie weit die Ausgleichsfähigkeit eines Beckens getrieben werden darf, kann vorläufig, vorbehaltlich genauer wasser- und energiewirtschaftlicher Untersuchungen, beantwortet werden. Die richtige Anwendung solcher Zahlen läßt gerade bei der generellen Bearbeitung z. B. ganzer Flußgebiete viel Arbeit sparen und schon in einem frühen Stadium der Untersuchung einen gewissen Überblick zu und gibt Richtlinien für die Weiterbearbeitung.

Wenn diese Zahlen auch keine unmittelbare Handhabe für die Bewertung von Speicherbecken geben und wasser- und energiewirtschaftliche Untersuchungen selbstredend niemals überflüssig machen, so dienen sie doch der den Ingenieuren noch oft mangelnden Erkenntnis des Zusammenhangs zwischen bautechnischen sowie wasser- und energiewirtschaftlichen Be-

wertungszahlen. Es würde sich jedenfalls verlohnen, wenn in der hier angeregten Weise für zahlreiche ausgeführte und geplante Staubecken diese Vergleichszahlen zusammengestellt würden.

## II.

Eine zweite Frage betr. Wirtschaftlichkeit von Bauwerken, und zwar für Talsperren, soll hier noch behandelt werden.

Der für eine Sperre notwendige Maueraufwand bedingt bei Speicherwerken im allgemeinen in hohem Maße die Wirtschaftlichkeit und Ausführbarkeit des ganzen Unternehmens. Es können nun, selbst bei günstigster Oberflächengestaltung der Sperrstelle und des Beckengebiets, die geologischen Verhältnisse des Sperruntergrundes zu einer solchen Verteuerung des Bauwerkes führen, daß das ganze Werk in Frage gestellt wird. Die Gründung der Sperre muß zwei Forderungen erfüllen: Standfestigkeit und Undurchlässigkeit. Die für die Standfestigkeit geeigneten Gesteinsschichten oder Bodenlagen sind meist schon in sehr viel geringerer Tiefe zu erreichen, als die Erfüllung der Forderung nach Anschluß oder Einbindung in wasserundurchlässige Schichten. Aus dieser Erkenntnis entstanden die wasserseits oder im Kern (bei Erddämmen) bis zum undurchlässigen Baugrund hinuntergeführten selbständigen Dichtungselemente; darüber hinaus oft noch Maßnahmen wie Zementeinpressung usw. Die Kosten dieser Maßnahmen sind nun von vornherein schwer zu beurteilen. Man wird nun jedoch im allgemeinen mit dem Geologen zusammen immer ungefähr beurteilen können, ob es möglich ist, das evtl. unter dem Fuß der Sperre durchdringende oder herabsickernde Wasser wieder zu fassen bzw. ob sein Wiederzutagetreten in irgendeiner Höhe und Entfernung von der Sperre wahrscheinlich ist. Man kann unter Umständen durch vorsichtig angelegte Sickerungen hinter und unter dem Mauer- bzw. Dammfuß dafür sorgen, daß das vor dem dichtenden Teil der Sperre versinkende Wasser nicht in feinen Spalten usw. in unerreichbare Schichten hinabsinkt und unbekannt bleibende Austritte sucht, sondern vor der Sperre durch die Drainage wieder zutage tritt. Bei zahlreichen bestehenden undichten Sperrungen ist dieser Zustand vorhanden. Es soll noch einmal betont werden, daß es sich dabei nur um Undichtigkeiten handelt, die dem Bestand des Bauwerkes nicht gefährlich sind, und mit deren Beseitigung nur ein Energiegewinn bezweckt wird.

Es liegt nun nahe — und ist wohl schon da und dort ausgeführt worden —, das durch Sickerung verlorene Wasser durch Pumpen ins Becken zurückzuführen. Wenn man nun diese Möglichkeit infolge der geologischen und bautechnischen Vorbedingungen grundsätzlich als Lösung der Frage der Dichtigkeit der Staumauern anerkennt, dann läßt sich in einfachster Weise die Grenze der Zweckmäßigkeit dieser Lösung bestimmen. Bei bestehenden undichten Sperrungen, bei denen die Größe des Wasserverlustes und die Austrittsstellen bekannt sind, läßt sich diese Grenze unter bestimmten Annahmen über Wertigkeit des gewonnenen und des zum Pumpen verwendeten Stromes ziemlich genau bestimmen. Bei geplanten Sperrungen, wo man über die Größe des Wasserverlustes weniger als über die vermutliche Förderhöhe etwas voraussagen kann, muß die Rechnung von der anderen Seite her durchgeführt werden, und aus den im allgemeinen klarer zu erfassenden voraussichtlichen Mehrkosten für eine dichtende Gründung (im Gegensatz zu einer standsicheren Gründung) der zulässige Aufwand für Pumparbeit und die dazu erforderlichen Einrichtungen und damit die größtzulässige Fördermenge und -höhe errechnet werden.

Es bezeichnen nun:

$h_n$  = Nutzgefälle des Kraftwerks in m,

$q_v$  = Verlustwassermenge im Mittel in m<sup>3</sup>/sck,

$Q_v$  = Verlustwassermenge im Maximum in m<sup>3</sup>/sck,

$h_f$  = Förderhöhe von der Fassungsstelle des Sickerwassers bis zum Staubecken im Mittel in m,



- $H_F$  = größte Förderhöhe in m,
- $K_D$  = Anlagekosten für die Dichtung der Sperre in M,
- $k_D$  = Jahreskosten für die Dichtung der Sperre in M/Jahr,
- $K_P$  = Anlagekosten für das Pumpwerk samt Zubehör in M,
- $k_P$  = Jahreskosten für das Pumpwerk samt Zubehör in M/Jahr,
- $k_F$  = Förderkosten in M/Jahr,
- $g_m$  = Stromwert in Mangelzeiten M/kWh in  $T_m$  Stunden/Jahre,
- $g_T$  = Stromwert M/kWh in  $T_T$  Tagesstunden/Jahr,
- $g_u$  = Stromwert M/kWh in Überschubzeiten  $T_u$  Stunden/Jahr,

dabei sind:

$$g_u = x \cdot g_m; \quad g_T = y \cdot g_m,$$

$$T_m = c \cdot 8760; \quad T_T = b \cdot 8760; \quad T_u = a \cdot 8760,$$

ferner:

$$T_p = \text{Gesamtpumpzeit} = T_m + T_T + T_u = 8760 (a + b + c).$$

$$\text{Mittlerer Pumpwirkungsgrad} = 0,74,$$

$$\text{Turbinenwirkungsgrad} = 0,825,$$

$$\text{mittlerer Wirkungsgrad des Motorgenerators} = 0,90,$$

$$\text{Generatorenwirkungsgrad} = 0,93,$$

$$\text{Ausbauleistung des Pumpwerks: } = 14,65 Q_V H_F \text{ kW}^4),$$

$$\text{erforderliche Pumparbeit: } Q_F = 14,65 Q_V H_F T_p \text{ kWh/Jahr},$$

$$\text{Arbeitsgewinn: } A_{II} = 7,53 Q_V h_n T_p \text{ kWh/Jahr},$$

$$\text{Gesamtwirkungsgrad: } \frac{7,53 h}{14,65 h_F} = \eta \frac{h_n}{h_F},$$

wo  $\frac{h_n}{h_F}$  = „Verbesserungsfaktor“ und  $\eta = 0,51$  (ohne Berücksichtigung von Rohrleitungsversuchen und Umspannverlusten usw.)

Es muß nun sein:

$$(1) \quad \frac{k_D}{7,53 Q_V h_n \cdot 8760} \leq g_m \leq \frac{k_P}{7,53 Q_V h_n \cdot 8760 (a + b + c)} + k_F$$

$$k_F = \frac{(g_u T_u + g_T T_T + g_m T_m)}{(T_u + T_T + T_m)} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n}$$

$$= \frac{(a x + b y + c) g_m}{(a + b + c)} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n}$$

Es wird ferner gesetzt:

$$\frac{k_P}{7,53 Q_V h_n T_p} = z_p,$$

dann ist:

$$(2) \quad g_m \geq z_p + \frac{g_m (a x + b y + c)}{(a + b + c)} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n}$$

$$z_p \leq g_m \left( 1 - \frac{a x + b y + c}{a + b + c} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n} \right).$$

Es muß demnach mindestens sein:

$$\frac{h_F}{h_n} = \eta \frac{a + b + c}{a x + b y + c}.$$

Oder:

$$k_P \leq 7,53 Q_V h_n T_p g_m \left( 1 - \frac{a x + b y + c}{a + b + c} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n} \right)$$

$$\leq 14,65 Q_V \cdot 8760 g_m (\eta h_n [a + b + c] - h_F [a x + b y + c]).$$

Die Beziehungen zwischen  $k_D$  und  $k_P$  bei Gleichwertigkeit der Dichtung und des Hochpumpens sind: Aus Gleichung (1) und (2):

$$\frac{k_D}{a + b + c} = k_P \left( 1 - \frac{a x + b y + c}{a + b + c} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n} \right).$$

<sup>4)</sup> Ob man das Pumpwerk für diese Aufnahmeleistung ausbaut, hängt von der Ganglinie des Sickerwassers ab. Auf jeden Fall ist ein Reservepumpsatz für die mittlere Leistung sowieso zu empfehlen, so daß auch die größten Wasserverluste ohne Mehraufwendung gewonnen werden können.

In der Abb. 1 sind nun die Beziehungen zwischen  $k_P$  und  $k_D$  für folgende Zahlenwerte graphisch dargestellt:

$$a = \frac{3}{5}; \quad b = \frac{1}{5}; \quad c = \frac{1}{5}; \quad x = \frac{1}{3}; \quad z = \frac{1}{2}.$$

Es wird dann:  $k_P = k_D \left( 1 - \frac{h_F}{h_n} \right)$ , da  $\eta \approx \frac{1}{2}$ .

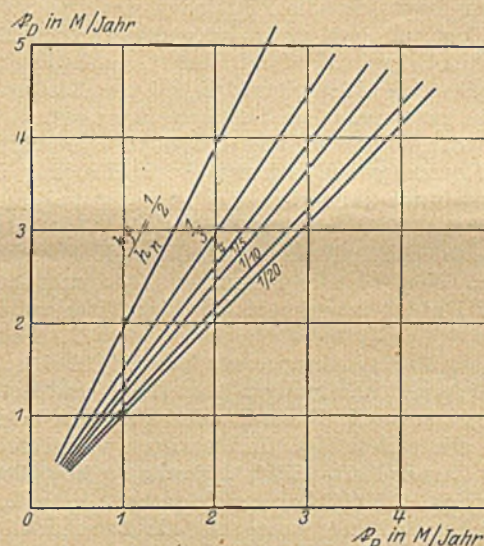
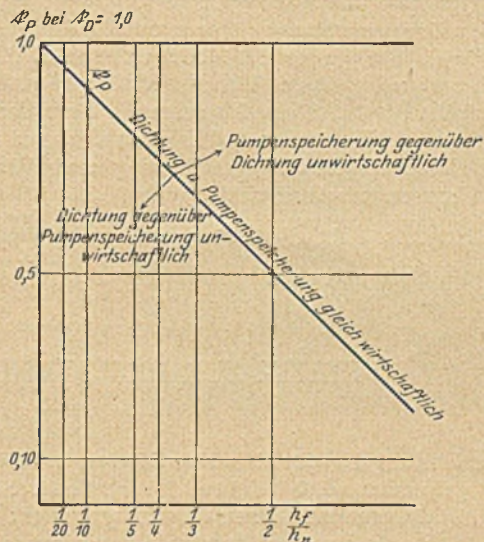


Abb. 1. Graphische Darstellung der Beziehung zwischen  $k_D$  u.  $k_P$  und  $\frac{h_F}{h_n}$  für  $k_P = k_D \left( 1 - \frac{h_F}{h_n} \right)$

$$\text{bei } a = \frac{3}{5} \quad x = \frac{1}{3}$$

$$b = \frac{1}{5} \quad y = \frac{1}{2}$$

$$c = \frac{1}{5}$$

Aus der graphischen Darstellung läßt sich z. B. ablesen, daß für  $k_P = 2000$  M/Jahr (also etwa 30 000 M Bauaufwand) und  $k_D = 3000$  m/Jahr (also etwa 30 000 M/Bauaufwand) bei den angenommenen energiewirtschaftlichen Grundlagen das Verhältnis  $\frac{h_F}{h_n}$  = Verbesserungsfaktor der Pumpenspeicherung =  $\frac{1}{3}$  sein darf, wenn die rückgewonnene Kraft durch Dichtung und Pumpenspeicherung gerade den zulässigen Wert erreichen soll. Je nachdem, ob das wirkliche Verhältnis  $\frac{h_F}{h_n}$  kleiner oder größer ist, wird eine Pumpenspeicherung oder nur Dichtung der Sperre wirtschaftlich sein.

