

# DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 10. April 1925

Heft 16

## Besondere Schützausbildungen gemäß hydromechanischen Forderungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. R. Winkel, Berlin.

Die Umläufe der Schiffsschleusen werden im allgemeinen durch Zylinderschütze, Planschütze oder Segmentschütze abgeschlossen. Schon im Jahre 1914 hat H. Krey im Zentralbl. d. Bauverw., S. 334 u. 335, darauf hingewiesen, daß möglichst große Schützöffnungen unter sonst gleichen Verhältnissen zur Erzielung einer ruhigen Lage des geschleusten Schiffes erheblich günstiger wirken als kleine, enge Zuführungen. Die größte erreichbare Durchflußfläche ist nun die Toröffnung selbst; es lag deshalb der Gedanke nahe, die Füllung der Schleuse (bezw. auch die Leerung) durch allmähliche Freigabe der Toröffnung zu bewirken; in welcher Weise das etwa erreichbar ist, wird nachher noch besprochen werden.

Das Zylinderschütz hat den großen Vorzug, daß es nach beiden Richtungen kehren kann, da die äußeren hydrostatischen Verhältnisse am Schütz dieselben bleiben, wenn der größere Wasserdruck auf die Außenhaut oder auf die Innenhaut einwirkt. Und weil ferner die äußeren Druckwirkungen sich mit den Ringspannungen des Schützkörpers das Gleichgewicht halten, erfordern sie keine Auflagerfläche, so daß beim Heben des Schützes nur die verhältnismäßig geringe Reibung zwischen Schützoberfläche und Wasser zu überwinden ist. Wird also das Eigengewicht des Schützes durch ein Gegengewicht ungefähr ausgeglichen, so kann das Schütz mit einer ziemlich kleinen Kraft angehoben werden; allerdings treten unmittelbar nach dem Beginn der Wasserbewegung noch Sogwiderstände hinzu, die aber nur an der schmalen Ringfläche des Zylindermantels angreifen. Als Nachteile sind zu nennen zunächst die etwa etwas pendelnd am Schütz angreifenden Drehkräfte des strömenden Wassers sowie das Luftansaugen des in den Fallschacht in Trichterform hineinstürzenden Wassers. Die Drehwirkung läßt sich durch möglichst gleichmäßige Zuführung des zum Schütz hinfließenden Wassers etwas mildern, sowie (in bekannter Weise) durch eine senkrechte, bis zum Schütz in radialer Richtung herangeführte Leiste, die die in der Schützkammer beiderseits um das Schütz herumfließenden Wasserströme an der Auftreffstelle voneinander getrennt hält. Die richtige Lage dieser Leiste ist am einfachsten und sichersten im Modellversuch zu ermitteln. Über die Strahlbildungen im Fallschacht sind in dem Aufsatz des Verfassers „Der Wasserabfluß bei Zylinderschützen“ in der „Wasserkraft“, München 1921, S. 288 u. 312, weitere Untersuchungen angestellt worden, auf den deshalb hier hingewiesen werden darf. Es liegt vielleicht der Gedanke nahe, das recht lästige und oft gefahrbringende Mitreißen der Luft in die Umläufe und in die Schleusen-kammer dadurch zu verhindern, daß das Zylinderschütz oben mit einem Deckel luftdicht verschlossen würde; hierdurch würden sich aber sehr große Kräfte beim Anheben des Schützes ergeben, da alsdann die gesamte Gefällhöhe  $H$  zwischen Ober- und Unterwasser auf die ganze Kreisfläche  $\frac{d^2 \pi}{4}$  des Zylinders wirkt, sobald der Raum des Fallschachtes ganz mit Wasser gefüllt ist, was im Betriebe stets der Fall sein würde. Da wäre dann das sogenannte Glockenschütz schon besser geeignet, obwohl sich in der Glocke, in die sich der Zylindermantel beim Anheben hineinschiebt, sehr leicht Luft ansammelt, die wieder durch das Bestreben der Raumänderung (Expansion) unbequem wird. Aus diesen Gründen schlug Dr.-Ing. H. Krey die in Abb. 1 u. 1a dargestellte Schützordnung vor: Das Schütz ist nur in der tiefsten Stellung, wenn es auf dem Sitzring ruht, durch eine Deckelplatte oben abgeschlossen, die aber nicht mit dem Zylinderschütz,

sondern mit dem Sitzring durch ein Dreibein fest verbunden ist (natürlich läßt sich die Platte auch nach oben an einem Träger oder an einem Gerüst so befestigen, daß der Sobützhub nicht behindert wird. Diese Abbildungen sind nur schematische Darstellungen, keine Ausführungszeichnungen!). Beim Anheben des Schützes entfernt sich dieses von der Deckelplatte um dasselbe Maß wie vom Sitzring und

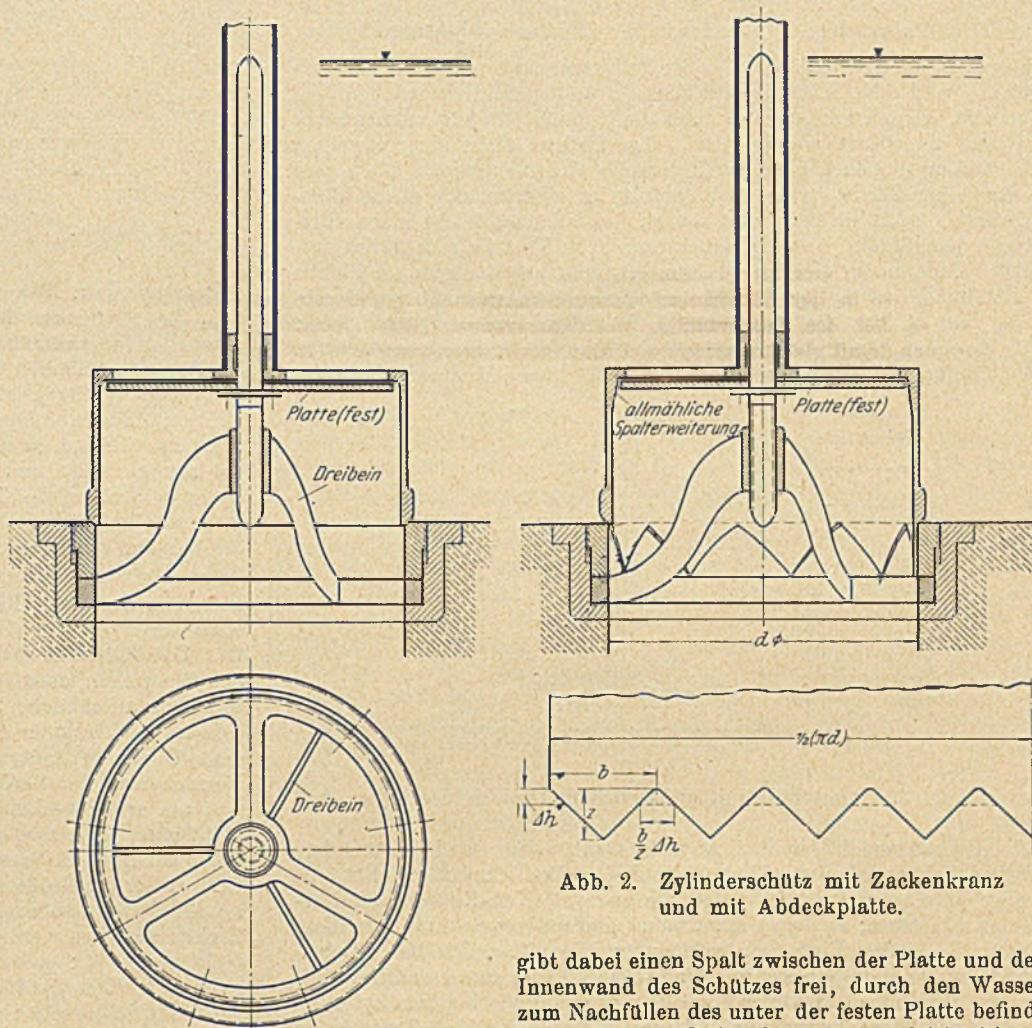


Abb. 1 u. 1a. Zylinderschütz mit Abdeckplatte (ohne Zackenkranz).

Abb. 2. Zylinderschütz mit Zackenkranz und mit Abdeckplatte.

gibt dabei einen Spalt zwischen der Platte und der Innenwand des Schützes frei, durch den Wasser zum Nachfüllen des unter der festen Platte befindlichen Raumes fließen kann, unter gleichzeitigem Auslassen etwa dort angesammelter Luft. Durch diese Maßnahme wird, wie eingehende Versuche der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin (Schleuseninsel im Tiergarten) gezeigt haben, in bester Weise der beabsichtigte Zweck erreicht. Wirbel- oder Strudeltrichter, die ebenfalls Luft fördern, vermeidet man, wenn man die feste Platte so tief, wie es nur zulässig ist, unter der Wasseroberfläche anbringt. Aus dem Grundriß (Abb. 1a) ist zu erkennen, daß die Streben des Dreibeins für den Wasserdurchfluß kein nennenswertes Hindernis bilden, sie können außerdem noch im Querschnitt die bekannte Fischform erhalten. Da hier eine Mittelführung des Zylinderschützes gedacht ist, trägt das Dreibein einen senkrechten Dorn zur Führung der Hohlstange, die durch drei kräftige Streben mit dem Zylinderschütz in Verbindung steht und zum Heben oder Senken des Schützes dient. Die Kräfte, die zum Heben des Schützes nötig sind, werden nur wenig größer als die beim oben offenen Schütz erforderlichen, da nur der obere schmale Ringflansch von dem Druckgefälle vom Ober- zum Unterwasser belastet ist.