In manchen Fällen dürfte die Anwendung dieser Art Pumpenspeicherung als Ersatz unbedingter Dichtung die Erstellung von Sperren erst möglich machen, die bisher wegen



zu großer Dichtungskosten nicht ausführbar schienen; Voraussetzung bleibt selbstverständlich die Erfäßbarkeit des Sickerwassers. Es ist dann belanglos, wenn z. B. in Trockenzeiten der ganze Zufluß oder mehr verloren geht und im Kreislauf dauernd hochgepumpt wird. Ganz besondere Bedeutung kommt diesem Verfahren bei den Großspeichern der Mangelzeitenwerke mit anschließenden hohen Gefällstufen und bei Seeabsenkungen und -aufstauungen zu<sup>5)</sup>.

(In diesen Zusammenhang gehören auch die Fälle, wo z. B. das an hochgelegene, untermittelbar unterhalb der Sperre liegende Wiesen abgegebene Wasser wieder in das Becken zurückgepumpt und der Energieerzeugung bzw. der Wiederverwendung zum Wässern nutzbar gemacht wird, wobei lediglich die Verluste durch Versickerung und Verdunstung aus dem Becken zu ersetzen sind.)

<sup>5)</sup> Es ist hier z. B. denkbar, daß mehrere kleine Pumpstationen nötig werden.

Je nach den örtlichen Verhältnissen (Lage der Fassungsstelle des Sickerwassers, Höhe der Talsperre usw.) kann das Wasser unmittelbar mittels eigener Leitung, unter Umständen auch durch Hang- und Druckrohre oder Stollen in das Becken gefördert werden. Mit Rücksicht auf ein störungsfreies und gleichmäßiges Arbeiten der automatisch laufenden Pumpe ist eine gleichbleibende Förderhöhe, also möglichst auf Stauziel, einer Förderung mit stark schwankender Förderhöhe vorzuziehen.

Auch diese Darstellung soll dazu anregen, nicht in jedem Fall nach der Lösung durch bautechnische Mittel zu suchen, sondern die Gesamtwirtschaftlichkeit des Problems im Auge zu behalten und danach die Maßnahmen zu treffen<sup>6)</sup>.

<sup>6)</sup> Vergl.: Köbler, Lösung der Speicherfrage für die Badischen Neckarstufen durch ein hydraulisches Speicherpumpwerk am Königstuhl. Zeitschrift des Südwestdeutschen Kanalvereins für Rhein, Neckar und Donau 1926 Nr. 4 u. 5.

## KRITIK ZUR BEZEICHNUNGSWEISE DES ELASTIZITÄTSMODULS.

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

Die Bezeichnung  $E''$  für den Elastizitätsmodul ist so zur Gewohnheit geworden, daß nahezu das gesamte Schrifttum über Elastizitätsfragen mit diesem Werte und nicht mit dem seinerzeit von Bach vorgeschlagenen umgekehrten Wert  $\alpha$  arbeitet. Bach begründet die Einführung des  $\alpha$  an Stelle von  $E$  (vgl. seine Elast. u. Fest. und auch seine Maschinenelemente) im wesentlichen bekanntlich damit, daß es namentlich mit Rücksicht auf Studierende nicht folgerichtig sei, eine Längenänderung umgekehrt proportional dem Festwert  $E$  zu setzen, sondern daß die Proportionalität durch den Wert  $\alpha$  herzustellen sei.

Dieser Vorschlag hat indessen wenig Eingang in Schule und Praxis gefunden; bezeichnenderweise enthalten aber die meisten mit der Technischen Hochschule Stuttgart in Beziehung stehenden Schriften, namentlich die Forschungshefte des VDI den Wert  $\alpha$ . Die bekannten Taschenbücher Hütte, Freytag und Dubbel bewegen sich in der Mitte und benutzen wechselweise beide Werte, vorzugsweise aber  $E$ . Das gesamte Schrifttum des Bauingenieurwesens behielt  $E$  bei, so namentlich die amtlichen Bestimmungen über Hoch- und Brückenbau.

Wenn nun auch die Frage  $E$  oder  $\alpha$  an sich belanglos erscheint und mit technischen Fortschritten nichts zu tun hat, so ist dieser Zustand angesichts der sehr zu begrüßenden Bestrebungen nach einheitlichen Bezeichnungen sicherlich zu bedauern und es wird hier versucht, die Zweckmäßigkeit des Wertes  $E$  gegenüber  $\alpha$  darzulegen.

Ein Bauwerk oder ein Maschinenteil ist mit Rücksicht auf zulässige Spannung bzw. Bruchspannung oder Elastizitätsgrenze und auf zulässige Formänderung zu bemessen; zuweilen ist nur die eine, zuweilen nur die andere, in manchen Fällen sind beide Forderungen gleichzeitig maßgebend.

Bei der ersten Forderung ist die zulässige Zugkraft oder auch das zulässige Biegemoment eines Stabes bei sonst gleichen Abmessungen proportional der zulässigen Spannung. Bei der zweiten Forderung ist Zugkraft oder Biegemoment proportional der zulässigen Längenänderung oder Durchbiegung  $f$ ; dieses  $f$  ist aber proportional dem Werte  $E$ . Mit anderen Worten:

Ein großes  $\sigma_{zul}$ ,  $\sigma_B$  oder  $\sigma_S$  drückt große zulässige Kraft oder großen Widerstand gegen Bruch oder Strecken aus, und ein großes  $E$  drückt großen Widerstand gegen elastische Formänderung aus.

Sowohl die Werte  $\sigma_{zul}$ ,  $\sigma_B$ ,  $\sigma_S$ , als auch die Werte  $E$  bzw.  $G$  (Gleitzahl) drücken diejenigen Stoffeigenschaften aus, die im Maschinen- und Hochbau erwünscht sind und zu den erstrebten geringen Abmessungen führen, d. h. je größer  $\sigma_B$  bzw.  $\sigma_S$ , desto besser ist der Stoff gegen Bruch und Streckung, und je größer  $E$  bzw.  $G$ , desto besser ist der Stoff gegen Formänderung.

Die Werte  $\alpha$  und  $\beta$  passen nicht in dieses folgerichtige System, denn je größer  $\alpha$  bzw.  $\beta$ , desto schlechter ist der Stoff gegen Formänderung. Es ist nicht einzusehen, warum die eine Stoffkonstante eine Güte und die andere eine Ungüte des Stoffes ausdrücken soll.

Es kommt noch hinzu, daß im üblichen kgcm-System der Wert  $\alpha$  in den Zahlenrechnungen dann doch wieder mit  $1/E$  eingesetzt wird, z. B. bei Flußstahl pflegt man  $\alpha = 1/2150000$  und nicht  $\alpha = 0,00000465 \text{ cm}^2/\text{kg}$  zu setzen, so daß es richtiger erscheint, die Bezeichnung  $\alpha$  und  $\beta$  zugunsten einheitlicher Schreibweise völlig zu unterdrücken.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Eisenbetonrohrleitungen großen Durchmessers.

Für die Herstellung von Betonröhren großen Durchmessers eignet sich das Schleuderverfahren nicht, weil dafür zu kostspielige Maschinen nötig würden. Die Fertigstellung auf Werkplätzen lohnt für europäische Verhältnisse nur bis 1 m, für amerikanische etwa bis 2 m Durchmesser. In einzelnen Fällen sind auch Formmaschinen benutzt worden, die Regel ist jedoch die Herstellung im Rohrgraben geblieden.

Die Sohle des Rohrgrabens erhält entweder fortlaufend oder durch einfache Stützen (in Abständen von 1 m) die richtige Höhenlage. Die Bewehrung wird entweder in fertig abgeordneten Längen mittels Böcken und Flaschenzügen eingebracht (Abb. 1) oder im Rohrgraben zusammengebaut, wobei Kerben in Längsleisten die Stellen für die Ringbewehrung angeben. Der Berechnung der Bewehrung wird in der Regel eine Zugspannung von  $10 \text{ kg/cm}^2$  bei  $1\frac{1}{2}$ fachem Betriebs-

druck zugrunde gelegt, ohne die Mitwirkung des Betons zu berücksichtigen. In Italien ist es üblich, bis  $3\frac{1}{2}$  Atmosphären die Röhre mit einfacher Bewehrung auszurüsten und durch einen Zementputz auf Drahtnetz von 1 cm Maschenweite zu dichten, für höhere Drücke ein geschweißtes oder genietetes Flußeisenrohr von wenigstens 1 mm Stärke, das bei der Festigkeitsberechnung außer Betracht bleibt, zwischen die innere und äußere Bewehrung einzulegen. Für geringe Drücke werden die Fugen mit Bleiplatten gedichtet und durch ein mit der Bewehrung verbundenes Eisenblech gedeckt, für hohe Drücke kommen über die Eisenrohrenden Kautschukringe und ein übergeschobenes Rohr, das mit einem Eisenbetonwulst gleicher Bauart wie die Röhren umschlossen wird (Abb. 2). Die Betonmischung für geringe Drücke war 600 kg Portlandzement auf  $0,8 \text{ m}^3$  Steinschlag und Feinschotter und  $0,4 \text{ m}^3$  Fluß- oder Quetschsand, für hohe Drücke 600 kg Zement auf  $1 \text{ m}^3$  Kiessand. Beim Einbringen des Gußbetons



für die äußere Bewehrung wurde das dünne flußeiserne Dichtungsrohr innen ausgesteift und erst nach dem Abbinden des äußeren Betons die innere Bewehrung umgossen, wobei ständig gegen die Schalung geschlagen wurde, um das Ansetzen von Luftblasen zu verhindern. Röhren dieser Art haben erst bei 118 m Wasserdruck ein leichtes Durchsickern und durchschnittliche Röhren ein festes Anhaften des Betons an dem Dichtungsrohr und an der Bewehrung gezeigt. Die Kosten solcher Röhren sind nur um den Preis des Dichtungsrohres

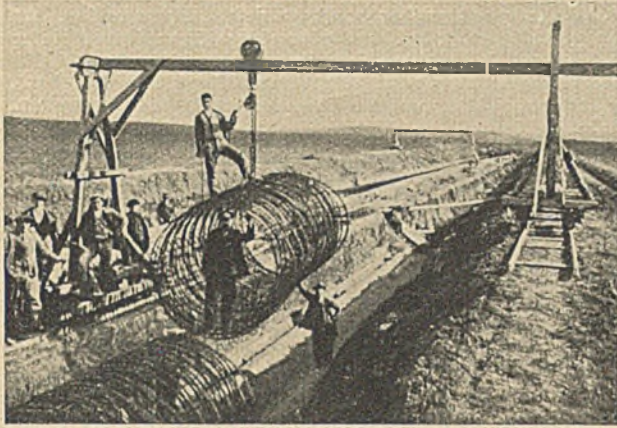


Abb. 1.

höher als von Röhren ohne solche Dichtung. Stählerne Dichtungsrohren mit 3 bis 6 mm Wandstärke sind auch bei der Wasserleitung für Nimes (0,9 m weit) und mit 12 mm Wandstärke (5,5 m weit) beim Ontario-Kraftwerk verwendet worden.

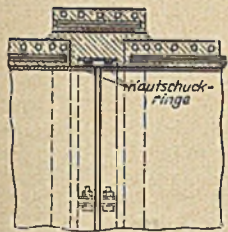


Abb. 2.

Der Zuleitungskanal für das Kraftwerk von Castelletto (Venetien) von 1,54 km Länge hat Eisenbetonröhren von 2,46 m innerem und 2,82 m äußerem Durchmesser erhalten mit Ringbewehrung für die normalen Zugspannungen und elliptischer Bewehrung für die Zusatzbeanspruchungen (Abb. 3). Die Röhren ruhen mit einem Drittel ihres Umfanges auf einem Grundbett aus Beton mit hydraulischem Kalk, das mit Zementmörtel glatt geputzt ist. Die hölzerne Innenrüstung ließ einen Mittelgang frei und war in 7 Teile zerlegbar (Abb. 4), die für den Vorbau der

Rüstung durch den Mittelgang gingen, so daß mit drei Rüstungseinheiten ein täglicher Baufortschritt von 20 m erzielt wurde. Trotz Dehnungsfugen in 50 m Abstand sind Risse entstanden, weil das Rohr im Sommer hergestellt worden ist, während ein gleichartiges Rohr von 3,10 m Lichtweite, das im Winter gebaut wurde, keine Risse bekommen hat.

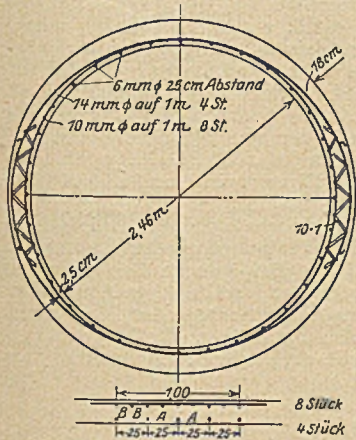


Abb. 3.

Eine ausgedehnte Verwendung haben Eisenbetonröhren auch bei der 222 km langen apulischen Wasserleitung gefunden, wo 7,3 km Düker daraus bestehen mit je 2 Röhren von 1,35 bis 1,70 m Weite, vier Durchmesser von Achse zu Achse auseinander, und zwar bis  $3\frac{1}{2}$  at Druck mit gewöhnlicher Bewehrung, von  $3\frac{1}{2}$  bis 6 at mit einem Stahlrohr zwischen den Bewehrungen, in die es nicht eingerechnet worden ist. Der Gußbeton der Röhre bestand aus 460 kg langsam bindendem Portlandzement auf 0,75 m<sup>3</sup> Steinschlag und Feinschotter und 0,55 m<sup>3</sup> Quetsch- oder Flußsand. Bei nicht völlig tragfähigem Baugrund ruhen die Röhre auf Eisenbetonröhren, nötigenfalls durch Pfeiler gestützt. Bei einem Düker von 4,36 km Länge und 1,65 m Lichtweite mit geringer Überdeckung und niedrigem Wasserdruck hat auf die Einflüsse des Eigengewichtes, der Überschüttung und der Verschiedenheit des Wasserdrucks innerhalb des Querschnittes, die bei hohem Innendruck gewöhnlich vernachlässigt werden, Rücksicht genommen werden müssen und das Rohr seitlich flossenartige, bewehrte Rippen in 40 cm Abstand von Mitte zu Mitte erhalten (Abb. 5 u. 6), um mit der Mindestwandstärke von 10 cm statt der sonst erforderlichen 25 cm auszukommen. Bei der Versorgungsleitung für das Gebiet von Lecce ist der Druck im Düker von 12 at auf 5 herabgesetzt worden durch Tiefer-

legen der Einlaßkammer des Dükers um 60 m und Trennung der einzelnen Abschnitte durch Standrohre (Eisenbetontürme), aus denen die Wassermengen für die einzelnen Ortschaften durch selbsttätige Regelvorrichtungen, dem Druckgefälle entsprechend, zugeteilt werden.

11 Düker aus Eisenbetonröhren von 3,05 m Lichtweite und 23 cm Wandstärke für Drucke von 12 bis 23 m enthält die Wasserleitung für Los Angeles (Kalifornien). Der Steinschlag für den Beton 1 : 2 : 3 war nicht größer als 6 mm, die innere Schalung mit einem verzinkten Eisenblech bekleidet und durch eine zerlegbare eiserne Rüstung (Abb. 7) gestützt, die sich besser bewährt hat als die zuerst benutzte hölzerne. Beim Füllen der Röhren nach 6 Wochen Erhärtung zeigten sich einige Rundrisse mit 36 bis 27 l Wasserverlust in der Minute, die sich aber durch Quellung des Betons wieder schlossen, nachdem die Röhre 10 Tage lang unter Druck gestanden hatten. Ein Düker von fast 7 km Länge zeigte infolge der trockenen Luft und der Winterkälte viele Risse von 3 bis 25 mm Weite mit beträchtlichem Wasserverlust, der jedoch infolge der verkittenden Bestandteile des Wassers nach einem Monat vollständig aufhörte. An den wenigen Stellen, wo sich die Längsrisse nicht von selbst schlossen, wurde das Rohr belastet und ein Stahlreifen von etwas größerem Durchmesser als die Rohrweite durchgetrieben und dabei Zementmörtel in die Risse gestrichen. An den Verbindungsstellen der Eisenbeton- mit den Stahlrohrleitungen genügten Überschubmuffen nur bis 10 m Wasserdruck, bei höheren Drücken wurde das

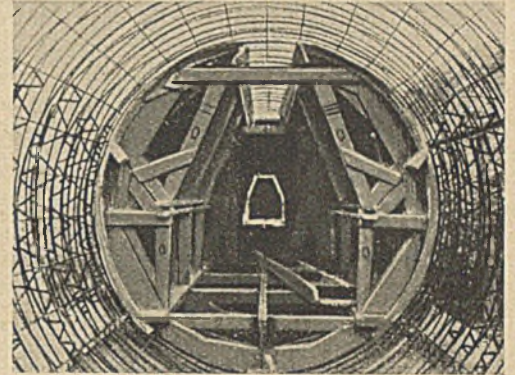


Abb. 4.

Stahlrohrende durch Winkeleisenringe verstärkt und die ganze Verbindungsstelle durch einen starken Betonkörper umschlossen. Von den Baukosten, die zwischen 200 und 500 M/m schwanken, entfielen 25% auf Grabenaushebung, 37% auf Betonierung, 18% auf Bewehrung, 11% auf Grabenverfüllung und 9% auf Nebenarbeiten und Bauaufsicht.

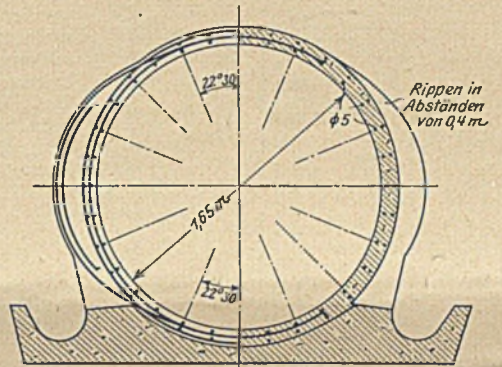


Abb. 5.

Auch in Spanien sind große Düker aus Eisenbetonröhren erbaut worden. Der Düker von Sosa in der Bewässerungsleitung für Aragonien und Katalonien für 35 m<sup>3</sup> sekundliche Wasserführung ist 1 km lang und hat zwei Röhre von 3,80 m lichter Weite und 175 mm Wandstärke, wovon 22 mm auf die innere bewehrte Verkleidung, 3 mm auf das Stahlrohr und 150 mm auf die äußere Verkleidung entfallen, deren Bewehrung dem Wasserdruck angepaßt wurde. Die Stahlrohre, die mit halber Dicke in die Berechnung eingerechnet worden sind, wurden in Längen von 6,5 m zusammengenietet, nachdem Wasser-



Abb. 6.



stoffschweißung sich als zu umständlich erwiesen hatte. Die äußere Ringbewehrung besteht aus T-Eisen, deren Abstand und Stärke sich nach dem Wasserdruck (bis 3 at) richtete, die äußere Längsbewehrung aus 8 mm starken und 6,35 m langen Drähten. Die innere Bewehrung besteht aus einem Netz von 4 mm starken Drähten. Der äußere Beton bestand aus 450 kg schnellbindendem Zement auf 0,4 m<sup>3</sup> Sand und 0,8 m<sup>3</sup> Feinschotter, der innere Beton aus 400 kg schnell- und 200 kg langsambindendem Zement auf 1 m<sup>3</sup> Sand und erhielt nach dem Erhärten eine 4 mm starke Putzschicht. Während des Gießens der unteren Hälfte der äußeren Verkleidung wurde das Stahlrohr von innen mit Hämmern geschlagen, um ein sattes Anliegen des Betons zu erreichen. Vor dem Aufbringen der äußeren Bewehrung mußten die Stahlrohre, die sich durch ihr großes Eigengewicht

ausgebaucht hatten, wieder kreisrund gemacht werden, wozu an den Stößen, wo die Röhren 50 mm Abstand hatten, 150 mm starke hölzerne kreisrunde Scheiben mit Treibkeilen eingespannt wurden (Abb. 8).

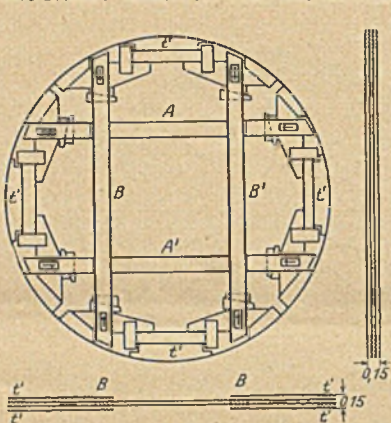


Abb. 8.

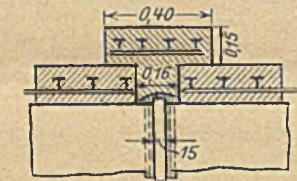


Abb. 9.

Die Stöße der Stahlrohre wurden mit beiderseits ange Nieteten Belageisenringen geschlossen, mit mehreren Lagen Asphaltteermischung (80% Teer und 20% Asphalt) bedeckt und entweder durch einen Betonwulst von 40 cm Breite und 15 cm Stärke, in

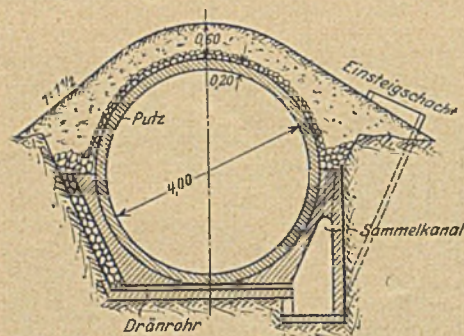


Abb. 10.

gleicher Weise wie die äußere Verkleidung bewehrt oder durch innen vernieteten breiten Eisenring umspannt (Abb. 9). Die Eisenbetongründung umfaßt die untere Hälfte des Rohres und hat in Abständen von 6,5 m 50 cm weite Lücken unter dem Rohr für den Querverkehr auf den Arbeitsstellen. Bei dem 28 km vom Sosa-Düker entfernten Düker von Albelda, der aus 725 m langen und 4 m weiten Eisenbetonröhren mit 20 cm Wandstärke, davon 1,5 cm für den inneren Putz, besteht und 18 m<sup>3</sup>/s bei Drücken bis 30 m abführt, konnte etwas Wasserverlust in Kauf genommen und das Stahlrohr weggelassen werden und die Bewehrung auf T-Eisen und Drähte, den Wasserdrücken angepaßt, beschränkt werden. Das durchsickernde Wasser wird durch Steinpackungen seitlich und oben mittels 10 cm weiten Dränröhren in je 1,2 m Abstand nach einem Sammelkanal geleitet (Abb. 10), der in einen Sammelbrunnen mit Ableitungen führt. Der Beton bestand aus 500 kg Zement auf 0,4 m<sup>3</sup> Sand und 0,8 m<sup>3</sup> Feinschotter unter 3 cm Korngröße, der Innenputz aus einer gröberen und einer feineren Zementmörtelschicht 1 : 1. Die Durchsickerungen, die bei der Inbetriebnahme 1/12, nach einigen Tagen noch 1/25 betragen, haben allmählich fast ganz aufgehört, also das Weglassen des Stahlrohres gerechtfertigt. Die Baukosten (1909) waren 800 M/m. (Nach Ing. Prof. Gino, Veronese, in L'Energia Elettrica vom Februar 1926, S. 104 bis 116 mit 25 Zeichn. und Abb.)

### Großer Aus- und Fortbildungskursus für das Siedlungswesen.

In Wiederaufnahme der von ihm in den Jahren 1919—1923 mit großem Erfolge durchgeführten Kurse beabsichtigt das Deutsche Archiv für Siedlungswesen, Berlin, in Verbindung mit mehreren anderen einschlägigen Körperschaften im kommenden Winter einen großen Aus- und Fortbildungskursus für das gesamte Siedlungswesen zu veranstalten. Der Kursus soll außer den zusammenfassenden Hauptvorlesungen auch eine größere Reihe kurzer Einzelvorlesungen zur Behandlung zahlreicher Sondergebiete bringen und so auch denjenigen, die sich nur über eine oder einige Einzelfragen unterrichten wollen, eine willkommene Gelegenheit bieten. Der Vorstand hat sich in seiner letzten Sitzung mit der Veranstaltung eines solchen Kursus einverstanden erklärt, und die Vorarbeiten sind aufgenommen.