Nun ist aber zu beachten, daß bei einem oben geschlossenen Schütz die Geschwindigkeit des einströmenden Wassers für gleiche Hubhöhe des Schützes größer wird als bei dem oben offenen Zylinderschütz, weil statt der Höhe  $h$  zwischen Sitzring und Oberwasser die



ganze Höhe  $H$  vom Unter- zum Oberwasser wirksam wird. Infolgedessen bringt das mit Deckel versehene Schütz bei derselben Hubstellung gerade zu Beginn der Schließung mehr Wasser in der Sekunde zum Abfluß als das offene Schütz. Wir wissen nun, daß aber zu Anfang der Schließung die zeitliche Wassermenge nur ganz langsam und allmählich zunehmen darf, damit die geschleusten Schiffe nicht in unzulässig große Schwingungen geraten („Die Bautechnik“ 1923, S. 324 u. 325); daher empfiehlt sich hier besonders die Anwendung des Zackenkranzes am Zylindermantel, über dessen günstige Wirkung im Zentralbl. d. Bauverw. 1923, S. 487, eingehender berichtet worden ist. Abb. 2 zeigt das nach den in den genannten Abhandlungen aufgestellten hydromechanischen Forderungen umgeänderte, oben geschlossene Zylinderschütz. Beim Anhub um  $\Delta h$  wird nicht die große Fläche  $(\pi d) \Delta h$ , sondern nur  $n \cdot \frac{1}{2} \left( \frac{b}{z} \Delta h \right) \Delta h = \frac{1}{2} \left( \frac{\pi d}{z} \right) \Delta h^2$  — bei  $n$  = Anzahl Zacken — zum Durchfluß freigegeben, auch die allmähliche Spalterweiterung zwischen fester Platte und dem inneren Zylindermantel dient zur Erzielung recht langsamer Zunahme der zeitlichen Wassermenge. Demnach ist die Zunahme  $\frac{\Delta q}{\Delta t}$  um so kleiner, je größer die Zackenlänge  $z$  wird; indessen sind praktische Grenzen gesetzt, weil die Zacken aus statischen Gründen nicht übertrieben lang gemacht werden können und auch die Hubhöhe im allgemeinen nicht zu sehr vergrößert werden darf. Im übrigen steht einer etwaigen Versteifung der Zacken an der Innenseite nichts entgegen. Die untere Spitze einer Zacke ist an der Außenseite zweckmäßig etwas abzuschrägen, damit sie beim Herablassen des Schützes leicht in den Sitzring hineingleitet. Was für außerordentliche Vorteile sich durch derartige Maßnahmen erreichen lassen, das geht aus der schaubildlichen Darstellung der in der Berliner Versuchsanstalt gewonnenen Ergebnisse auf S. 333 des Zentralbl. d. Bauverw. 1924 deutlich hervor. Wir kommen damit gleichzeitig auf das dort verwendete Planschütz mit „anfänglichem Dreieckdurchfluß“ zu sprechen, das demselben

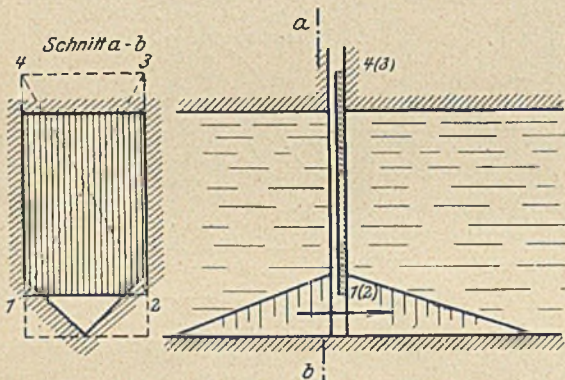
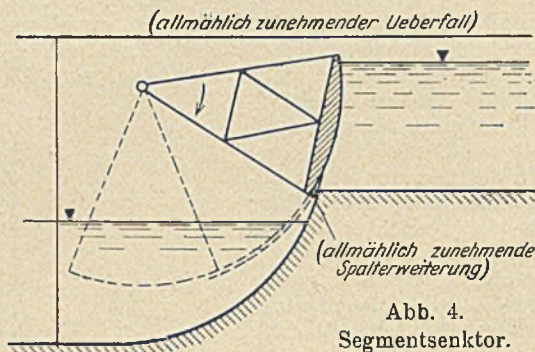


Abb. 3. Planschütz mit anfänglichem Dreieckdurchfluß.

Grundsätze gerecht wird. Abb. 3 stellt schematisch einen derartigen Schützeinbau im Umlaufkanal dar. Das Planschütz (1, 2, 3, 4) selbst ist eine rechteckige Tafel, die auch als Keil-Rollschütz ausgebildet sein kann; in dem Umlaufkanal sind unten vor und hinter dem Schütz keilartige Einbauten vorhanden, die anfänglich beim Heben des Schützes dem Wasser nur eine Dreiecksfläche zum Durchfluß freigeben. Wir haben also hier denselben Vorgang wie bei dem Zylinderschütz mit Zackenkranz, nur daß die Gesamfläche der  $n$ -Dreiecke in einer einzigen Dreiecksfläche vereinigt zu denken ist. Wie auf S. 333 der letztgenannten Veröffentlichung mitgeteilt worden ist, werden bei Anwendung solcher Schützvorrichtungen lange Umläufe mit Stichkanälen entbehrlich; so können z. B. auf Grund der in der Berliner Versuchsanstalt gewonnenen Ergebnisse die Schleusenmauern der neuen Seeschleuse bei Ymuiden, der größten Schleuse der Welt, als einfache Kaimauern auf Pfahlrostgründung ausgeführt werden, wodurch gegenüber dem ersten Entwurf sich eine Ersparnis von rund 2 Mill. G.-M. ergab („De Ingenieur“, Gravenhage, Nr. 39 en 40). Die keilartige Zusammenführung der Umlaufsohle dient der stetigen

Zusammenfassung der Wasserfäden und hinter dem Schütz in gleicher Weise dem stetigen, allmählichen Auseinanderziehen des Wassers. Selbst in bereits vorhandene Umläufe lassen sich solche Keile nachträglich einbauen, um durch die Schützeinrichtung mit „anfänglichem Dreieckdurchfluß“ die Schließungszeit herabzusetzen; darin liegt nicht etwa ein Widerspruch, denn die Ausführungen in den vorgenannten Veröffentlichungen haben nachgewiesen, daß nur beim Beginn der Schließung die zeitliche Steigerung des Wasserzuflusses, also  $\frac{\Delta q}{\Delta t}$  sehr

klein zu halten ist, nachher aber unbedenklich so groß werden darf, daß der geringe anfängliche Zeitverlust mehr als ausgeglichen wird. Ein Schütz im Kreisrohr mag ähnliche, jedoch nicht ganz so günstige Ergebnisse bringen. Als Beispiel dafür, auf wie mannigfaltige Weise die



Forderung „der allmählichen und sehr langsamen Steigerung der zeitlichen Zuflußwassermenge zu Beginn der Schließung“ erreichbar ist, möge die in Abb. 4 dargestellte Anordnung eines Segmentsenktors erw

ähnt werden, das beim Abschluß der ganzen Drempelöffnung zum Segmentsenktor wird und andere Zuflußkanäle entbehrlich macht. Beim langsamen Senken des Tores erweitert sich unten ein Spalt ganz allmählich bis zu einem konstanten Wert (der nur wenige Millimeter beträgt), ähnlich, wie wir es bei Abb. 2 schon kennen lernten; dadurch nimmt auch der Wasserzufluß von Null ganz allmählich während einer Zeitspanne bis auf eine bestimmte Menge zu, die nur klein ist und dann längere Zeit unverändert bleibt. Beim weiteren Senken des Tores beginnt der Überfall eine von Null anfangend allmählich und langsam anwachsende Zuflußmenge zu bringen, die bei der zunächst noch kleinen Überfallhöhe von  $x$  den geringen Betrag  $q_x = \frac{2}{3} \times B \times x \sqrt{x}$  ausmacht. Es würde nichts im Wege stehen, auch hier die ganze Überfallbreite  $B$  erst allmählich erreichen zu lassen etwa durch einen auf die Überfallkronen aufgesetzten Zackenkamm. Der Überfallstrahl fällt in die Torkammer, die obnehin von den Schiffen frei zu lassen ist. Endlich sei noch erwähnt, daß bei Fächertoren die allmähliche Spalterweiterung leicht zu schaffen ist, die besonders bei Drehung um eine wagerechte Achse<sup>1)</sup> in Verbindung mit einer Überfallwirkung ähnlich günstig sein kann, wie das bei den Versuchen in der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau als sehr zweckmäßig befundene Segmentsenktor. Hubtore sind nicht ganz so gut wie Senktore, weil hier nicht die kleine Überfallhöhe, sondern die wesentlich größere Tiefe des Drempels unter dem Oberwasser die Größe der Wassergeschwindigkeit bedingt, aber auch sie könnten etwa unten mit einem allmählich zunehmenden Spalt oder mit Zacken versehen werden, damit die Wassermengenzunahme anfänglich recht gering ist; wenn in dem Drempel keilartige Eintiefungen vorgesehen werden, muß das Tor natürlich entsprechend tief herabgehen.

Zum Schlusse sei noch vermerkt, daß diese aus den Forschungsarbeiten der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau gewonnenen Erkenntnisse durch die genannten Veröffentlichungen der Allgemeinheit zur Verfügung gestellt worden sind, und daß insbesondere die Ausnutzung der Forderung „der anfänglich allmählich und in der Zeiteinheit sehr langsam anwachsenden Wassermenge“ durch beliebige Maßnahmen zu erfüllen und durch kein Patent in ihrer freien Anwendung eingeeengt ist.

<sup>1)</sup> Vergl. hierzu die Abb. 1 des Aufsatzes von Krey im „Bauingenieur“ 1925, „Freie Durchfahrt eines ganzen Schleppzuges durch eine Schleuse“.

## Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungsbaurat Kreß, Hannover.

(Schluß aus Heft 15.)

Einen anderen Weg beschrift die Gutehoffnungshütte in einer Berechnung, die von dem Gedanken ausging, daß man zur Verbesserung der großen Überbauten im zweiten Felde vom Auflager her eine nur über dieses Feld reichende Strebe einziehen müsse. Wenn einer von den Stäben  $ABC$  oder  $DEF$  (Abb. 5) steif angenommen, also in  $B$  oder  $E$  keine Gelenke angenommen werden, so

würde das System einfach statisch bestimmt werden; wenn beide Stäbe steif angenommen werden, so tritt einfache statische Unbestimmtheit ein. Für den letzteren Fall ist die Berechnung durchgeführt. Dann sind auch die Zusatzspannungen berechnet, die diese Stäbe durch das Biegemoment erleiden, wobei angenommen ist, daß durch die Pfosten die Obergurtstäbe in den gleichen Feldern zur



Aufnahme der Biegemomente mit herangezogen werden. Als größte Beanspruchungen ergab diese Berechnung im Untergurt 1560 und im Obergurt 1649 kg/cm<sup>2</sup> einschließlich Berücksichtigung des Windes. Die Belastungsannahmen waren aber für damalige Zeit viel zu ungünstig gewählt. Der Lastenzug bestand aus drei Lokomotiven mit je drei Lokomotivachsen von 17 t und je drei Tenderachsen von 11 t Achsdruck; die beiden Gruppen von Lasten hatten einen Abstand von 4,532 m, die Lasten einer Gruppe unter sich einen solchen von 1,4835 m. Diese Annahmen ergaben gerade bei der vorhandenen Feldweite von 3,766 m besonders ungünstige Werte. Inzwischen

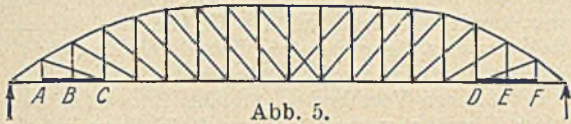


Abb. 5.

waren die vom Preussischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten herausgegebenen Vorschriften für die Berechnung der eisernen Brücken vom September 1895 erschienen. Unter Zugrundelegung des dort vorgeschriebenen Lastenzuges ermäßigten sich die Beanspruchungen im Untergurt auf 864 und im Obergurt auf 898 kg/cm<sup>2</sup>. Die Überschreitung der zulässigen Beanspruchungen von 850 kg/cm<sup>2</sup> war so geringfügig, daß man von der Einziehung der Endstrebe Abstand nahm.