### Elektrischer Kohlenverladekran in Queensland.

Zur Bekohlung von Schiffen ist in Bowen (Queensland) eine Hafenzunge von 150 m Länge und 26 m Breite mit vier Gleisen, zwei elektrischen Spillen zum Verholen der Kohlenzüge, Vorratbehältern für 4000 t (je 1016 kg) und einem fahrbaren Verladekran für 350 t Stundenleistung bei doppelseitigem Betrieb ausgerüstet. Der Kran (Abb. 1) hat 24 m Spurweite, 12 m Gesamtradstand, 22 m Höhe bis zur Unterkante der Verladebrücke, 19 m größte Hubhöhe über Flut-

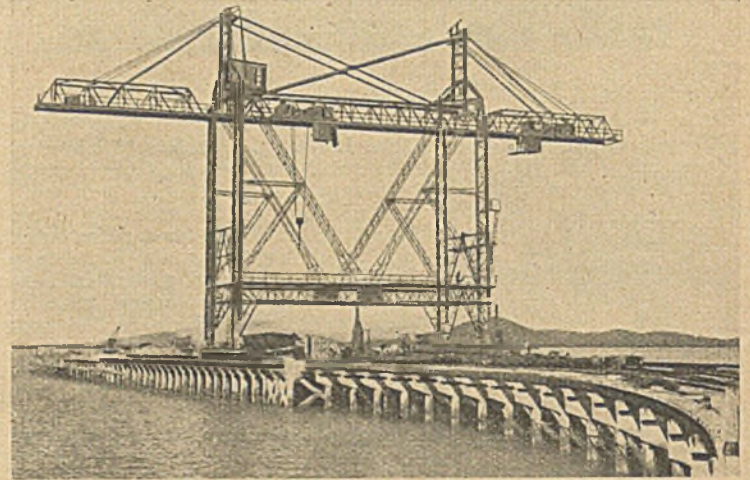


Abb. 1.

wasserstand, 6 m Verladebereich darunter, 14 m Länge der Ausleger, die zum Ausweichen besonders hoher Masten hochgezogen werden können, und ein Gesamtgewicht, einschl. zweier Laufkatzen von je 20 t, von 175 t. Die größte Belastung eines Rades (4 an jeder Seite) bei weitester Ausladung und 25 kg/m<sup>2</sup> Winddruck ist 33 t. Das Gitterwerk der doppelten Mastfüße und die Versteifungen sind für Winddrücke von 250 kg/m<sup>2</sup> berechnet, so daß sie auch den Stürmen der dortigen Gegend standhalten, während für den Betrieb die Annahme von 25 kg/m<sup>2</sup> genügt. Der Kran ist an jeder Gleisstelle gegen Fortrollen verankerbar. Für 20 t Last (2 t Eigengewicht und 18 t Kohlenladung der abhebbaren Eisenbahnwagenkästen) ist die Geschwindigkeit beim Heben 15 m/min, beim Verfahren 45 m/min, die Längsbewegung des Krans 12 m/min. Die Hubmotoren der Laufkatzen haben 100, die Fahrmotoren 36 PS. Alle Bewegungen dieser Motoren und der Winden für die Ausleger werden durch selbsttätige Ausschalter rechtzeitig unterbrochen. Den Betriebsstrom erhält der Kran durch ein 20 m langes Schleppkabel von Anschlußkästen, die in 30 m Entfernung längs der Hafenzunge verteilt sind. (Nach Engineering vom 2. Juli 1926, S. 5 bis 7 mit 5 Abb.)

### Ein eigenartiger Vorschlag für die Anordnung der Ärstabrücke in Stockholm.

Die große Eisenbahnbrücke über den Ärstasund bei Stockholm, welche später auch mit einer Fahrbahn für Straßenverkehr versehen werden soll, hat im Jahre 1919 den Gegenstand eines internationalen Wettbewerbes gebildet. Obschon die zwei Eisenbetonvorschläge wesentlich billiger waren, wurden dieselben nur angekauft und der Preis wurde einer solchen Lösung zugebilligt, bei der die größte Öffnung in Eisen ausgeführt werden soll. Eine aus diesem Wettbewerbentwurf entwickelte Lösung wurde dann auch für die Ausführung bestimmt. Abb. 1 stellt die Ansicht dieser Brücke, so wie sie tatsächlich ausgeführt werden soll und sich zum Teil auch schon in Arbeit befindet, dar. — Die untere Fahrbahn ist für die Eisenbahn, die obere für die etwaige spätere Straßenüberführung bestimmt.



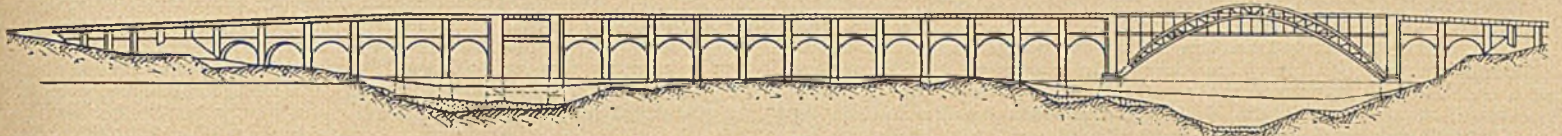


Abb. 1. Zur Ausführung bestimmter Entwurf der K. schwedischen Staatseisenbahnverwaltung.

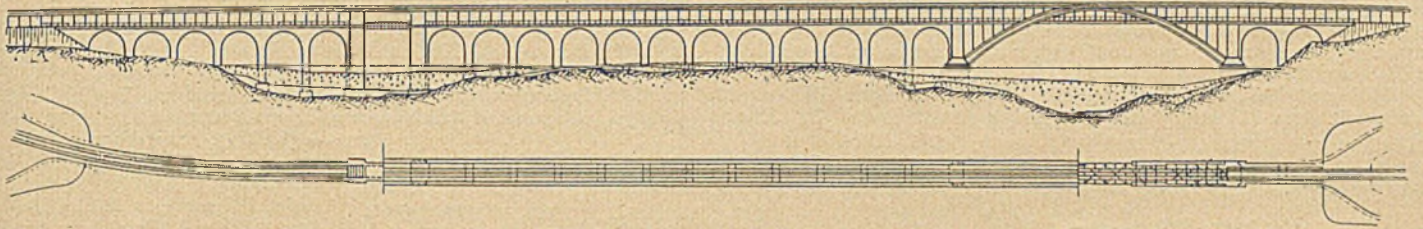


Abb. 2. Neuer Vorschlag. Ansicht und Grundriß bzw. Draufsicht.

Die Anordnung einer Eisenbetonkonstruktion wurde seinerzeit vor allen Dingen aus dem Grunde abgelehnt, weil damals angenommen wurde, daß das Bauen eines Eisenbetonbogens mit etwa 150 m Spannweite ein allzu großes Wagnis bedeuten würde. Die Grundlagen des Eisenbetonbogenbrückenbaues waren schon damals so weitgehend geklärt, daß diese Auffassung kaum begründet erscheinen konnte. Durch die inzwischen entstandenen Eisenbetonbrücken ähnlicher Spannweite, unter welchen die wichtigsten die Mississippibrücke bei Minneapolis (123 m Spannweite), die wohlbekannte Seinebrücke bei Saint Pierre de Vauvrai (132 m Spannweite) und die jetzt in Bau befindliche Brestbrücke (mit 180 m Spannweite), ist der Einwand noch mehr widerlegt worden und auch in wissenschaftlicher Richtung ist bekanntlich die Frage des Bauens sehr weitgespannter Eisenbetonbogen-tragwerke noch weiter durchgearbeitet und geklärt worden.

Die oben dargestellte Anordnung mit einer Hauptöffnung in Eisenkonstruktion scheint nunmehr unabänderlich für die Ausführung bestimmt zu sein; jedoch dürfte der durch die Zivilingenieure Erik Heidenstam und Axel Rosell als Diplomarbeit unter Leitung des Professors Zivilingenieur Otto Linton ausgearbeitete Vorschlag, der eine eigenartige Eisenbetonbogenkonstruktion als Hauptöffnung vorsieht und auch sonst manche bemerkenswerte Neuerungen aufweist, vom wissenschaftlichen Standpunkte sicherlich auf das Interesse auch der deutschen Brückenbauer rechnen können.

Die allgemeine Anordnung des Heidenstam-Rosellschen Vorschlages geht aus nebenstehend abgebildeter Ansicht hervor. Wir sehen aus derselben, daß — genau wie bei dem zur Ausführung bestimmten Entwurfe — auch hier im wesentlichen drei Typen von Brückenfeldern zu unterscheiden sind: Bogenöffnungen mit kleiner Spannweite, eine große Hauptöffnung und eine Öffnung mit beweglichem Überbau.

Abb. 3 a. Schnitt der Hauptöffnung in der Nähe der Widerlager.

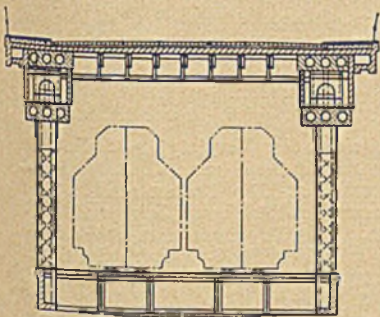


Abb. 3 b. Schnitt der Hauptöffnung in Feldmitte.

Die große Hauptöffnung ist eine Bogenbrücke mit einer Spannweite von 160 m und mit zwei beiderseits eingespannten Hauptbogen-tragwerken. Die wichtigste Eigenart des behandelten Brückenentwurfs liegt in der konstruktiven Gestaltung dieser Bogentragwerke. Der Grundgedanke derselben besteht in dem zielbewußten Weiterverfolgen der Melanschen und Empergerschen Konstruktionsprinzipe. Melan hat bekanntlich seine massiven Eisenbetontragwerke mit steifen Flußeiseneinlagen versehen und dadurch diese im Hinblick auf die

Rüstungersparnis den früheren Bogentragwerken gegenüber wirtschaftlicher gestaltet; Emperger hat die Stoßfestigkeit des durch Einbettung in umschnürten Beton geschützten Gußeisens erkannt und an Stelle des Flußeisens das billigere und dazu druckfestere Gußeisen als steife Einlage angeordnet. In dem vorliegenden Vorschlag ist jeder einzelne Haupttragwerkbogen ein Fachwerk, dessen Gurtungen aus umschnürtem Gußeisen bestehen, dessen Diagonalen aber aus reiner flußeiserner Eisenkonstruktion gebildet werden. Durch den Ersatz der massiven Konstruktion mit einer Fachwerkkonstruktion ist erreicht, daß die Grenzdrucklinien bis zu den Schwerpunkten der Gurtungen ausschlagen können, ohne daß Zugspannungen in den Gurtungen auftreten, wogegen der entsprechende zulässige Ausschlag bei einem

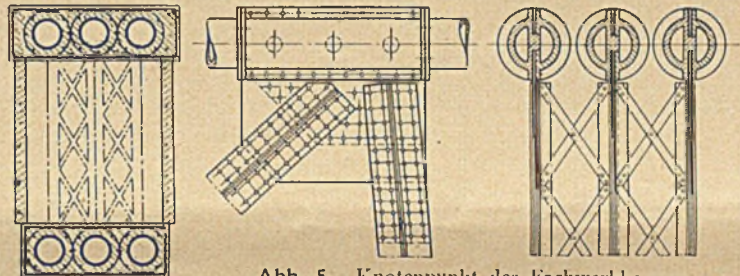


Abb. 4. Radialschnitt durch ein Hauptbogen-tragwerk.

Abb. 5. Knotenpunkt des Fachwerkbogens.



Abb. 6. Einzelheit zur Abb. 5.