Auf Grund der geschilderten Untersuchungen erwog man schon im Jahre 1891 den Ersatz der großen Überbauten durch neue. Man entschloß sich dann aber doch zu einer Verstärkung. Zunächst wurde in Aussicht genommen, Gegenstreben aus Rundeisen von 45 mm Durchm. einzuziehen, die an den Enden aufgestaucht, mit Gewinde versehen und durch gußeiserne Schuhe an den Knotenpunkten befestigt werden sollten. Dieser Gedanke wurde aber bald aufgegeben wegen der Gefahr, in den Hauptstreben durch zu starkes Anziehen Druckspannungen zu erzeugen. Man entschloß sich, die Streben durch Gurtplatten und ein Gitterwerk nach Abb. 6 zu verstärken. Letzteres war in England und später in Baden ausgeführt, hatte den Zweck, den Querschnitt zur Aufnahme von Druckkräften geeignet zu machen, und wurde berechnet nach Winkler (Gitterträger und Lager gerader Träger, Wien 1875). Die Pfosten erhielten ebenfalls Gurtplatten. Streben und Pfosten mußten großenteils durch Laschenbleche an die Knotenpunkte angeschlossen werden, da der bisherige Anschluß nicht mehr ausreichte. Ober- und Untergurt wurden zum Teil durch Platten, ersterer auch durch Bindebleche verstärkt. Die Querträger erhielten obere und untere Gurtplatten. Ihre Aufbringung gestaltete sich besonders schwierig. Sie geschah in zwei Teilen mit einem Stoß in der Mitte unter Einrichtung eingleisigen Betriebes zwischen Schönhausen und Hämerten. Um das Abheben der vorhandenen Gurtplatten während der Ausführung unter dem Einfluß des Eigengewichtes und der Verkehrslast im anderen Gleis zu verhindern, wurde zunächst jedes vierte Niet durch Nieten mit einem versenkten Kopf an der Seite der aufzunietenden Platte ersetzt. Dann wurden die übrigen Nieten herausgeschlagen, die Verstärkungsplatten aufgelegt und vernietet und zum Schluß die versenkt geschlagenen Nieten herausgebohrt, die Löcher durch die Verstärkungsplatten hindurchgebohrt und auch an diesen Stellen Nieten mit unversenkten Köpfen geschlagen. Die Längsträger, soweit sie 3,766 m Stützweite haben, wurden durch ein Hängewerk verstärkt.

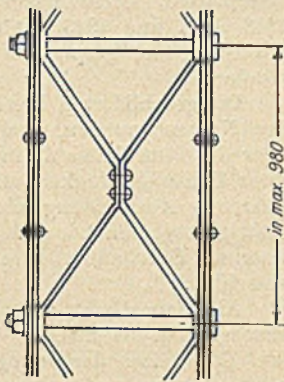


Abb. 6.

Bemerkenswert bei den Entwürfen und der Ausführung der Auswechslung der Drehbrücke und der Verstärkung der Fachwerkbrücken sind die Annahmen für die Berechnung der Querschnitte, die Ansprüche hinsichtlich der Beschaffenheit des Eisens und die Belastungsannahmen.

In den Längs- und Querträgern wurde eine Beanspruchung von 600 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen, der Lochwanddruck durfte 1000 kg/cm<sup>2</sup> und

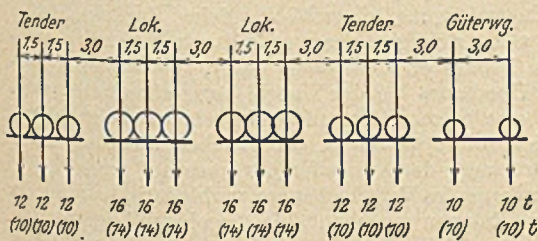


Abb. 7.

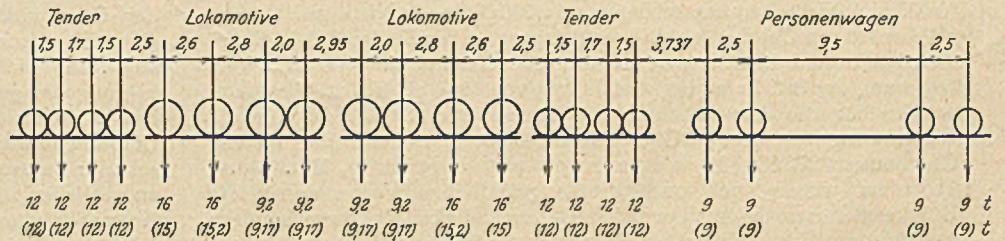


Abb. 8.

die Scherspannung 0,8 der zulässigen Stabspannung betragen. Die Querschnitte der Hauptträgerstäbe wurden nach Winkler berechnet nach den Formeln: für Druck  $F = \frac{P_0}{1,2} + \frac{P_1}{0,55} \pm \frac{P_2}{1,4}$ , für Zug  $F = \frac{P_0}{1,4} + \frac{P_1}{0,6} \pm \frac{P_2}{1,3}$ . Hierin bedeutete  $P_0$  die Stabkraft aus Eigengewicht,  $P_1$  die größte und  $P_2$  die kleinste Stabkraft aus Verkehr.  $P_2$  ist für Ober-, Untergurt und Streben gleich 0. Bei den Druckstäben wurde eine fünffache Knicksicherheit nach Euler nachgewiesen. Bei dem Verstärkungsentwurf wurde schon die auch jetzt noch übliche Annahme gemacht, daß das Eigengewicht nur von den alten Bauteilen getragen wird, während sich die Verkehrslast auf den verstärkten Querschnitt gleichmäßig verteilt.

Die Ausführung fiel gerade in die Zeit der Einführung des Flußeisens in Deutschland. Die Auswechslung der Drehbrücke war die erste Ausführung in Flußeisen im Bezirk der Eisenbahndirektion Magdeburg. Man brachte damals von vielen Seiten diesem neuen Baustoffe das gleiche Mißtrauen entgegen, wie dies jetzt gegenüber dem hochwertigen Baustahl geschieht. Dem entsprechen die für die Ausführung gegebenen Vorschriften. Zunächst sollten nur die I-Träger der Pfosten aus Flußeisen hergestellt werden, da diese bereits nicht mehr in Schweißeisen gewalzt wurden. Inzwischen war aber die Einführung des Flußeisens so weit fortgeschritten, daß auch die übrigen Eisen nicht mehr in Schweißeisen erhältlich waren. Man mußte sich also dazu entschließen, sämtliche neue Teile in Flußeisen auszuführen. Die Abnahmebedingungen schrieben für die chemische Untersuchung einen Höchstgehalt an Phosphor von 0,1% vor; für wissenschaftliche Zwecke wurde die Herstellung von Schlißproben und mikroskopisch vergrößerten Bildern durch die chemisch-technische Versuchsanstalt in Berlin vorbehalten. Für die mechanischen Abnahmeversuche waren vorgeschrieben: Kaltbiege-, Härtebiege-, Ausplatt- (Ausbreite-) und Zerreißproben. Bei der Härtebiegeprobe sollte das Eisen hellrotglühend gemacht, dann im Wasser abgeschreckt und danach kalt gebogen werden. Für die Zerreißversuche wurden schon damals Maschinen vorgeschrieben, die die selbsttätige Aufzeichnung eines Schaubildes ermöglichten. Als Bruchfestigkeit war 40 bis 45 kg/mm<sup>2</sup> vorgeschrieben, ausnahmsweise 39 kg/mm<sup>2</sup> zugelassen. Die Streckgrenze, die in den Abnahmenachweisungen meist als Elastizitätsgrenze bezeichnet ist, sollte nicht unter 25 kg/mm<sup>2</sup> liegen und durfte nur ausnahmsweise auf 24 kg/mm<sup>2</sup> herabgehen. Die Dehnung mußte mindestens 20% betragen. Die oberen Lagerteile und die Kippzapfen sind aus Flußstahl, die Stelzen und die unteren Lagerteile aus Gußeisen hergestellt. Für die Bearbeitung der Eisenteile war über die Reinigung und den Anstrich vorgeschrieben erst eine mechanische Reinigung, dann nacheinander Bäder in Salzsäure, Kalkwasser und heißem Wasser; nach der Trocknung Anstrich mit siedend heißem Leinölfirnis und danach mit Ölfarbe. Nach der endgültigen Fertigstellung des Baues war vorgesehen eine Probelastung. Dabei sollte auch die ungünstigste Stellung für die Streben herbeigeführt und sollten Messungen mit einem neueren Spannungsmesser vorgenommen werden. Die bleibende Durchbiegung sollte höchstens 7% der elastischen betragen. Die Probelastung fand am 21. April 1897 statt. Die in beiden Gleisen fahrenden Belastungszüge bestanden aus je vier Maschinen von 69,73 t Gewicht und 15,196 m Länge, entsprechend einem Gewicht von 4,589 t/m. Sie waren so zusammengestellt, daß je zwei Maschinen Schornstein an Schornstein standen. Die Durchbiegungen wurden gemessen in der Mitte und unter den beiden Endpfosten. Die Trägerlänge zwischen den beiden Endpfosten beträgt 60,256 m. Die größten gemessenen Durchbiegungen waren bei ruhender Last in der Mitte 34 mm und unter den Endpfosten 6 und 4 mm. Das entspricht auf die der Messung zugrundeliegende Trägerlänge bezogen einem Maße von  $34 - \frac{6+4}{2} = 29$  mm und einem Verhältnis von Durchbiegung zu Stützweite von  $\frac{29}{60256} = \frac{1}{2078}$ ; die entsprechenden Maße bei Schnellfahrt waren 35 bzw. 8 und 5 mm, daraus  $35 - \frac{8+5}{2} = 28,5$  mm und ein Verhältnis von  $\frac{28,5}{60256} = \frac{1}{2114}$ . Das Ergebnis war also ein sehr günstiges.