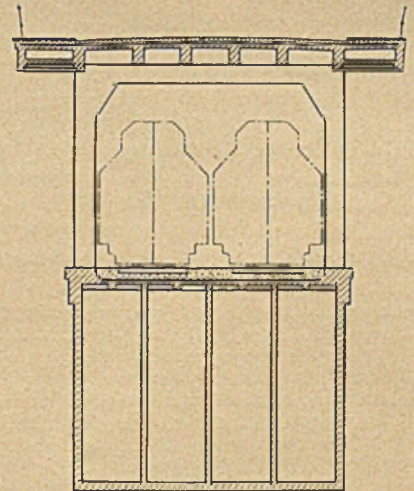


Abb. 7. Schnitt durch ein 22-m-Feld.

massiven Querschnitt durch den Kernpunktabstand gegeben ist. Es ist offenbar, daß bei vorgeschriebener Spannweite und Nutzlasten dies eine ganz bedeutende Ersparnis an Beton bedingt. Bei den geringfügigen Diagonalkräften und wegen der Klarheit des Kräftespieles sind die flußeisernen Diagonalen, wie bereits erwähnt, nicht mit Beton umhüllt. Bemerkenswert gut durchdacht ist der Anschluß der Diagonalen an die Gurtungen sowie die Stoßanordnung der letzteren. Die röhrenförmigen Gußeiseneinlagen<sup>1)</sup> enden an den Knotenstellen

<sup>1)</sup> Laut mündlichen Mitteilungen von Professor Linton wurde als ökonomischer (bei schwedischen Verhältnissen) für neuzeitige weitgespannte Empergerbrücken und davon abgeleitete Brückensysteme eine Gußeisensorte erkannt, die nicht gerade als Gußstahl bezeichnet werden kann, doch jedenfalls ein Gußeisen sehr guter Qualität ist und das Zulassen einer Druckspannung von etwa 2000—2500 kg/cm<sup>2</sup> ermöglicht.



und werden an diesen Stellen durch zweiteilige Gußeisenprofile ersetzt, deren beide Teile aneinander sowie an die Knotenbleche mit Hilfe von Nietreihen und von solchen Bolzen angeschlossen werden, welche durch die passende Formgebung der Gußstücke selbst gebildet werden. Diese Knotenkonstruktion geht aus Abb. 7—8 klar hervor; aus derselben ersieht man auch, daß die Kraft von den normalen Abschnitten des Gurtgußeisens an die Knotenabschnitte desselben durch stumpfen Stoß überführt wird. Dieser stumpfe Stoß ist noch durch quer abstehende Flanschen gesichert. Zum Schutze der Diagonalen gegen Rauchgase sowie zur Sicherung der einheitlichen architektonischen Wirkung sind die Zwischenräume der Gurte mit dünnen Eisenbetonwänden abgeschlossen; dieselben werden ganz ohne Schalung durch Anordnung eines Armierungs- und Drahtnetzes und durch Anwendung des Betonspritzverfahrens hergestellt.

Während bei einer Empergerbrücke der bisherigen Bauart ein Sparen mit dem Eigengewicht infolge des Pendelns der Drucklinie

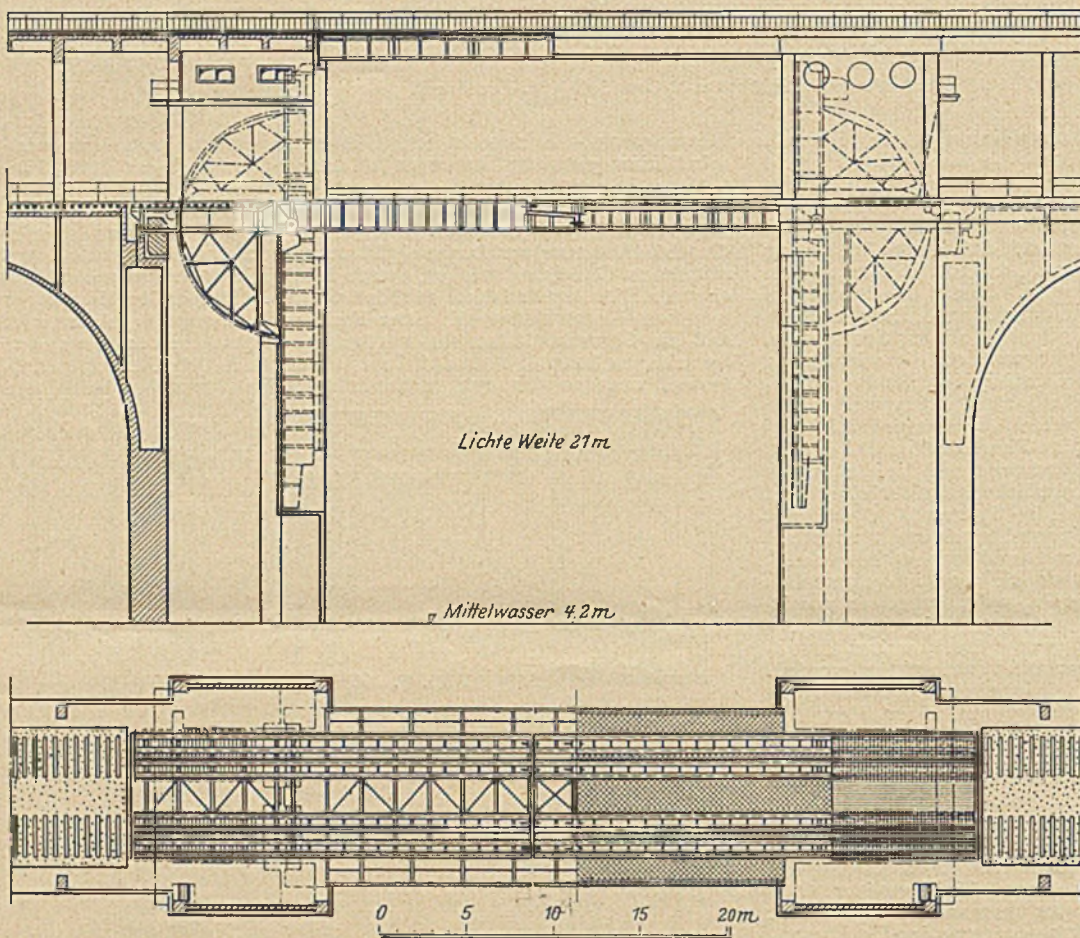


Abb. 8. Durchfahrtöffnung im nördlichen Sunde. Längenschnitt, Ansicht, wagerechter Schnitt und Draufsicht.

bei beweglicher Last im allgemeinen nicht zweckdienlich wäre, kann hier durch die Eigenart der Konstruktion mit dem Eigengewicht äußerst sparsam umgegangen werden; es steht nichts im Wege, auch die Fahrbahnkonstruktionen statt der schweren Eisenbetonkonstruktionen als leichte Eisenkonstruktionen zu gestalten. Dieselben sind indes zum Schutz gegen die unmittelbare Einwirkung der Atmosphärien und zugleich auch aus architektonischen Gründen mit Eisenbetonschutzwänden ausgestattet.

Die kleineren Brückenfelder sind Eisenbetonbogentragwerke mit kastenförmigem Querschnitt, also ein System, welches mit dem bekannten Maillardsystem eng verwandt ist. Die obere, ebenfalls in Eisenbeton ausgebildete Fahrbahn stützt sich auf diese Haupttragwerke mit Hilfe von Eisenbetonrahmen; die Entfernung von Rahmenmitte zu Rahmenmitte ist  $\frac{1}{4}$  des Feldsystems der Haupttragwerke.

Sehr eigenartig ist schließlich die Anordnung des beweglichen Feldes. Dies ist eine zweiarmige Klappbrücke, deren Klappen nach unten geöffnet werden. Diese eigentümliche Anordnung hat gegenüber nach oben zu öffnenden Klappen den Vorzug, daß der obere Ueberbau ein fester Überbau sein kann, gegenüber einer Hubbrücke aber den Vorteil einer Ersparnis an Fahrbahnhöhe von etwa 3 m. Ein Nachteil ist allerdings, daß während des Öffnungsvorganges der Verkehr selbst für solche Wasserfahrzeuge unmöglich ist, welche bei geschlossener

Brücke ohne weiteres durchkommen können; bei der bedeutenden Höhe der großen Hauptöffnung fällt indes dieser Nachteil nicht schwer ins Gewicht. Die geplante bewegliche Brücke ist im übrigen nach dem bekannten System Voß und Schwyzer ausgebildet; sie ist also im geschlossenen Zustande kurz gesagt ein Dreigelenkbogen, dessen imaginäres Mittelgelenk in dem Unendlichpunkt der Vertikalen liegt<sup>2)</sup>.  
P. N.

### Zuschrift zum Aufsatz „Neue Formen für Beton- und Kunststeintreppenstufen“.

In Heft 30/1926 befindet sich ein kurzer Bericht über: „Neue Formen für Beton- und Kunststeintreppenstufen“. Zu diesem bemerke ich das folgende:

Winkelstufen der dargestellten Art sind in Deutschland seit langem bekannt und daher auch z. B. im Betonkalender 1920, S. 451,

abgebildet. Eingeführt wurde die umgekehrte Winkelstufe, d. i. die Barriballsche Stufe von der Firma Gebr. Friesecke in Berlin im Jahre 1909 mit der Absicht, eine Art Treppenstufennormung durchzuführen. Diese Stufen wurden in einer Anzahl Längen und in erheblicher Menge vorrätig gehalten.

Einen vollen Erfolg hatte diese Stufe aber nicht, weil die abgetreppte Unterseite vielfach als unschön empfunden wird (dies gilt heute ganz besonders) und weil der Treppenlauf als Ganzes nicht diejenige Widerstandsfähigkeit aufweist, wie ein solcher aus Keilstufen. Die Lastfortpflanzung auf die unteren Stufen und auf den Podest ist viel geringer, auch sind die Winkelstufen wegen ihres schwächeren Querschnitts gegen Stoßbeanspruchungen empfindlich.

Die Ersparnis an Beton ist nicht groß und wird durch die Erschwernis bei der Herstellung, insbesondere beim Binden des Gerippes reichlich aufgewogen. Das kleinere Gewicht der Winkelstufe kann auch nicht voll ausgenutzt werden, weil sie auf dem Wagen den gleichen Raum einnimmt wie die Keilstufe, und weil sie ohnedies auf dem Bau nicht mehr getragen werden kann, sondern ebenfalls mit der Winde versetzt werden muß.

Ein Anwendungsgebiet ist der Winkelstufe auch heute noch geblieben: die Wendeltreppe. Die Stufen werden dann mit hohlzylindrischen Ansätzen versehen, durch deren Aussparungen nach dem Versetzen ein Gasrohr gezogen und hierin vergossen wird.

Die Entwicklung ist also in Deutschland über die umgekehrte Winkelstufe seit langem hinaus. Was die abgebildete Form betrifft, so kann ohne nähere Angaben über ihre Bau- und Wirkungsweise ein Urteil weder abgegeben noch nachgeprüft werden.

Dr.-Ing. Friesecke.

In gleichem Sinne äußern sich die Vereinigten Steinwerke G. m. b. H. Kupferdreh. Sie teilen mit, daß sie bereits seit 20 Jahren Stufen genau der gleichen Art herstellen. Die Stufen sind in einer großen Anzahl von Gebäuden, besonders häufig in letzter Zeit für Krankenhäuser verwendet worden. Hierfür erscheinen sie deshalb geeignet, weil die sichtbare Fuge zwischen Stoß- und Auftritt fortfällt und eine Festsetzung von Schmutz an dieser Stelle nicht möglich ist. Die vorgenannten Vereinigten Steinwerke G. m. b. H. Kupferdreh weisen mit Recht noch darauf hin, daß es nicht angebracht ist, die Winkelstufen als Neuheit von Amerika jetzt in Deutschland einzuführen.  
Schriftleitung.

<sup>2)</sup> Die obige kurze Beschreibung dieses bemerkenswerten Brückenvorschlags ist auf Grundlage der umfangreichen Veröffentlichungen der beiden Entwurfsverfasser im Jahrgang 1925 der 'Teknisk Tidsskrift' („Årstabron, Ett Betonbroförslag“, Teknisk Tidsskrift Väg och Vattenbyggnadskonst 25. Juli und 26. September 1925) verfaßt worden; dieselben enthalten außer einer ausführlichen Beschreibung des Entwurfs auch theoretische Erörterungen über die Statik des Voß-Schwyzerschen Tragwerkes.



## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Straßenbau im Rahmen des Arbeitsbeschaffungsprogramms.

In den Beratungen der vom Reichstag und vom Reichswirtschaftsrat eingesetzten Ausschüsse und der von der Reichsregierung gebildeten Ministerialkonferenz über das Arbeitsbeschaffungsprogramm der Reichsregierung zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit ist auch die Frage eingehend erörtert worden, in welchem Umfange durch den Neu- bzw. Umbau von Straßen produktive Arbeit geschaffen werden könne.

Es wurde zunächst festgestellt, daß nach Artikel VII Ziffer 19 der Reichsverfassung das Reich ermächtigt ist, den Bau von Landstraßen, soweit es sich um den allgemeinen Verkehr und die Landesverteidigung handelt, gesetzlich zu regeln. Von diesem Recht ist allerdings bisher kein Gebrauch gemacht worden, doch besteht die Absicht, ein großzügiges Straßenbau- oder Straßenumbauprogramm im Benehmen mit den Wegebaupflichtigen aufzustellen. Neben der Festlegung durchlaufender Verkehrslinien sollen einheitliche Normen und einheitliche Breiten aufgestellt werden, die künftig bei dem Bau und der Verbesserung von Straßen innezuhalten wären. Da die Vorarbeiten hierfür aber geraume Zeit in Anspruch nehmen, die Lage auf dem Arbeitsmarkt jedoch erfordert, schnell Arbeitsmöglichkeiten zu schaffen, mußte bei den zunächst zu ergreifenden Maßnahmen von der Aufstellung einheitlicher Richtlinien usw. abgesehen werden. Straßenbau und Straßenunterhaltung liegen praktisch — der geschichtlichen Entwicklung entsprechend — in den Händen der Länder. In Bayern, Sachsen, Württemberg, Baden und Braunschweig finden wir die wichtigeren Straßen, welche die großen Orte miteinander verbinden und vorwiegend für den Durchgangsverkehr in Frage kommen, als Staatsstraßen, für die eine eigene staatliche Bauverwaltung besteht. Preußen besitzt keine Staatsstraßen mehr, da es diese bei Aufkommen der Eisenbahn gegen Gewährung von Dotationen an die Provinzen abgetreten hat, wobei wieder verschiedene Verhältnisse innerhalb der einzelnen Provinzen anzutreffen sind. Neben den Staats- und Provinzialstraßen besteht ein ausgedehntes Netz von Kreisstraßen, die vorwiegend die Verbindung zwischen den weniger wichtigen Orten und den einzelnen Landgemeinden herstellen. Außerdem gibt es noch städtische Straßen, auf die hier nicht weiter eingegangen werden soll, da sie nicht zu den Landstraßen im eigentlichen Sinne rechnen. Bei der Verschiedenartigkeit der Verhältnisse ist es nicht leicht, genaue Zahlen zu erhalten. Man wird aber annehmen können, daß in Deutschland zur Zeit rund 54000 km Staats- und Provinzialstraßen und 126000 km Kreisstraßen, zusammen also 180000 km befestigte Landstraßen vorhanden sind; davon werden etwa 30000—50000 km Hauptverkehrsstraßen sein, die für den Kraftwagenverkehr in erster Linie in Frage kommen.

Wie allgemein bekannt, befinden sich die deutschen Landstraßen zur Zeit in einem wenig guten Zustande. Der Grund hierfür ist vor allem darin zu suchen, daß während des Krieges und der Inflationszeit die ordnungsgemäße Unterhaltung der Straßen wegen Mangels an Mitteln und Arbeitskräften ausgesetzt werden mußte, so daß die Straßen zur Zeit stärker abgenutzt sind, als es bei sachgemäßer Unterhaltung und regelmäßiger Pflege der Fall sein würde. Hinzu kommt, daß sich auf vielen Straßen, namentlich in der Nähe der großen Städte, auch ein stärkerer Verkehr als früher entwickelt hat. Es handelt sich also darum, die Straßen zunächst einmal wieder in den alten Zustand zu versetzen, wobei man gleichzeitig eine dem Kraftwagenverkehr angepaßte Befestigungsart anzuwenden haben wird. Wegeneubauten kommen im allgemeinen

nicht in Frage, vielmehr wird man versuchen, mit dem vorhandenen Straßennetz auszukommen, und es nur nach einheitlichen Gesichtspunkten hinsichtlich Linienführung und Planung (Verkehrsbreite, größte Steigung, Krümmungshalbmesser usw.) ausbauen.

Auf Grund von Verkehrszählungen, die der Deutsche Straßenbauverband im vergangenen Jahre angestellt hat und deren Auswertung vom Reichsverkehrsministerium geldlich unterstützt wird, kann man ein genaues Bild darüber gewinnen, auf welchen Straßen sich der Verkehr zur Zeit hauptsächlich abspielt. Diese müssen in erster Linie instand gesetzt und mit entsprechenden Fahrbahnbefestigungen versehen werden. Als solche Befestigungen kommen hauptsächlich vier Arten in Betracht, nämlich Kleinpflaster, Asphalt, Teer und Beton. Welche von diesen jeweils zweckmäßig angewendet wird, richtet sich nach verschiedenen Umständen, in erster Linie nach der Verkehrsbelastung, dann nach den gegebenen klimatischen und geologischen Verhältnissen, dem örtlichen Gesteinsvorkommen u. a. Für schweren Verkehr scheint sich vorzugsweise Kleinpflaster einzubürgern, zumal wenn geeignete Steine in der Nähe der Verwendungsstelle gewonnen werden können. Weiterhin wird der Bau von Beton- und von Walzasphaltstraßen in Frage kommen. Jedenfalls steht schon jetzt fest, daß die wassergebundene Schotterstraße einem stärkeren Verkehr nicht mehr gewachsen ist, und daß das Bestreben dahin gehen muß, eine dichte, gegen Eindringung von Feuchtigkeit geschützte, nicht zu glatte Decke herzustellen, die sowohl den Beanspruchungen des Kraftwagen- wie des Fuhrwerksverkehrs, mit dem in Deutschland noch auf lange Zeit hinaus gerechnet werden muß, gewachsen ist. Dies schließt nicht aus, daß für die Straßen zweiter und dritter Ordnung die bisherige Straßenbauweise im allgemeinen noch beibehalten werden muß, was auch unbedenklich erscheint, wenn ihrer laufenden Unterhaltung mehr als bisher Beachtung geschenkt wird. Vergleiche mit den Straßenbauweisen des Auslandes können nur mit Vorbehalt angestellt werden, da dort die Verhältnisse zum Teil ganz verschieden liegen und auch die Art der Verkehrsbelastung vielfach von derjenigen in Deutschland abweicht. Gleichzeitig mit der Aufbringung einer neuen Fahrbahndecke wird man verkehrsfährliche Straßenstellen beseitigen, Straßenverbreiterungen ausführen und nötigenfalls Umgehungsstrecken um Ortschaften herum anlegen.

Das Straßenproblem ist aber nicht nur eine technische, sondern vor allem eine finanzielle Frage, deren Lösung alle Beteiligten vor eine schwierige Aufgabe stellt. Bei Schätzung der Kosten muß unterschieden werden zwischen dem Aufwand für die erstmalige Instandsetzung einschließlich Verbesserung der Linienführung und dem Aufwand für die laufende Wegeunterhaltung. Nach den Angaben der Regierungsvertreter müssen von dem gesamten deutschen Straßennetz in einer Länge von etwa 180000 km mindestens ein Drittel, also 60000 km umgebaut werden. Die Kosten für die erstmalige Instandsetzung werden auf insgesamt etwa 1,8 Milliarden Reichsmark geschätzt, jedoch wird dieser Betrag nicht sofort in voller Höhe, sondern erst im Laufe der nächsten Jahre benötigt. Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß diese Kosten nicht aus laufenden Einnahmen bestritten werden können, sondern daß sie durch Anleihen oder aus allgemeinen Fonds zu decken sind. Da Straßenumbauten eine bleibende Wegeverbesserung darstellen und neuzeitliche Fahrbahndecken eine Lebensdauer von 20 bis 30 Jahren und mehr besitzen, ist es durchaus billig, an den Lasten für derartige Anlagen auch die kommende Generation mit tragen zu lassen.

Wenn auch derartig hohe Beträge zur Zeit auf dem Anleihewege kaum in voller Höhe aufgebracht werden können, ist



den Wegebaupflichtigen (den Ländern, in Preußen den Provinzialverbänden) vom Reich dennoch aufgegeben worden, den Versuch zu machen, sich die dringend erforderlichen Mittel auf dem Anleihewege zu verschaffen. Das Reich hat sich bereit erklärt, insgesamt 100 Millionen Mark für die Bezirke, in denen die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger 2% der Einwohnerzahl übersteigt (Notstandsbezirke), bereitzustellen, mit deren Hilfe den Wegebaupflichtigen Zinsverbilligungen für die von ihnen aufgenommenen Anleihen zur Verfügung gestellt werden sollen, und zwar im ersten Jahre in Höhe von 4%, im zweiten und dritten Jahre von je 3% der Bausumme.

Der Aufwand für die laufende Wegeunterhaltung unter der Voraussetzung, daß die erstmalige Instandsetzung im wesentlichen durchgeführt ist, wird von dem Deutschen Landkreistag auf etwa 450 Millionen Reichsmark jährlich geschätzt; dieser Betrag muß aus laufenden Einnahmen bestritten werden. Zu nennen ist hier in erster Linie die Kraftfahrzeugsteuer, deren Sätze so erhöht sind, daß für das Jahr 1926 120 Millionen Reichsmark herausgewirtschaftet werden können. Ferner wird hier die produktive Erwerbslosenfürsorge bei Ausführung kleinerer Arbeiten herangezogen werden können.

Das Reichsverkehrsministerium hat es sich angelegen sein lassen, die technischen Vorschriften für Kraftfahrzeuge den Forderungen der Wegeunterhaltungspflichtigen zur Schonung der Straßen anzupassen. Zunächst ist für die Kraftfahrzeuge allgemein wieder die Verwendung elastischer (Gummi-)Reifen vorgeschrieben worden. Das Ministerium hat ferner Untersuchungen über die Wechselwirkung zwischen Fahrzeug und Fahrbahn veranlaßt, die teils in der Versuchsanstalt für Kraftfahrzeuge an der Technischen Hochschule in Berlin, teils auf einer besonderen Versuchsbahn, die der Deutsche Straßenbauverband mit geldlicher Unterstützung des Reichs in Braunschweig errichtet hat, vorgenommen werden. Auf der Versuchsbahn wird im besonderen die Nachprüfung des im Laboratorium ermittelten Ergebnisses über die Einwirkung des Lastkraftwagenverkehrs auf die verschiedenen Fahrbahnbefestigungen vorgenommen.

Da es sich bei der Braunschweiger Versuchsbahn um einen genau geregelten, lediglich von Kraftfahrzeugen ausgeführten Verkehr handelt, ist es erforderlich, diese Versuche durch Herstellung von Versuchsstrecken bei den einzelnen Straßenbauverwaltungen zu ergänzen, über die dann der gesamte Straßenverkehr, also Kraftwagen- und Fuhrwerksverkehr, zu leiten ist. Solche Versuchsstrecken sind in Deutschland an verschiedenen Stellen eingebaut worden, die mit ihnen gemachten Erfahrungen werden ebenfalls wertvolle Aufschlüsse über die Geeignetheit neuzeitlicher Befestigungsarten vermitteln.

Was nun die Beschäftigungsmöglichkeit für Erwerbslose bei Straßenbauarbeiten betrifft, so muß zunächst darauf hingewiesen werden, daß die Vergebung der Straßenbauaufträge selbst in der Hand der Bauverwaltungen der Länder, Provinzen und Kreise liegt, die im einzelnen auch die Frage zu prüfen haben, ob und in welchem Umfange Arbeitslose eingestellt werden können.

Die Straßenbauprogramme sind im einzelnen von den Wegebaupflichtigen selbständig auszuarbeiten. Sofern die Zinsverbilligung des Reichs in Anspruch genommen werden soll, sind entsprechende Anträge an das Reichsarbeitsministerium zu richten. Von letzterem ist lediglich die Bedingung aufgestellt worden, daß Straßen, die allein dem Automobilverkehr dienen sollen, im allgemeinen nicht mit Hilfe der Mittel des Reichs gefördert werden dürfen; vielmehr soll das vorhandene Straßennetz durch Umbau und Neubau so verbessert werden, daß mit ihm der zunehmende Verkehr an Kraftfahrzeugen bewältigt werden kann. Ferner soll vornehmlich mit einheimischen Baustoffen gebaut werden, doch ist die Verwendung geringer Mengen ausländischer Rohstoffe, z. B. beim Walzasphaltbau, zulässig. In der Nähe der Ort-

schaften soll durch die Wahl der Bauart dafür gesorgt werden, daß eine Staubbindung erreicht wird, um die lästige Staubplage, welche der Kraftwagenverkehr verursacht, zu beseitigen.

Es ist allerdings nicht zu verkennen, daß lediglich bei Arbeiten zur Verbesserung der Linienführung (Verbreiterung, Umgehungsstrecken usw.) eine größere Zahl ungelernter Arbeiter bei Erdarbeiten und Herstellung des Unterbaues beschäftigt werden können, während die Herstellung neuzeitlicher Fahrbahndecken im allgemeinen wenig Gelegenheit bieten wird, Erwerbslose einzustellen. Die Ausführung dieser neuzeitlichen Befestigungen geschieht meist auf maschinellen Wege, um in der zur Verfügung stehenden kurzen Zeit möglichst große Flächen herzustellen. Teilweise verlangt auch die Eigenart des verwendeten Materials eine Behandlung in besonderen maschinellen Einrichtungen einschließlich Verteilung des Materials auf die Straßenoberfläche, z. B. bei der Mischung von Steinschlag und Grus in besonderen Heizkesseln mit flüssigem Teer oder Bitumen. Kleinpflaster wird zwar von Hand gesetzt, erfordert aber in der Regel besonders vorgebildete Facharbeiter. Ungelernte Arbeiter werden somit bei den Straßenbauarbeiten im allgemeinen nur insoweit herangezogen werden können, als es sich um Vorbereitung des Planums für die Aufbringung der neuzeitlichen Decke handelt. Auf alle Fälle werden wahrscheinlich die Materialkosten im allgemeinen ein Mehrfaches der Kosten für die Arbeitslöhne ausmachen. Dabei darf allerdings nicht verkannt werden, daß die Beschaffung und Anfuhr des erforderlichen Materials wiederum zahlreiche Arbeitsmöglichkeiten in Steinbrüchen usw. mit sich bringen wird.