Eine auffallende Unsicherheit bestand bei den Berechnungen über die zu wählenden Lastenzüge. Zunächst wurden die Berechnungen für die in den Abb. 7 u. 8 dargestellten Lastenzüge mit den eingeklammerten Lastwerten ausgeführt und der ungünstigere Fall der Bemessung der Querschnitte zugrunde gelegt. Dabei entsprach die Abb. 7 einem Vorschlage von Müller-Breslau, die Abb. 8 der damals schwersten auf der Strecke verkehrenden Maschine. Bei den im Laufe der Bearbeitung wiederholten Aufstellungen von Berechnungen erhöhte man dann zuerst die Lasten der Abb. 8 auf die nicht eingeklammerten Werte, später auch die der Abb. 7 auf die Werte ohne Klammer. Letztere gaben dann allgemein die größten Werte und blieben daher für die Querschnittsbemessung ausschlaggebend. Der Lastenzug der Preußischen Vorschriften von 1895 kam für die Entwurfsbearbeitung zu spät. In Abb. 9 habe ich maßstäblich die

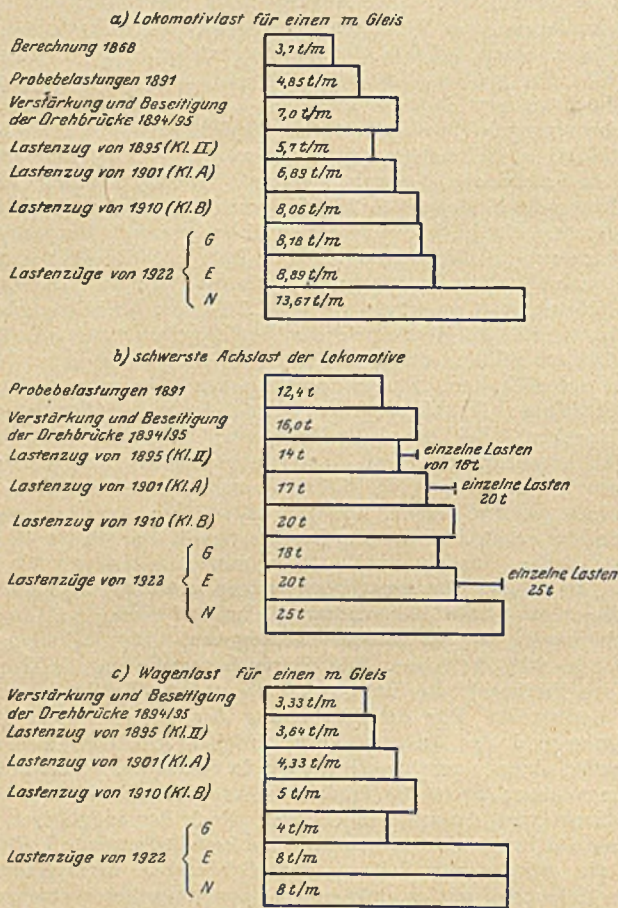


Abb. 9.

Lasten gegenübergestellt, die bei den Berechnungen und den Probebelastungen der Elbebrücke verwendet worden sind, und habe sie ergänzt durch die Lasten der Preußischen Vorschriften von 1895, 1901 und 1910 und der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn von 1922. In Abb. a sind die Lokomotivlasten für 1 m Gleis, in Abb. b die Lokomotivachslasten und in Abb. c die Wagenlasten für 1 m Gleis dargestellt. Das starke Ansteigen der Lasten in verhältnismäßig kurzer Zeit zeigt, wie zweckmäßig es war, daß die Deutsche Reichsbahn bei der Aufstellung der neuen Vorschriften mit den Lokomotivlasten bei dem schwersten Lastenzuge an die Grenze dessen heranging, was in dem Normalprofil überhaupt unterzubringen ist. Die Entwicklung bei dieser einen Brücke zeigt, wie bald nach den hier gesammelten Erfahrungen diese vorläufig theoretischen Lasten durch die Wirklichkeit erreicht sein werden.

Die Verstärkung der großen Überbauten wurde im Jahre 1895, die der kleinen Überbauten im Jahre 1896 durch die Gutehoffnungshütte ausgeführt. Bei den ersteren wurden 358 t Eisen eingebaut, 40 000 alte Niete herausgeschlagen und 100 000 neue Niete geschlagen; bei den kleinen Überbauten sind die entsprechenden Zahlen 360,6 t Eisen, 69 760 alte und 157 630 neue Niete. An Kosten sind für die Verbesserung der Brücke in den drei Jahren von 1894 bis 1896 aufgewendet worden für die Auswechslung der Drehbrücke 80 000 Mark, für die Verstärkung der großen Überbauten 145 000 Mark und der kleinen Überbauten 273 000 Mark, zusammen also ungefähr 1/2 Mill. Mark. Trotzdem wurde auch nach dieser gründlichen Verbesserung die Brücke nicht wieder mit der vollen Geschwindigkeit befahren, sondern es blieb eine Ermäßigung der Fahrgeschwindigkeit auf 50 km/Std. auf der Brücke bestehen.

Im Jahre 1897 wurden dann die Brückenuntersuchungswagen durch die Firma W. Stoermann in Berlin mit einem Kostenaufwande von etwa 39 500 Mark angebracht.

Weitere Änderungen an der Brücke wurden in den folgenden Jahren durch den Umbau des Oberbaues hervorgerufen. 1895 wurde die Schienenform 8a mit festem Stoß eingebaut. 1897 erwo man den Einbau von Form 9b mit schwebendem Blattstoß. Es ergab sich aber die Schwierigkeit, wie eine übereinstimmende Lage der Schienenstöße mit den Knotenpunkten der Fachwerklängsträger zu erreichen sei. Bisher hatte man sich beim Stumpstoß damit geholfen, daß man die Schienen nach Bedarf gekürzt hatte. Da das beim Blattstoß nicht möglich war, verzichtete man auf den Umbau des Gleises. 1907/08 wurden die Schwellenträger hauptsächlich durch Einziehen von Teilstehblechen verstärkt, um den Schwellenabstand von 94,2 cm auf das durch die Preußischen Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Überbau vorgeschriebene Maß zu vermindern. Der Kostenaufwand betrug rd. 102 000 Mark. 1912 mußte eine ähnliche Verstärkung der Schwellenträger wegen des Einbaues von Oberbau der Form 15 mit Blattstoß unter Aufwendung eines Betrages von 20 000 Mark vorgenommen werden. Beide Verstärkungen sind von der inzwischen eingegangenen Firma Karl Engelke in Hannover ausgeführt worden. Schon im Jahre 1912 wurde wegen der geringen Tragfähigkeit und der immer wieder aufzuwendenden Kosten für Verbesserungen an der Brücke die Anmeldung von Mitteln für die Auswechslung der großen Überbauten in den folgenden Haushaltsjahren in Aussicht genommen. Infolge dringender anderer Bauausführungen und des Ausbruches des Krieges kam diese Absicht nicht zur Ausführung.

Im Jahre 1903 zeigen sich zum ersten Male Sprünge in den Auflagerplatten. Diese Erscheinung wiederholt sich in den Jahren 1913, 1918, 1921 und 1923. Abhilfe wurde geschaffen teils durch Auswechslung der gesprungenen Teile, teils durch Umlegen von Eisenbändern.

Die geschilderten Erscheinungen beweisen neben den Ergebnissen der Nachrechnungen, nach denen die Brücke in die alte Klasse IV oder die neue Klasse K einzureihen ist, daß die Brücke an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit angekommen war, die durch immer wiederkehrende Aufwendung nicht unerheblicher Mittel nur ungenügend gesteigert werden konnte. Abhilfe war nur möglich durch Ersatz der eisernen Überbauten durch neue, wozu man sich im Jahre 1922 entschloß.

Als man diesen Entschluß bereits gefaßt hatte, zeigte sich eine Erscheinung, die meines Wissens noch nirgends beobachtet worden ist. Die Stelzen der beweglichen Auflager ruhen zwischen vollständig glatten oberen und unteren Auflagerplatten, die keine Vorrichtungen besitzen, um eine seitliche Verschiebung zu verhindern. Im November 1923 wurde festgestellt, daß sich die beweglichen Lager der Öffnung 6, also der Hauptschiffahrtsöffnung, um 60 mm auf der untersten Platte senkrecht zur Gleisachse nach Süden verschoben hatten. Eine genauere Untersuchung ergab, daß auch in den Öffnungen 3, 7 und 8 die gleiche Bewegung, nur mit einem geringeren Maße von 20 bis 30 mm, eingetreten war. Von den Ursachen, die man zur Erklärung der Erscheinung suchte, schied die Auslösung innerer Spannungen, ungleiche Erwärmung der Hauptträger und Anfahren durch ein Schiff sofort wegen des Alters der Brücke, der Jahreszeit des Auftretens und der Lage der betroffenen Überbauten wieder aus. Als einzige Erklärung blieb übrig ein Drehmoment, das bei einer zweigleisigen Brücke infolge der außenmittigen Lage der Gleise durch Längskräfte erzeugt wird, wie sie beim Bremsen und dem Schienenwandern auftreten. Dieses wirkt in beiden Gleisen im gleichen Sinne. Von den vier fraglichen Überbauten hatten drei die beweglichen Auflager am Westende, einer am Ostende. Bei ersteren war die Bewegung nach Süden, bei letzterem nach Norden eingetreten. Der Bewegungssinn stimmt also mit der Annahme über die Ursache überein und scheint sie zu bestätigen. Daß die Erscheinung erst jetzt aufgetreten ist, läßt sich aus der Zunahme der Gewichte der Betriebsmittel und namentlich der Erhöhung der Bremskräfte bei der durchgehenden Güterzugbremse erklären. Als Vorsichtsmaßregeln wurden zunächst das Verbot des Bremsens auf der Brücke, die Verminderung der Fahrgeschwindigkeit auf 30 km/Std. auf der Brücke und die Verschärfung der Überwachung der Geschwindigkeitsermäßigung eingeführt. Beim Zurückziehen eines Überbaues in seine richtige Lage wurde durch Messung festgestellt, daß nicht ein Nachgeben der festen Lager, sondern eine Verbiegung des ganzen Überbaues bei der Verschiebung eingetreten war. Der zunächst durch eine hölzerne Absteifung in seiner Lage gehaltene Überbau bewegte sich sofort wieder in der gleichen Richtung unter scharfer Zusammendrückung der Aussteifung, woraus auf große Kräfte zu schließen ist. Um erneutes Verschieben zu verhindern, wurden als Notmaßnahme eiserne Rahmen eingebaut, die die oberen Lagerplatten führen und die fehlenden Vorrichtungen gegen seitliches Verschieben ersetzen.



## Allgemeiner Entwurf der neuen Brücke.

Zunächst war die Frage zu entscheiden, ob die Auswechslung der Überbauten unter Beibehaltung der alten Pfeiler oder der Bau einer neuen Brücke neben der alten vorzuziehen sei. Gegen die erstere Lösung sprach eine Reihe von Gründen. Der Zugverkehr auf der Strecke ist außerordentlich dicht. Es mußte mit 152 Zügen einschließlich der Bedarfszüge am Tage gerechnet werden; das bedeutet, daß etwa alle  $9\frac{1}{2}$  Min. ein Zug über die Brücke fährt. Da mit einer Unterbrechung des Zugverkehrs von mindestens zwei Stunden gerechnet werden mußte, war bei der großen Zugdichte diese Pause ohne schwere Beeinträchtigung des Betriebes nicht zu schaffen. Bei der Auswechslung eines Überbaues nach dem anderen wäre man an die vorhandene Pfeilerstellung und Überbauunterstützung gebunden gewesen. Ihre Verstärkung im Betriebe war nicht zuverlässig möglich. Durch die Erschwerung der Bauausführung und des Betriebes wurden hohe Kosten hervorgerufen, denen keine bleibenden Werte gegenüberstanden. Die Entscheidung fiel daher zugunsten einer neuen Brücke neben der alten. Damit war der große Vorteil verbunden, daß man die alten Pfeiler bei einem späteren viergleisigen Ausbau der Strecke für die Überbauten der neuen Gleise wiederverwenden konnte. Bei Durchführung gemeinschaftlicher Auflagerung konnte der mittige Angriff der Auflagerkräfte erreicht, und damit konnten die Pfeiler so günstig beansprucht werden, daß sie im allgemeinen auch für die höheren Lasten ausreichten. Wo dies nicht ganz der Fall war, konnten Verstärkungen der Pfeiler außerhalb des Betriebes leicht und zuverlässig ausgeführt werden.

Mit der Pfeilerstellung war man zwar auch hier im allgemeinen an die der alten Brücke gebunden; kleine Abweichungen blieben aber möglich. Die Strombauverwaltung wünschte eine Schiffsöffnungsöffnung von etwa 100 m Lichtweite. Diese ließ sich leicht dadurch schaffen, daß die Öffnungen 5 und 6 der alten Brücke zu einer Öffnung zusammengefaßt wurden. Die Überbauunterkante in dieser Öffnung mußte mit Rücksicht auf die Schifffahrt auf 39,23 m über N. N. liegen, in den Flutöffnungen konnte sie auf 36,37 m über N. N. gesenkt werden. Den jetzigen Ansprüchen an den Brückenbau entsprechend sollte die neue Brücke ein organisches Gesamtbild bieten. Die Verhältnisse legten es nahe, die Brücke in zwei Teile zu teilen, eine ausgesprochene Flut- und eine ebensolche Strombrücke, die durch den Pfeiler IX geteilt sind. Erstere umfaßt die Öffnungen 10 bis 18 und erhält Parallelträger mit Fahrbahn oben. Letztere reicht von Öffnung 1 bis 9 und erhält im allgemeinen Überbauten mit Fahrbahn unten. In der Mitte dieses Teiles liegt die Schiffsöffnungsöffnung. Der erste Entwurf sah eine Gestalt vor, die der Hängebrückenform entlehnt war (Tafel 1, Abb. 2). Um dabei ungefähr Seitengleichheit zur Schiffsöffnungsöffnung zu erreichen, wurden die alten Öffnungen 7 und 8 in drei Öffnungen aufgeteilt, wenn auch dabei nicht vollständige Gleichheit der Stützweiten der Öffnungen 1 bis 3 einerseits und 7 bis 9 andererseits erreicht wurde. Hierbei war die Zahl der Öffnungen der neuen Brücke gleich der der alten.

Gegen diese Form war einzuwenden, daß in ihr eine gewisse Unwahrheit lag, da ihr die Form der Hängebrücke zugrunde lag, und sie das Wesen der Gelenkbrücke, die sie in Wirklichkeit war, nicht zum Ausdruck brachte. Es wurden daher weitere Versuche gemacht, eine Form zu finden, die die Eigenart der Gelenkbrücke mehr betonte. Es wurde eine große Reihe von Skizzen angefertigt, und zwar zum Teil im Reichsverkehrsministerium, zum Teil von der Bauabteilung in Stendal. Schließlich wurde auch mehreren Brückenbauanstalten eine Einladung zugestellt, allgemeine Vorschläge in Linienskizzen zu machen. Von der großen Zahl von Vorschlägen kann ich nur einige wenige auf den Tafeln 1 und 2 zeigen, aus denen hervorgeht, wie man versucht hat, sowohl das Gelenk wie das Auflager durch die Form zu betonen und die äußeren Umrißlinien möglichst der Momentenlinie anzupassen, dabei aber Unschönheiten zu vermeiden.

III bis VI stellen die Vermittlung von den niedrigen Seitenöffnungen zu der hohen Mittelöffnung durch Ansteigen des Obergurtes her; der Übergang am Ende der Öffnungen 4 und 6 nach Öffnung 5 hin geschieht durch einen mehr oder weniger stark ausgeprägten Knick.

Bei IV ist der Knick kürzer und schärfer. Das Gelenk ist stärker betont durch Knickung der Strebe in den beiden ersten Feldern der Hauptöffnung. Die Geschlossenheit des eingehängten Teiles wird dadurch mehr hervorgehoben, daß eine Strebe über die Felder 3 bis 5 der Hauptöffnung reicht.

Bei V ist der Kragarm so ausgebildet, daß an Stelle des Gelenkes ohne weiteres ein hohes Pendel gesetzt werden kann.

VI und VII betonen den Pfeiler durch Herunterziehen der Untergurtung.

Bei VII ist der Knick beim Übergang von Öffnung 4 auf 5 weicher; in letzterer Öffnung ist die Unterteilung der Felder vermieden.

VII und VIII beschränken die Hervorhebung der Strombrücke durch obenliegende Hauptträger auf die Öffnungen 4 bis 6, während sämtliche übrigen Öffnungen untenliegende Hauptträger erhalten. Um

das auch in den bisherigen Öffnungen 7 bis 9 zu ermöglichen, mußte deren Stützweite vermindert werden, was durch Aufteilung in vier Öffnungen erreicht worden ist.

VIII zeigt bereits eine Annäherung an die zur Ausführung kommende Lösung IX. Sie zeigt abgestufte Parallelträger. Der Obergurt in der Hauptöffnung ist leicht gekrümmt.

Die zur Ausführung bestimmte Lösung IX ist gleichzeitig und unabhängig voneinander von Herrn Geh. Baurat Dr.-Ing. chr. Schaper im Reichsverkehrsministerium entworfen und von der Firma Fried. Krupp vorgeschlagen worden. Sie paßt sich ausgezeichnet der flachen Landschaft an, während die zuerst vorgesehene Hängebrückenform namentlich von der Seite gesehen und besonders nach dem viergleisigen Ausbau durch die vielen Spitzen äußerst unruhig gewirkt haben würde. Sie gestattet auch die Betonung der Gelenke. Diese sind nur in den Öffnungen 4 und 6 angewendet worden, weil sie in den anderen Öffnungen wegen der Bestimmungen in den neuen Berechnungsgrundlagen der Reichsbahn über Wechselstäbe bei den vorliegenden Stützweiten keinen Vorteil mehr boten.

Sämtliche Überbauten sind zweigleisig ausgebildet worden, auch die mit obenliegender Fahrbahn, da bei der zur Verfügung stehenden Bauhöhe und dem Gleisabstand von 3,50 m eine zweckmäßige Ausbildung der mittleren Träger von eingleisigen Überbauten nicht möglich gewesen wäre. Die Achse der neuen Brücke liegt von der der alten 21,15 m entfernt, damit die Gründung der neuen Pfeiler ohne Schädigung der alten Pfeiler möglich ist.

Der Beschluß, eine neue Brücke zu bauen, ließ Bestrebungen auftauchen, die Strecke näher an Tangermünde heranzurücken, wie es beim Bau der Strecke schon einmal in Aussicht genommen war. Dagegen sprach aber, abgesehen von der größeren Länge der Brücke, noch eine Reihe anderer Gründe. Da die Strecke großenteils auf hohen Dämmen hätte liegen müssen, hätten sich die Baukosten um etwa 8 Mill. R.-M. erhöht. Die Strecke wäre um 2,5 km verlängert worden, was eine Steigerung der Betriebskosten und damit eine Erhöhung der Tarife für den Gesamtverkehr auf der Strecke zur notwendigen Folge gehabt hätte. Beim viergleisigen Ausbau hätten die neuen Gleise entweder dem Zuge der verlegten Strecke folgen müssen, dann hätte man die alten Pfeiler nicht wieder verwenden können; oder die neuen Gleise hätten die zunächst verlassene Strecke wiederbenutzt, dann wären hohe Kosten durch die Unterhaltung und Bedienung zweier Strecken, eine Unklarheit in der Trennung des Personen- und Güterverkehrs und häufige Überschneidungen von Zugfahrten entstanden, da man sowohl von den Personen- wie Güterzügen nur die in Tangermünde haltenden über die Umleitungsstrecke gefahren haben würde. Der Nutzen für die Stadt Tangermünde wäre nur sehr gering gewesen, da für die Industrie schon jetzt ein regelspuriger Anschluß an die Hauptbahn durch die Stichbahn Stendal—Tangermünde vorhanden ist. Zugunsten der Allgemeinheit mußte es daher bei dem Bau der neuen Brücke neben der alten bleiben.

Durch den Bau wurde ferner der Gedanke angeregt, unter Benutzung der freiwerdenden alten Überbauten eine feste Straßenbrücke über die Elbe in der Nachbarschaft der jetzigen Eisenbahnbrücke zu schaffen. Das Bedürfnis nach einer solchen Brücke kann wohl nicht bestritten werden, da zwischen Magdeburg und Harburg nur eine feste Brücke für Straßenverkehr bei Wittenberge vorhanden ist. Diese Brücke dient aber in erster Linie dem Eisenbahnverkehr und nur in den Zuspäusen dem Straßenverkehr. Die Verhandlungen über diese Frage sind noch im Gange.

Im August 1923 begannen die Bohrungen zur Untersuchung des Baugrundes für die neue Eisenbahnbrücke. Am 2. September begannen die eigentlichen Bauarbeiten. Die Bauleitung ist der „Bauabteilung Elbebrücke in Stendal“ übertragen, deren Vorstand Herr Regierungsbaurat Zwach ist.

Beim Abschluß des Jahres 1924 war der Stand der Bauarbeiten folgender: Der Landpfeiler am Ostufer ist im Bau, die Mittelpfeiler I bis III sind fertig. Ausführende Firma hierfür ist die Firma Tesch in Berlin. Die Ausführung der Pfeiler IV bis VIII ist der Firma Beuchelt in Grünberg übertragen, die Luftdruckgründung anwenden wird. Die vorbereitenden Arbeiten an den Pfeilern VII und VIII sind im Gange. Die Pfeiler IX bis XVII und das westliche Landwiderlager hat die Firma Windschild & Langelott bereits fertiggestellt. Die Lieferung einschließlich Entwurfsbearbeitung der eisernen Überbauten des westlichen Teiles bis Pfeiler IX ist an die Brückenbauanstalt Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen vergeben. Die Aufstellung beginnt Anfang Februar. Der östliche Teil der eisernen Überbauten ebenfalls mit der Entwurfsbearbeitung ist der Brückenbauanstalt der Firma Fried. Krupp in Rheinhausen übertragen. Sie hat sich bezüglich der Werkstattarbeiten mit den Brückenbauanstalten Gutehoffnungshütte in Oberhausen und Jucho in Dortmund geteilt. Die Entwurfsbearbeitung und die Aufstellung auf der Baustelle liegt allein in den Händen der Firma Fried. Krupp. Voraussichtlich werden in der ersten Hälfte des Sommers 1925 noch die Luftdruckgründungs-



arbeiten an den Pfeilern IV bis VI und die Aufstellungsarbeiten des westlichen Teiles der eisernen Überbauten im Gange sein. In der zweiten Hälfte werden voraussichtlich die eisernen Überbauten der Osthälfte gleichzeitig vom östlichen Landwiderlager und vom Pfeiler IX aus vorgebaut werden. Im Sommer 1926 soll als Schlußglied der Überbau der Schiffahrtsöffnung im freien Vorbau hergestellt werden.