### Rechtsprechung.

Unmöglichkeit der Zurücknahme der Kündigung eines Tarifvertrages. Durch einen Schiedsspruch vom 7. 6. 26 hat der Schlichtungsausschuß Frankfurt/Main entschieden, daß ein tarifvertragliches Abkommen durch rechtswirksame Kündigung beendet ist, und daß es zur Wiederherstellung der tarifvertraglichen Beziehungen der Parteien einer neuen Vereinbarung der Parteien bedarf. Die Lage ist die gleiche, wie wenn der Vermieter das Mietverhältnis zu einem bestimmten Zeitpunkt wirksam aufkündigt und er nach Ablauf des Zeitpunktes, zu welchem die Kündigung wirksam erfolgt ist, die Kündigung wieder zurücknimmt. Auch in diesem Falle lebt das bisherige Mietverhältnis nicht wieder auf, vielmehr bedarf es des Abschlusses eines neuen Mietvertrages.

Die Frage, ob eine Zurücknahme der Kündigung seitens einer Partei ohne Zustimmung der Gegenpartei wirksam ist, wenn die Zurücknahme erfolgt, bevor das Tarifvertragsverhältnis infolge der Kündigung endet, wird in dem Schiedsspruch offen gelassen. Die Schriftleitung der Zeitschrift „Das Schlichtungswesen“, in der der Schiedsspruch veröffentlicht ist („Das Schlichtungswesen“ 1926 S. 167) verneint auch diese Frage. Die Kündigung ist eine sogenannte empfangsbedürftige, einseitige Willenserklärung. Sie wird nach § 131 BGB. wirksam, sobald sie der Gegenpartei zugeht, und zwar wirkt sie nunmehr auch gegen die Tarifpartei, welche die Kündigung ausgesprochen hat und ist für diese unwiderruflich. Sobald die Kündigung durch Zugehen wirksam geworden ist, ist daher das Vertragsverhältnis der Parteien nach Ablauf der Kündigungsfrist endgültig gelöst. (S. auch Kommentare der Reichsgerichtsräte zum BGB. § 609 Anm. 2.)

Entlassung ungeeigneter Arbeitskräfte ist keine unbillige Härte im Sinne des § 84 BRG. Einer Firma kann in der heutigen Zeit nicht zugemutet werden, bei Betriebseinschränkungen weniger taugliche Arbeiter tüchtigen Kräften vorzuziehen, nur weil sie Familie haben. Voraussetzung für das Vorliegen einer unbilligen Härte im Sinne des § 84 Ziff. 4 BRG ist, daß diese nicht durch die Verhältnisse des Betriebes oder durch das Verhalten des Arbeiters bedingt ist. Durch das Wörtchen „oder“ ist im Gesetz zum Ausdruck gebracht, daß die Erfüllung einer dieser beiden Voraussetzungen genügt, um das Vorliegen einer unbilligen Härte zu verneinen. Es ist unbestritten, daß die Beklagte infolge Mangels an Aufträgen erhebliche Betriebseinschränkungen vorgenommen und über 100 Arbeiter entlassen hat. Daraus geht hervor, daß die Entlassung des Klägers durch die Verhältnisse des Betriebes bedingt ist. Es kommt hinzu, daß durch Zeugen festgestellt ist, daß der Kläger nicht zur Zufriedenheit der Beklagten gearbeitet hat. Darum ist auch der Einwand, daß noch ledige Arbeiter im Betriebe sind, hinfällig, denn in der heutigen wirtschaftlich schweren und kritischen Zeit kann einer Firma das Recht, nur gute und tüchtige Arbeiter zu behalten, nicht beschnitten werden. (Urteil des Gew.-Ger. Reichenbach i. V. vom 26. V. 26 A.Z. 10/26.)



### Form der Knicklinie.

Bei Annahme einer Sinuslinie für die gebogene Stabachse ergibt die Untersuchung von James J. Guest in Engineering vom 5. März 1926 (S. 310), daß die Ordinaten der wirklichen Knicklinie um  $\cos^3 \varphi$  davon abweichen ( $\varphi$  = Neigungswinkel der Tangente gegen die Lotrechte), also bei einer Ausknickung in der Mitte von  $\frac{1}{10}$ ,  $\frac{1}{10}$  oder  $\frac{1}{40}$  der Knicklänge die Werte 0,87, 0,96 oder 0,99 davon annehmen. N.

### Subskription auf „Das Deutsche Krankenhaus 1925“.

Unter diesem Titel erscheint demnächst ein Werk, das die Ergebnisse einer Rundfrage enthält, die der Gutachterausschuß für das öffentliche Krankenhauswesen unter Leitung von Geheimen Regie-

rungs- und Medizinalrat Dr. Alter in Düsseldorf über die wichtigsten Gebiete des Krankenhauswesens veranstaltet hat. Eine besonders ausführliche Bearbeitung wurde auch dem bautechnischen Teil gewidmet, die Wärme- und Energiewirtschaft im Krankenhaus wird eingehend behandelt, so daß das Buch für den Bauingenieur, der auf diesem Gebiete des Bauwesens tätig ist, ein nützliches und unentbehrliches Nachschlagewerk sein wird.

Die Verlagsbuchhandlung Julius Springer, Berlin W 9, Linkstraße 23/24, hat die Herausgabe des Werkes übernommen. Je nach Anzahl der eingehenden Bestellungen wird der Subskriptionspreis RM 30.— bis RM 36.— betragen. Nach Erscheinen wird das Werk etwa RM 48.— kosten. Bestellungen sind möglichst umgehend direkt an die oben genannte Verlagsbuchhandlung zu leiten.

## PATENTBERICHT.

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

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 32 vom 12. August 1926.
- Kl. 5 c, Gr. 10. M 84 429. Fa. F. W. Moll Söhne, Witten a. d. Ruhr. Raubwinde für Bergwerke. 29. 3. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 11. S 68 466. John G. Snyder, New York; Vertr.: G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Schienenbefestigung für Schwellen aus Eisen, Stahl o. dgl. mit Unterlegplatten und Klemmplatten. 16. 1. 25.
- Kl. 19 a, Gr. 28. R 62 804. Fa. Robel & Co., München. Schienenbohrmaschine mit verschiedener Geschwindigkeit für Bohren und Eilvorschub und umklappbarem Antrieb. 9. 12. 24.
- Kl. 20 a, Gr. 12. P 50 558. Richard Petersen, Oliva b. Danzig; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Seilhängebahn mit bewegtem Tragseil. 20. 5. 25.
- Kl. 20 g, Gr. 8. R 66 462. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Prellbockanlage. 18. 1. 26.
- Kl. 20 h, Gr. 6. W 71 700. R. Wolf Akt.-Ges. Abt. Hagans, Erfurt. Im Schwerpunkt des Wagens angebrachte Hebevorrichtung für auf Gleisen laufende leichtere Wagen. 11. 2. 26.
- Kl. 20 k, Gr. 9. S 71 758. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätige Spannvorrichtung für Fahrdrähte oder für andere Leitungsteile elektrischer Bahnen mit Hilfe eines Doppelhebels; Zus. z. Pat. 388 233. 3. 10. 25.
- Kl. 20 k, Gr. 19. O 15 106. Österreichische Industriewerke Warchalowski Eißler & Co., A. G., Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Plattformwagen, insbes. für die Oberleitung elektrischer Bahnen mit einer in der Höhenrichtung verstellbaren und wagrecht verdrehbaren Plattform. 10. 8. 25. Österreich 30. 7. 25.
- Kl. 35 b, Gr. 3. E 31 542. Eisenwerk (vorm. Nagel & Kaemp) A. G., Hamburg, u. Karl Bernhard Koch, Hamburg-Fuhlsbüttel, Erdkampsweg 38. Wippauslegerkran. 8. 11. 24.
- Kl. 37 f, Gr. 3. E 30 644. August Ehrhardt, Münster, Oberlahnkr., Rbz. Wiesbaden. Behälter f. Flüssigkeiten u. Gase. 19. 4. 24.
- Kl. 42 c, Gr. 2. S 70 664. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Vorrichtung zur Einregelung von Flügelradwassermessern. 6. 7. 25.
- Kl. 42 e, Gr. 23. H 104 666. Hartmann & Braun A.-G., Frankfurt a. M.-West. Einrichtung z. Justieren v. Strömungsmessern. 9. 12. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 48. W 63 012. Karl Wettstein, Brüx, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Th. Hauske, Berlin, Fürbringerstr. 19. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Dielen und anderen vorwiegend flächenhaft ausgebildeten Körpern aus Zement und anderen abbindenden Massen mit Drahtbewehrung; Zus. z. Pat. 384 009. 27. 1. 23.

- Kl. 80 b, Gr. 2. H 104 574. Dipl.-Ing. Albin Berthold Helbig, Berlin, Ludwigkirchplatz 10. Verfahren zum Brennen von Kalk und ähnlichen Stoffen mit Brennstoffstaub. 8. 12. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 1. K 97 600. Heinrich Klein, Essen, Hammacherstr. 6. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelstoffes. 22. 1. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 8. Sch 74 671. Scheidhauer & Gießing Akt.-Ges., Bonn. Verfahren zur Herstellung von tongebundenen feuerfesten Steinen aus Quarzit oder anderen hochkieselsäurehaltigen Stoffen. 3. 7. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 8. Sch 76 605. Scheidhauer & Gießing Akt.-Ges., Bonn. Verfahren zur Herstellung von tongebundenen feuerfesten Steinen aus Quarzit oder anderen hochkieselsäurereichen Stoffen; Zus. z. Anm. Sch 74 671. 11. 1. 26.
- Kl. 84 c, Gr. 2. B 118 093. Franz Bublitz, Königsberg i. Pr., Korinthendamm 2. Verbindungsmuffe zum Aufpfropfen von Holzpfählen. 9. 2. 25.
- Kl. 84 c, Gr. 2. H 92 535. Alfred Hiley, Dalegarth, Engl., u. Edward le Bas, London; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren und Einrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. 30. 1. 23. England 17. 2. 22.
- Kl. 84 d, Gr. 1. M 88 351. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Zweitrommelwinde für die Zug- und Ausrichtseile von Eimerseilbaggern. 10. 2. 25.
- Kl. 85 b, Gr. 2. A 42 997. Dipl.-Ing. Iwan Arbatsky, Berlin, Anhaltstr. 12. Verfahren zur Kontrolle der Zusammensetzung von Gebrauchswasser mit Benutzung färbender Indikatormittel und saurer oder alkalischer Reagentien. 8. 9. 24.

### B. Erteilte Patente.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 32 vom 12. August 1926.
- Kl. 20 a, Gr. 12. 433 239. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Verschiebe- und Aussetzvorrichtung für Schwebebahnfahrzeuge. 7. 2. 24. K 88 371.
- Kl. 80 a, Gr. 49. 433 198. Peter Burd Jagger, London; Vertr.: Paul Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Rüttelmaschine zur Formung von Körpern aus plastischen, flüssigen, körnigen, pulverförmigen u. dgl. Stoffen. 3. 7. 21. J 21 701.
- Kl. 80 b, Gr. 25. 433 273. Naamlooze Vennootschap Bataafsche Petroleum Matschappij im Haag, Holl.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Verfahren zur Herstellung von Asphalt-emulsionen unter Anwendung von Hydroxyden, Karbonaten der Alkalien und des Ammoniums. 22. 1. 24. N 22 775. Holland 30. 10. 23.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Vom Blockhaus zum Wolkenkratzer. Von Lewis Mumford. Das erste deutsche Buch über die Entwicklung der amerikanischen Architektur. Verlag von Bruno Cassirer, Berlin 1925. Preis gebunden RM 9.—.

Bei der Besprechung dieses Werkes möchte ich voranstellen, daß es sich nicht nur an Architekten wendet, sondern in gleichem Maße an Ingenieure, an Sozialpolitiker, an Finanzleute oder Literaten. Das vorliegende Werk richtet sich an die „gebildeten Menschen“ überhaupt, indem es uns die mannigfaltigen Verbindungen und Be-

ziehungen der Architektur zur übrigen Welt aufdeckt und ihre Ergebnisse in Amerika klarlegt.