Die Brücke ist die zurzeit größte in Deutschland im Bau begriffene Brücke, die in hochwertigem Baustahl St 48 ausgeführt wird. Sie weist einige Besonderheiten auf. Bei sämtlichen Pfeilern ist die gemeinschaftliche Auflagerung der Überbauten streng durchgeführt. Dadurch wird erreicht, daß sämtliche Kräfte mittig angreifen, wodurch eine günstigere Beanspruchung der Pfeiler im Inneren und des Baugrundes erreicht wird. Die Pfeiler können namentlich im oberen Teile schlanker gehalten werden. Der obere Teil der Pfeiler besteht aus einer durchgehenden Eisenbetonplatte, aus der die Auflagersteine, ebenfalls aus Eisenbeton, herauswachsen. Diese Platte soll die Auflagerkräfte möglichst rasch gleichmäßig auf den Pfeilerquerschnitt verteilen

und gleichzeitig die Zugkräfte aufnehmen, die auftreten, wenn man den Pfeiler als einen Träger auf zwei Stützen betrachtet, bei dem die Auflager die Stützen und die Bodenpressung die gleichmäßig verteilte Belastung darstellen. Die Besichtigungswagen sollen nicht, wie bisher üblich, unter den Überbauten hängen, wobei für jede Öffnung ein besonderer Wagen nötig ist. Es sollen statt dessen für den östlichen und den westlichen Teil der Brücke, getrennt durch den Pfeiler IX, je zwei Besichtigungswagen seitlich laufen. An ihnen sollen schwenkbare Auslegerbrücken hängen, die innerhalb der Öffnungen unter den Überbau, bei den Pfeilern aber parallel zur Brückenachse geschwenkt werden, so daß sie die Vorbeifahrt am Pfeiler gestatten. Sie werden mit Motoren zur Fortbewegung mit etwa 2,5 km/Std. ausgerüstet und laufen am Ende der Brücke zum Teil in Kammern im Widerlager, in denen sie verschlossen werden können.

Weitere Mitteilungen über Einzelheiten des Entwurfs und der Ausführung müssen späteren Veröffentlichungen vorbehalten bleiben, wenn die Entwurfsarbeiten vollständig abgeschlossen sind und die Ausführung weiter vorgeschritten ist.

## Die Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe.

Die zurzeit ausscheidende Generation von Hochschullehrern hat in den letzten Jahrzehnten des vorigen Jahrhunderts und im Anfange des jetzigen die Theorie so gründlich ausgebaut und die theoretischen Erkenntnisse derart erweitert, daß die neue Generation dazu neigt, durch Laboratoriumsarbeit zunächst einmal festzustellen, wie weit die Ergebnisse der theoretischen Forschung mit der Wirklichkeit übereinstimmen, und sich bemüht, die neuen Erkenntnisse durch Veredelung der Baustoffe und Fortbildung der Konstruktionen für die Anwendung nutzbar zu machen. Die schwierige wirtschaftliche Lage trägt heute dazu bei, daß auch die Industrie die guten Eigenschaften der Baustoffe bei den Konstruktionen weitgehend ausnutzen und stärker als früher auf Verbesserung und Veredelung der Arbeit bedacht sein muß.

Die Technischen Hochschulen haben das Bestreben, den künftigen Ingenieur schon während seines Studiums auf diese Notwendigkeit hinzuweisen und ihn zugleich mit den konstruktiven Übungen auch mit den Baustoffen selbst in dem Laboratorium vertraut zu machen.

Aus dieser Erkenntnis heraus wurde bei der Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule Karlsruhe im Jahre 1919 von Prof. E. Probst eine technische Versuchsanstalt für Beton und Eisenbeton errichtet, die im „Bauingenieur“ 1920 beschrieben ist.

In den letzten beiden Jahren ist ihr nun eine Schwesternanstalt in meiner Versuchsanstalt entstanden, die mit Ausnahme von Eisenbeton alle Baustoffe und Konstruktionen in ihren Arbeitskreis gezogen hat.

Als vor zwei Jahren der Neubau der Bauingenieur-Abteilung in Betrieb genommen wurde, wurde mir der östliche Teil der beiden Flügelbauten zur Benutzung für Zwecke meines Lehrstuhles für Brückenbau, Baustatik und wissenschaftliche Betriebsführung übergeben. Der zweigeschossige Flügelbau enthielt in seinem vorderen Teil einen, durch beide Geschosse bis zur Dachhaut durchgehenden, großen

Laboratoriumsraum, während die hintere, nördliche Hälfte im Erdgeschoß einen Werkstättenraum und im Obergeschoß einen Sammlungsraum, getrennt durch eine Eisenbetondecke, enthielt. Da die Baukasse schon durch den Hochbau vollständig erschöpft war, standen staatliche Mittel zur Beschaffung

von Maschinen und Einrichtungsgegenständen nicht mehr zur Verfügung.

Einer Anregung meines Vorgängers auf dem Lehrstuhl, des Geh. Oberbau Rates Prof. Dr.-Ing. Engeßer, folgend, arbeitete ich gleichwohl einen Plan für die Errichtung einer Versuchsanstalt aus, die sich allen für das Bau- und Maschinenwesen wichtigen Baustoffen und Konstruktionen, mit Ausnahme von Eisenbeton, widmen und daneben die Aufgabe eines baustatischen Laboratoriums übernehmen sollte. Die Untersuchung aller Materialien wurde bisher in der Chemisch-Technischen Prüf- und Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule durchgeführt. Auf Grund besonderer Vereinbarungen wollte diese jedoch ihr Arbeitsgebiet auf die rein chemischen und technischen Prüfungsarbeiten beschränken und die Untersuchung der Metalle, Hölzer und Steine der neu zu gründenden Anstalt überlassen.

Mit der Verwirklichung des Planes konnte begonnen werden, nachdem ein früherer, inzwischen verstorbener Angehöriger der Technischen Hochschule, Herr Johannes Dörnen, Inhaber der Brückenbauanstalt J. Dörnen in Derne, Kreis Dortmund, im Jahre 1921 den Betrag von 100 000 Mark für die Versuchsanstalt zur Verfügung gestellt hatte. Ihm schlossen sich bald weitere Stiftungen an, so daß nach Verlauf von wenigen Monaten mit der Aufstellung der ersten Maschine begonnen werden konnte. Bei der Beschaffung und Einrichtung leistete Herr Prof. Dr.-Ing. Quietmayer aus Hannover als Mitarbeiter in der ersten Zeit wertvolle Hilfe.

### Allgemeine Einrichtung des Prüfraumes.

Aus staatlichen Mitteln wurde in dem großen, durch zwei Stockwerke hindurchgehenden Raum zunächst eine hölzerne Zwischendecke eingezogen, durch die die Höhe des Prüfraumes auf 4 m beschränkt und dafür im Oberstock ein neuer Arbeits- und Sammlungsraum von 144 m<sup>2</sup> Grundfläche gewonnen wurde. Die Decke erleichterte zudem die Heizung des Prüfraumes beträchtlich.

Für die Versuchskörper und Konstruktionen aus den verschiedenen Baustoffen stehen bis heute in diesem Prüfraum, ebener Erde zur Verfügung:

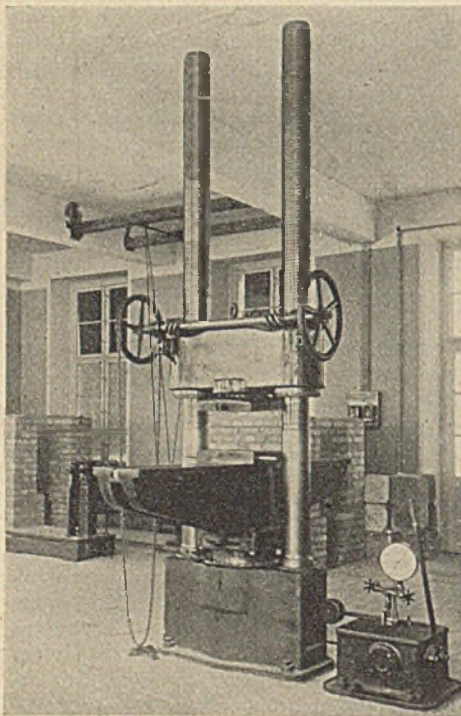


Abb. 1. Blick in den Prüfraum.

Vorne die 500-t-Maschine der M. A. N., dahinter die beiden Backstein-Pfeilerpaare für die 6 m lange Belastungsvorrichtung.

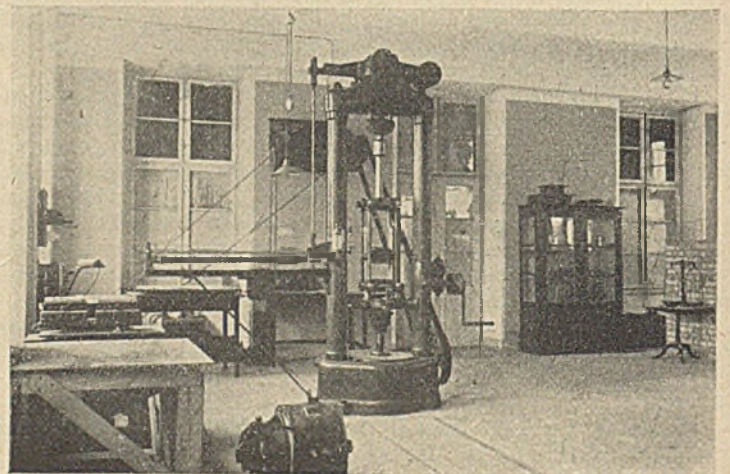


Abb. 2. Blick in den Prüfraum.  
Die 50-t-Maschine von Mohr & Federhaff.



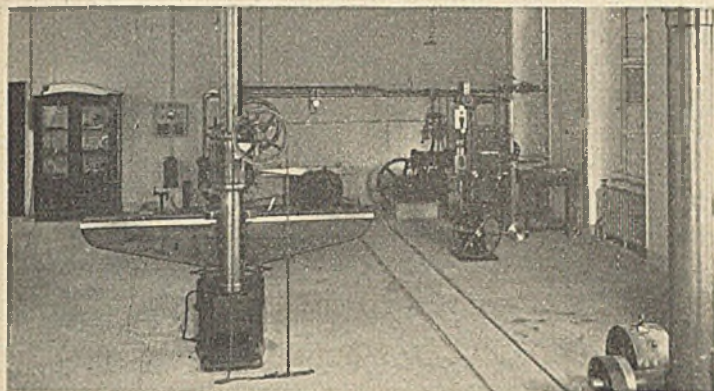


Abb. 3. Blick in den Prüfraum.

Vorne die 500-t-Maschine; rechts die 5-t-Maschine von Amsler; hinten der Motor mit den beiden Kompressoren.

1. Eine Belastungsvorrichtung, bestehend aus einem Träger I 30 von 6 m Länge, der als einarmiger Hebel sich um eine wagerechte Achse dreht. Die Achse ist verankert in einem Backstein-Pfeilerpaar, das mit einem zweiten Pfeilerpaar zusammen gleichzeitig zur Auflagerung der Versuchskörper dient. Kraftwirkung durch Zug, Druck, Biegung und Scheren bis 6 t (s. Abb. 1 u. 4).

Größte Länge der Versuchskörper 600 cm, größte Höhe 150 cm.

2. Universalmaschine von Amsler, Schaffhausen, mit einer Kraftwirkung für Zug, Druck, Biegen und Scheren von 5 t.

Größte Länge der Druckkörper 75 cm, größte Länge der Zugkörper 100 cm, Handbetrieb (s. Abb. 3).

3. Universalmaschine von Mohr & Federhaff, Mannheim, mit einer Kraftwirkung für Zug, Druck, Biegen und Scheren von 50 t.

Größte Länge der Druck- und Zugkörper ist 100 cm, da die Maschine besonders lange Säulen und Gestänge erbielt. Der Antrieb geschieht durch einen Elektromotor über ein Reibungsvorgelege, so daß die Arbeitsgeschwindigkeit in weiten Grenzen verändert werden kann. Daneben ist auch Handantrieb für feinere Versuche möglich (s. Abb. 2).

4. Maschine von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Nürnberg, mit einer Kraftwirkung für Druck, Biegen und Scheren von 500 t. Durch Lieferung von besonders hohen Schraubenspindeln, die die Raumhöhe voll ausnutzen, können 250 cm lange Druckkörper eingebaut werden. Der Antrieb geschieht durch Wasserdruck. Für kleinere Drücke steht eine 30-t-Meßdose zur Verfügung (s. Abb. 1, 3 u. 4).

5. Preßluftanlagen mit Motor von 12 PS und zwei Kompressoren: ein stehender mit 1,2 m<sup>3</sup> minutlicher Leistung von der Firma Pokorny & Wittekind, Frankfurt a. M., und ein liegender mit 1,3 m<sup>3</sup> minutlicher Leistung von der Maschinenfabrik Zwickau, sowie ein gemeinsamer Windkessel von 1,5 m<sup>3</sup> Inhalt, der von der Firma Bichtersheimer, Rheinau, gestiftet wurde.

6. Ein Sandstrahlgebläse, gestiftet von der Maschinenfabrik Durlach, für 2 at Preßluft, mit einer Blasfläche von 6 cm  $\varnothing$ . Verwendet wird reiner Rheingrubensand mit einer Korngröße kleiner als 0,7 mm. Das Sandstrahlgebläse ist auf das Gebläse des Materialprüfungsamtes Dablen abgestimmt.

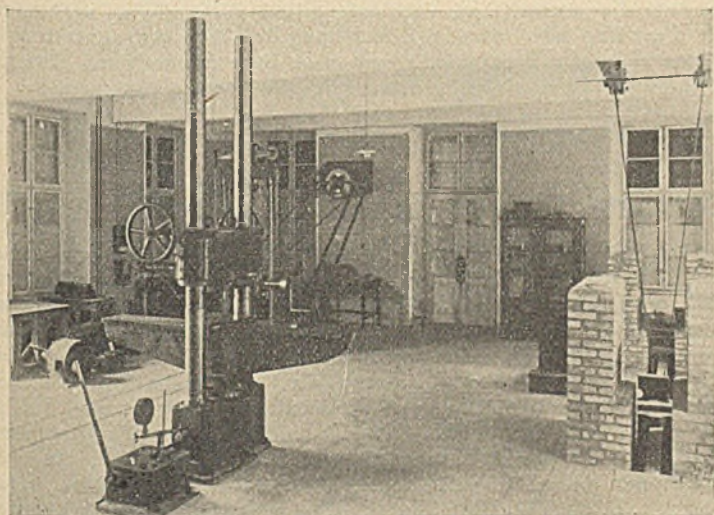


Abb. 4. Blick in den Prüfraum.

Vorne die 500-t-Maschine; rechts die Backstein-Pfeilerpaare für die Belastungsvorrichtung; darüber das Pendelschlagwerk für 75 kgm Arbeit; links hinten das Reibungsvorgelege und die 50-t-Maschine.

7. Ein Pendelschlagwerk für 75 kgm Arbeitsleistung eigener Konstruktion.

8. Ein elektrischer Holztrockenofen.

### Die Einrichtung der Werkstätte.

Der an den Prüfraum auf der Nordseite anschließende Erdgeschoßraum von 80 m<sup>2</sup> Grundfläche enthält die Maschinen und Werkzeuge zur Bearbeitung von Metall und Holz und zur Herstellung von Mörtel- und Betonproben.

#### 1. Metallbearbeitungsmaschinen:

Die Signalwerke Bruchsal haben zwei Drehbänke gestiftet: Drehbank mit 1150 mm Spitzenlänge und 280 mm Spitzenhöhe, Drehbank mit 600 mm Spitzenlänge und 140 mm Spitzenhöhe. Vertikalbohrmaschine für Löcher bis 10 mm  $\varnothing$ , elektrische Handbohrmaschine für Löcher von 25 mm  $\varnothing$ , Kaltsäge, große Blechschere und Stanze für Bleche von 30 mm Stärke, gestiftet von der Firma Dörnen. Anlage zum Schweißen und Schneiden aus der Firma Keller & Knappich, Augsburg, gestiftet von der Firma Amme, Bremen. Verschiedene Preßluftwerkzeuge, z. T. gestiftet von der Demag. Große Richtplatte, Werkbank, verschiedene Schraubstücke, Amboß und Schmiedefeuervervollständigen die Einrichtung. Die meisten Werkzeugmaschinen haben elektrischen Einzelantrieb.

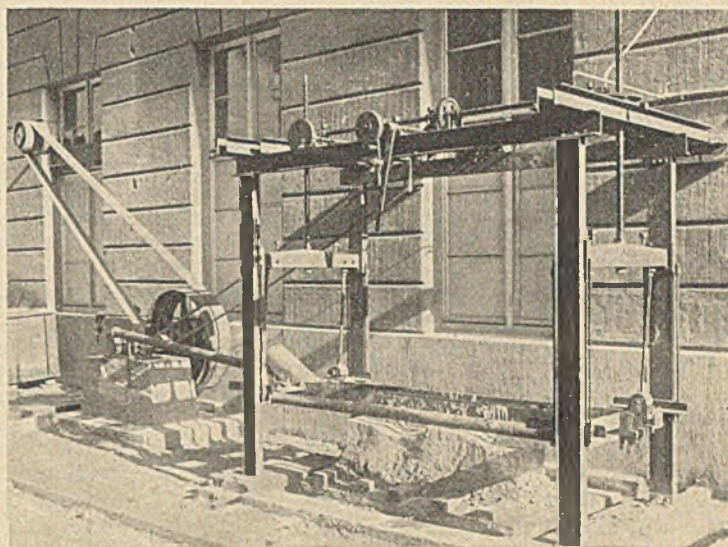


Abb. 5. Die Stein-Gattersäge.

#### 2. Steinbearbeitungsmaschinen:

Elektrisch betriebene Steinschleifmaschine von der Firma Henrich & Söhne, Hanau, zum Herstellen von Parallellflächen bei Würfeln von 4 bis 13 cm Kantenlänge. Steingattersäge der Maschinenfabrik Karl Maier, Marktredwitz, für Blöcke mit einer Größtabmessung von 650 bis 600 auf 1500 cm mit elektrischem Antrieb durch Motor von 9 PS. Gefrierkasten zur Erzeugung von Temperaturen von  $-20^{\circ}$  (Abb. 5).

#### 3. Holzbearbeitungsmaschinen:

Hobelbank mit Zubehör. Dickenhobelmaschine von 50 cm Tischbreite von der Frankfurter Maschinenfabrik, Gaggenau, Bandsäge mit 20 cm Schnitthöhe von obiger Firma. Beide Maschinen mit elektrischem Antrieb (Abb. 6).

#### 4. Mörtelbearbeitungsmaschinen:

Normal-Mischmaschine, Hammerapparat mit zwei Hämmer, Vicat-Nadel, Normal-Zerreißapparat, eiserne Formen für Mörtel und Betonwürfel, sowie eine große Anzahl Wasserkasten, Siebe usw., sowie Grube für Wasserlagerung.

#### 5. Feinmeßinstrumente:

1 Martens-Spiegelapparat mit vergrößertem Satz, 8 Meßuhren von „Kienzle, Schwenningen“ für  $\frac{1}{1000}$  mm Ablesung, 2 Manometer, 2 Präzisions-Schieblehren, 1 Mikrometer, 3 Mikroskope, 1 Kontrollstab zum Eichen der 50-t-Prüfmaschine, 1 Feinmeßwaage, 1 kleine Brückenwaage, 1 Zentesimalwaage.

#### 6. Metallographische Einrichtung:

Sie fehlt noch und soll im Laufe des Jahres eingerichtet werden.

#### 7. Brandproben:

Zur Durchführung von Brandproben wurde in der Nähe des Prüfraumes auf freiem Platze ein Häuschen von 3 m<sup>2</sup> Grundfläche und 2,25 m mittlerer Höhe aus Ziegelsteinen errichtet, dessen Dachdeckung in verschiedener Weise ausgeführt werden kann.



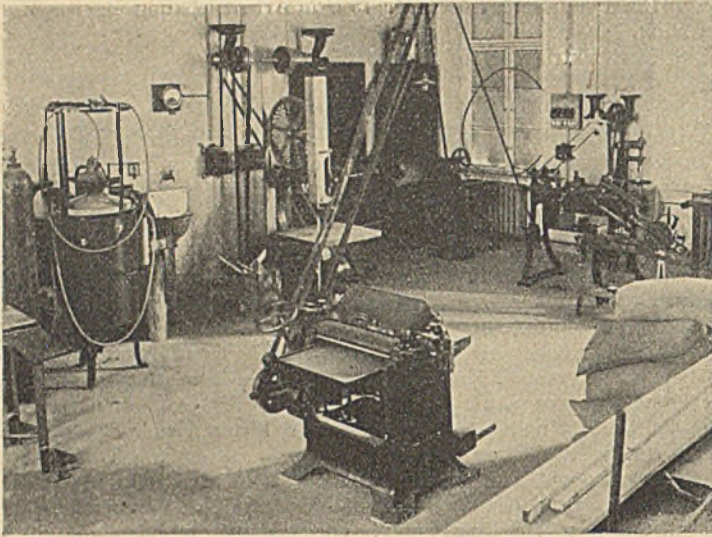


Abb. 6. Blick in die Werkstatt.

Links der autogene Schweißapparat; vorne die Dickenhobelmaschine; dahinter Bandsäge, Drehbank usw.

Eine gute Dunkelkammer vervollständigt die Einrichtung, die nach Maßgabe der verfügbaren, selbst erarbeiteten Mittel weiter ausgebaut werden wird.

#### Arbeitsprogramm.

Der Prüfraum soll in gleicher Weise dem Lehrbetrieb in der Hochschule, den Forschungsarbeiten meines Lehrstuhles, sowie den Bedürfnissen der Bau- und Maschinenindustrie nutzbar gemacht werden.

Abgesehen von der Stoffeinteilung, zergliedern sich die Arbeiten in drei Hauptgruppen.