Auf chronologischer Grundlage läßt der Verfasser die ganze Entwicklung des amerikanischen Lebens, gleichsam wie im Film, vor uns sich aufrollen, indem er im Kapitel I bei der mittelalterlichen Tradition beginnt, uns in das Kolonialdorf Neu-Englands führt und in einem Bündnis zwischen Erde und Mensch das Charakteristikum sieht, wie es auch in den Bauten jener Zeit auftritt. Im Kapitel II, mit dem Titel: Das Erbe der Renaissance, erleben wir, wie die Einheit des



Dorfes aufgehoben wird und letzteres zur Kaufmannsstadt wird, damit die Trennung von arm und reich, von Handwerker und Kaufmann, der Niedergang des Handwerks sich vollzieht. Der Architekt soll den Handwerker ersetzen, die Arbeit auf dem Papier erringt den Vorrang vor der Arbeit am Material. Die Architektornormen nehmen Besitz von allen Bauplänen, es wird nur noch auf Palladio und Vignola geschworen. Und hier setzt schon der feine kritische Sinn des Verfassers ein, wenn er sagt: Wie können die Künstler aber alte Architekturen auf andere Bedingungen wiederholen!

Das Kapitel III, der klassische Mythos, zeigt die Nachahmung der römischen Villa und des griechischen Tempels als den Ausgangspunkt für alle künstlerischen Gedanken des 19. Jahrhunderts, das aber nur ein verwässertes Griechenland werden kann und banal erscheint, denn „der Kaufmann kann sich nicht in einen klassischen Helden wandeln“, sondern braucht als das Primäre Behaglichkeit in seinem Heim. Im Gegensatz zu dieser Romantik aber tritt schon der Ingenieur auf mit seiner überzeugenden Verstandeskunst, an großen Brücken und dergl., so daß die Ergebnisse der Architektur mehr als Architektur der Außenseite zu bewerten sind, statt als solche von Körpergestaltungen. Zu gleicher Zeit aber erscheint im Städtebau der Schachbrettplan als Folge der reinen Rechenarbeit, die der Ingenieurkunst entnommen war.

Kapitel IV, die Diaspora der Pioniere. Der Gegensatz zwischen Industrialismus und Romantik macht sich geltend. Der Architekt sucht nach malerischer Wirkung, in Türmchen und Spielereien, er sucht das Seltsame, wie es auch in ähnlicher Weise in Städten wie Birmingham, Lyon, Essen auftritt. Zugleich aber treten neue Errungenschaften der Technik in sein Gebiet: die Zentralheizung, Gas, die Badeeinrichtung, das W. C. Es entstehen Gebäude, die „etwas an Architektur erinnern“. Die Städte wachsen ungeheuer an, die Grundstückspekulation feiert Orgien, eine parvenühafte Unsicherheit einerseits, eine nüchterne Gedankenwelt andererseits. Man möchte dem Ungeheuer — der modernen Stadt — entfliehen und baut Parks.

Es folgt im Kapitel V der Zusammenbruch der romantischen Richtung. Die Jahre 1860—1890 tragen den Stempel des Industrialismus, Petroleum wird entdeckt, ein dichtes Eisenbahnnetz entsteht, Kabel verbinden Städte zu Städten und Völker zu Völkern, der Reichtum nimmt ungeheure Dimensionen an. Es ist das Zeitalter des Eisens, in dem noch ein Künstler, wie Richardson, als letzter Romantiker den Stift führt. Das Bürohaus mit 10 und mehr Stockwerken entsteht, aus Eisen und Zinkguß, zugleich die Mietskaserne, die Laster und Krankheit mit sich zieht, zu gleicher Zeit aber auch die Brooklyn-Brücke, eine Tat, die mit Recht hohe Begeisterung hervorrief. Diese Jahre bedeuten aber eine Niederlage der Architektur im Haus.

Auf diesem Hintergrund baut sich Kapitel VI auf, die Weltstadtfassade. Es ist der Beginn einer neuen Periode, die bezeichnet wird durch den Stahlgerüstebau, die einer Prämie auf Maskierung gleichkommt. Auf der gleichen Linie Trusts — Millionärtum wird zum Adelsprädikat —, Prachtentfaltung, Großartigkeit, Verschwendung. Wir sind schon ganz im Imperialismus verstrickt. Als Schatten neben diesem Licht sind die Mietskasernen zu betrachten, die Elend und Not bringen, die Verkehrsnotwendigkeiten vergrößern, aber das Elend des Volkes, statt es zu bannen, noch verstärken. Auf dem Gebiete der Architektur ist es nur noch ein Phantom, das wir vor uns sehen; es werden zwar Museen gebaut und dort Stücke aus der Vergangenheit aufgestapelt, aber „das Museum wird nie den Boden für eine lebendige Kunst schaffen“. Es ist die Zeit der Herrschaft von Gold und Geld.

Der Höhepunkt dieses Imperialismus entwickelt sich im Zeitalter der Maschine, wie in Kapitel VII ausgeführt. Die Maschine verdrängt nun vollends den Architekten, indem letzterer nur noch mit fertigen Formaten arbeitet, die er so oder anders zusammenstellt. Das Haus wird eine „Maschine, die zum Wohnen eingerichtet ist, und das menschliche Wesen nur noch Maschinenwärter darin“. Überall sieht man aber einen Mißbrauch menschlicher Arbeit, die Wolkenkratzer ergeben sich wirtschaftlich, sozial und architektonisch als ein Verderb, das Volk muß arbeiten und zahlen, damit die großen Gesellschaften reich werden.

Der Verfasser faßt im letzten Kapitel VIII die Schlüsse eines solchen Dramas zusammen in der Überschrift: Architektur und Zivilisation, und erläutert, wie die Architektur mit einer Zivilisation stets gleichen Schritt hält und der Architekt immer ein Produkt seiner Umgebung sein muß. Er klagt Amerika an, daß dort die menschlichen Wissenschaften hinter den physikalischen zurückgeblieben sind, daß die Farm den Wald vernichtet, die Farm von der Industrie verschlungen wurde, um durch diesen Raubbau alles in Geld, nur in Geld umzutauschen. Die Städte sind Ungetüme von Metall und Stein geworden. Ein Heil kann nur vom Land kommen. Die Maschine ist natürlich nicht als ein Schwindel für die Menschheit aufzufassen; nicht die Maschine ist an dem unpersönlichen Charakter der amerikanischen Häuser schuld, sondern der Umstand, daß jedes geistige Band zwischen Architekt und Verbraucher fehlt. Die Menschen können ihr Glück nicht allein in Zahlen finden, wie im Werk des Ingenieurs, unsere Wohnungen können nicht allein als Maschinen aufgefaßt werden, als ob die Kinder aus Brutöfen kämen und nicht Hunger und Liebe die Welt regieren. Ein solches Prinzip muß notgedrungen ein Fiasko werden, ein Unglück — und soweit ist heute Amerika.

Der Verfasser ist selbst Amerikaner und hat seinen Landsleuten in diesem ausgezeichneten Buch in ganz verblüffender Weise den Spiegel vorgehalten, wo sie sich drin betrachten können. Das Werk ist sehr gut geschrieben und zeugt von warmem Herzen und harter Kritik, es kann jedem empfohlen werden, der sich über Amerika unterrichten will, und zugleich jedem, der sein eigenes deutsches Vaterland davor bewahren will, aus Nachahmungssucht es etwa Amerika gleich zu tun, Gott behüte uns davor!

Prof. Alphons Schneegans, Dresden.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Teil 2, Band 6, Kapitel 1/2. 4. Auflage. Der Brückenbau. Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken. Konstruktion der Hängebrücken. Bearbeitet von Dr.-Ing. e. h. J. Melan, Professor an der deutschen Technischen Hochschule in Prag. Mit 276 Textabbildungen (IX und 335 Seiten). Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig 1925. Preis RM 19.—, gebunden RM 22.—.

Das vorliegende Buch ist in zwei Kapitel eingeteilt. Das erste Kapitel befaßt sich mit der Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken, das zweite mit der Konstruktion der Hängebrücken. Ein drittes Kapitel — Konstruktion der Bogenbrücken — wird demnächst nachfolgen, wie aus dem Vorwort des Verfassers zu entnehmen ist.

In dem theoretischen Teil wird zunächst der schlaffe Bogen und das unversteifte Hängewerk behandelt. Alsdann folgt die Berechnung des durch den geraden Balken versteiften Stabviecks, des vollwandigen Bogens (Dreigelenkbogen, Zweigelenkbogen, beiderseits eingespannter Bogen, ausgekrager Bogenträger, zusammenhängende Bogen über mehrere Öffnungen), des Bogens und Hängewerks mit gegliederter Wand und kombinierter Systeme. Sämtliche Entwicklungen sind ausführlich und außerordentlich klar durchgeführt, bei den statisch unbestimmten Systemen unter Einführung eines statisch bestimmten Hauptsystems. Wünschenswert wäre für kommende Auflagen ein Hinweis auf die Benutzung statisch unbestimmter Hauptsysteme, namentlich bei der Berechnung des durch einen durchlaufenden vollwandigen Balken versteiften Hängewerks und der durchgehenden vollwandigen Bogen, für die die Berechnung bei Benutzung eines statisch unbestimmten Hauptsystems (durchlaufende Balken auf mehreren Stützen) besonders einfach wird. Der theoretische Teil schließt mit einem ausführlichen Literaturverzeichnis. Im II. Kapitel, das sich mit der Konstruktion der Hängebrücken befaßt, findet der Leser eine Fülle mustergültiger Beispiele. Sämtliche Arten von Hängebrücken (Ketten- und Kabelbrücken) mit den wichtigsten Einzelheiten sind hier ausführlich behandelt. Hier seien außer den bekanntesten deutschen Hängebrücken, wie der Kölner Rheinbrücke, der Kaiserbrücke in Breslau und der Elbebrücke bei Loschwitz, noch die Elisabeth- und Szechenyi-Brücke in Budapest, die Manhattan- und Williamsburgbrücke bei New York und das neue Projekt Lindenthal für die North-River-Brücke (Mittelspannweite 987,5 m, Seitenöffnungen je 502,9 m Spannweite) erwähnt.

Auch dieses Kapitel schließt mit einem ausführlichen Literaturverzeichnis.

Das Buch kann sämtlichen Fachgenossen, sowohl den Studierenden, als noch besonders dem ausführenden Ingenieur auf das wärmste empfohlen werden.

Dr.-Ing. Kirchhoff.

Siebenter Band. 1. Kapitel. 4. Aufl. Die eisernen Brückenpfeiler. Bearbeitet und herausgegeben von H. Kayser, ord. Prof. für Ingenieurwissenschaften an der Technischen Hochschule in Darmstadt. Mit 319 Textabbildungen (IX. und 227 Seiten). Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig, 1925. Preis RM 12.—, gebunden RM 15.—.

Das vorliegende Buch gibt einen vortrefflichen Überblick über das Gebiet der in der Fachliteratur bisher recht stiefmütterlich behandelten eisernen Brückenpfeiler.

Die erste Hälfte des wertvollen Buches befaßt sich mit den theoretischen Grundlagen und bringt in ausführlicher Weise die statische Berechnung der verschiedenen Pfeilerarten, vollwandiger und fachwerkartiger, ebener und räumlicher. Hierbei ist es besonders zu begrüßen, daß im Gegensatz zu früheren Auflagen die Methoden und Bezeichnungen deutscher Forscher zugrunde gelegt wurden. Auch die Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn sind, wenigstens soweit sie sich auf die Berechnung der gedruckten Säulen und Pfeiler beziehen, im Auszug mitgeteilt, desgleichen die Arbeiten des Verfassers, von Engesser und von Krohn auf diesem Gebiet.

Im zweiten Teil des Buches wird die verstärkte Anordnung der eisernen Brückenpfeiler behandelt. Hier findet der Leser eine Fülle mustergültiger Beispiele mit den wichtigsten Einzelheiten. Von großen deutschen Gerüstbrücken seien nur erwähnt die Brücke bei Mittweida, die Müngstener Talbrücke und die Rendsburger Hochbrücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal.

Es würde zu weit führen, hier auf den reichen Inhalt im einzelnen näher einzugehen. Jedenfalls ist das vorliegende Buch eine wertvolle Bereicherung unserer noch spärlichen Literatur über eiserne Brückenpfeiler und kann wegen seiner klaren und anschaulichen Darstellung sowohl dem Studierenden wie dem ausführenden Ingenieur warm empfohlen werden.

Dr.-Ing. Kirchhoff.