1. Erforschung des Materials, seiner Festigkeits- und Elastizitätsverhältnisse bei den verschiedenen Beanspruchungsarten und Feststellung seiner besonderen Schwächen und Stärken. Verhalten gegen die Wärme, die Witterung, die Zeit und gegen chemische Einflüsse.
2. Erforschung der Festigkeit gegebener Konstruktionen, ihrer Schwächen und Stärken.
3. Fortbildung der Konstruktionen auf dem Gebiete des Holz-, Stein- und Eisenbaues, unter Ausnutzung der Stärken des Materials und unter Vermeidung seiner Schwächen.

#### Lehrbetrieb.

Im Rahmen meiner Vorträge und Übungen über Baustatik, Eisenbau, Massivbau und Holzbau werden in dem Prüfraum Versuche mit Material und Konstruktionen vorgeführt, Elastizitätsmaße bestimmt und das Wesen der verschiedenen Spannungsarten gezeigt. Die Versuchskörper bestehen aus den heimischen Bauhölzern, verschiedenen Stein- und Mörtelarten, wobei auch der Kalk und Traß gegenüber dem Zement wieder zu seinem Rechte kommt, sowie aus normalem und hochwertigem Baustahl.

In einiger Zeit soll dazu übergegangen werden, die Versuche durch die Studierenden selbst an regelmäßigen wöchentlichen Übungsnachmittagen ausführen zu lassen.

#### Bisherige Forschungsarbeiten.

Nachdem das Kultusministerium einen Diplomingenieur und einen Mechaniker für den Prüfraum zur Verfügung gestellt hatte, konnte

eine Reihe von wissenschaftlichen Versuchen begonnen und z. T. durchgeführt werden.

Aus dem Gebiete des Eisenbaues: Es wurde die Größe und Wirkung des Lochleibungsdruckes bei Nietverbindungen unter Verwendung von gewöhnlichem und hochwertigem Baustahl festgestellt und dabei die in solchen Fällen beim Bruch auftretende Scherspannung in ihrer Größe und Wirkung untersucht.

Daneben gingen Versuche über die Kraftverteilung auf verschiedene Nieten, wobei besonders konstruierte Hohnieten zur selbständigen Anzeige dieser Kraftverteilung verwendet wurden.

Zurzeit sind weitere Versuche an dem hochwertigen Baustahl in Vorbereitung.

Aus dem Gebiete des Holzbaues: Aus Fichten-, Buchen- und Tannenhölzern aus dem Schwarzwald, deren Standort und Alter genau bekannt waren, wurde die Festigkeit und Elastizität bei den verschiedenen Beanspruchungsarten in einer groß angelegten Versuchsreihe festgestellt und in Abhängigkeit vom Darrgewicht und anderen physikalischen Eigenschaften des Holzes gebracht. Außerdem wurde eine Konstruktion von Knotenpunkten ausgebildet und erprobt, bei der der Lochleibungsdruck bei Schraubenverbindungen als schwächste Seite der Holzkonstruktionen weitgehend ermäßigt worden ist.

Außerdem werden Farbschutzanstriche untersucht, die den Angriff von Feuer und Säure von den Holzkonstruktionen möglichst lange abhalten sollen.

Zurzeit sind Arbeiten im Gange, die das Wesen und die Grenzen des Lochleibungsdruckes in Holz noch näher erforschen und sich mit dem Druck senkrecht zur Faser und den Mitteln seiner Unschädlichmachung befassen.

Aus dem Gebiete des Steinbaues: Bei verschiedenen Sorten des Schwarzwälder Granites wurde das elastische Verhalten gegen Druck und Biegung genau ermittelt und die Scherfestigkeit festgestellt. Gleichzeitig wurde die Druckfestigkeit von den anderen heimischen Gesteinsarten verschiedenen Herkommens, untersucht. In Vorbereitung ist die Untersuchung der Mörtelfestigkeit in Verbindung mit Quadern verschiedener Gesteinsarten.

Aus dem Gebiete der Bindemittel: Die Geeignetheit des auf badischem Boden gewonnenen hydraulischen Kalkes für hochwertigen Mörtel und Beton, allein und in Verbindung mit Zement und Traß, wurde in einer Reihe von Versuchen, die sich über ein Jahr ausgedehnt haben, ermittelt und zahlenmäßig festgelegt. Die Versuche mit dem Kalk gehen weiter.

Daneben wird ein Verfahren erprobt, um den Wassergehalt für die verschiedenen Arten des Gußbetons in einer einzigen kurzen Handlung festzustellen.

#### Bisherige Arbeiten des Materialprüfamt.

In dem Maße, wie die Einrichtung ausgebaut wurde, liefen Aufträge aus der badischen Industrie und den Nachbarländern ein, die sich über das gesamte Gebiet der Metalle: Eisen, Messing, Aluminium, der natürlichen und Kunststeine, zahlreicher Hölzer und Isolierstoffe und aller Bindemittel erstreckte. Ein enges Zusammenarbeiten mit der Chemisch-Technischen Abteilung und dem Vertreter der Botanik und Geologie gestattete die restlose und gründliche Durchführung aller Arbeiten.

Aller Anfang ist schwer. Die Anstalt hat sich aber bei der benachbarten Industrie bereits eingeführt. Sie zielt bewußt danach, nicht nur Vorschläge für die Verbesserung der Materialien auszuarbeiten, sondern die konstruktive Verwendung der Baustoffe zu verbessern. Sie dient also nicht nur der Erforschung des Materials, sondern auch seiner richtigen Verwendung und will Bauerfahrung mit Materialkenntnis zur Weiterbildung unserer Ingenieur Tätigkeit verwerten.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Ausnutzung der Wasserkräfte im Tale des Torrente Varrone durch die „Orobia“ A.-G.<sup>1)</sup>

Die „Societa idroelettrica Briantea“ hatte schon vor dem Kriege um die Ausnutzung der Wasserkräfte des Torrente Varrone, eines östlichen Zuflusses des Comersees, nachgesucht. Diese Gesellschaft besitzt bereits eine Wasserkraftstufe am Torrente Pioverna, die weiter südlich bei Bellano in den Comersee mündet (Abb. 1).

Unmittelbar nach dem Kriege griff die zum Briantea-Konzern

<sup>1)</sup> Die seit kurzem in Mailand erscheinende Zeitschrift „L' Energia elettrica“, Organ für die Veröffentlichungen des nationalen Verbandes der elektrotechnischen Industrie, bringt in Heft 2 vom November 1924 unter der Schriftleitung des bekannten Wasserkraftfachmannes Carl Bonomi sieben bemerkenswerte Abhandlungen über Wasserkraftverwertung und andere damit zusammenhängende technische, wirtschaftliche und rechtliche Fragen.

Der vorliegende Auszug ist einer Arbeit von Gaetano Bonomi entnommen.

gehörige Orobia A.-G. den Plan in etwas veränderter Form wieder auf. Danach fand die Wasserrückgabe unmittelbar in den Comersee statt, wodurch alte, unzulänglich arbeitende Triebwerke, die die letzten 40 m Gefälle vor der Mündung in den See ausnutzten, aufgelassen werden mußten. Der hierdurch erzielte Gefällgewinn, noch mehr aber die damit erreichte Freiheit in der Wahl der Ausbauf orm sicherten eine möglichst vollkommene und wirtschaftliche Kraftnutzung. Infolge der durch den See bewirkten Vergleichmäßigung des Wasserabflusses besitzt die Anlage eine Anpassungsfähigkeit im Betriebe, die Laufwerke mit ihren Rücksichtnahmen auf die Unterlieger nicht haben (vergl. z. B. auch Walohenseewerk mit dem Abfluß in den Kochelsee). Im vorliegenden Falle kommt diesem Umstande um so höhere Bedeutung zu, als die neue Kraftanlage parallel mit den Zentralen in Bellano, S. Pellegrino, Roncaglia, Serrati und Forcola arbeiten soll. Die ebenfalls der Orobia A.-G. gehörigen vier zuletzt genannten Zen-



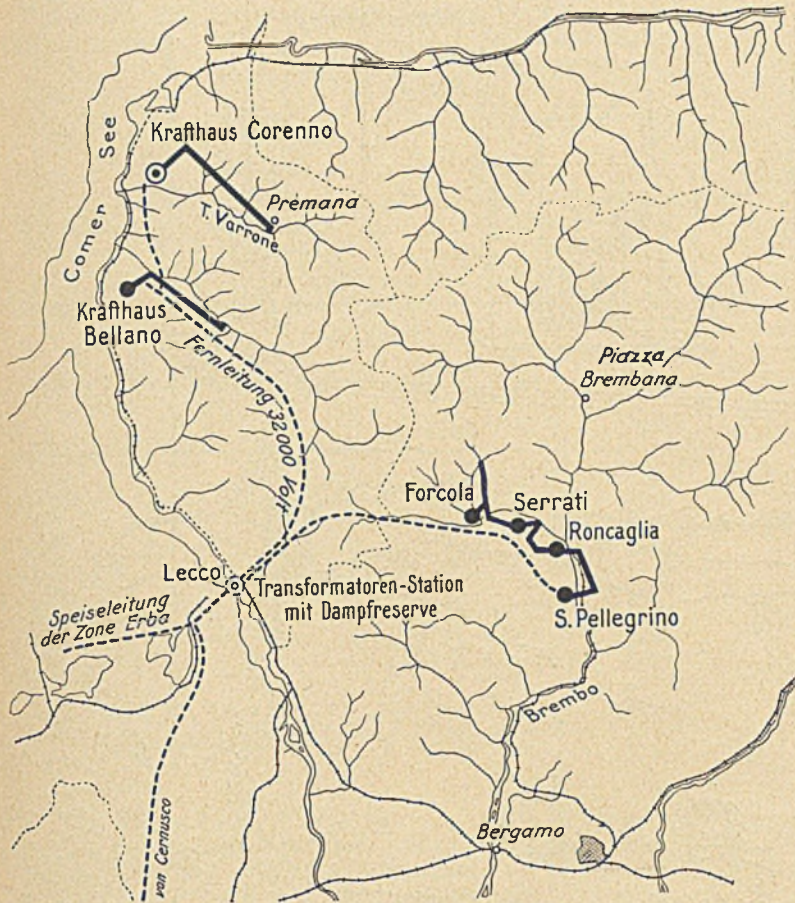


Abb. 1.

tralen mit ihrer unausgeglichenen Wasserführung, die südöstlich im Brembanatale liegen (Abb. 1), sind verpflichtet, die Nutzungsansprüche der Unterlieger zu beachten. Die Betriebsgemeinschaft dieser nicht ausgleichsfähigen Anlagen mit einem Speicherwerk von verschiedenartigem Wasserstandverlauf erhöht die Wertigkeit und die Ausnutzungsmöglichkeit jener bestehenden Anlagen, die künftig während 24 Stunden die Grundbelastung übernehmen, während die neue Anlage zur Spitzendeckung und zur Befriedigung größerer Lastschwankungen dient.

Die kennzeichnenden Werte der Varrone-Anlage sind: Einzugsgebiet 70 km<sup>2</sup>, Nutzgefälle 472 m, Gefälle-Einzugswert (hydrographischer Wert) 32 900 m · km<sup>2</sup>.

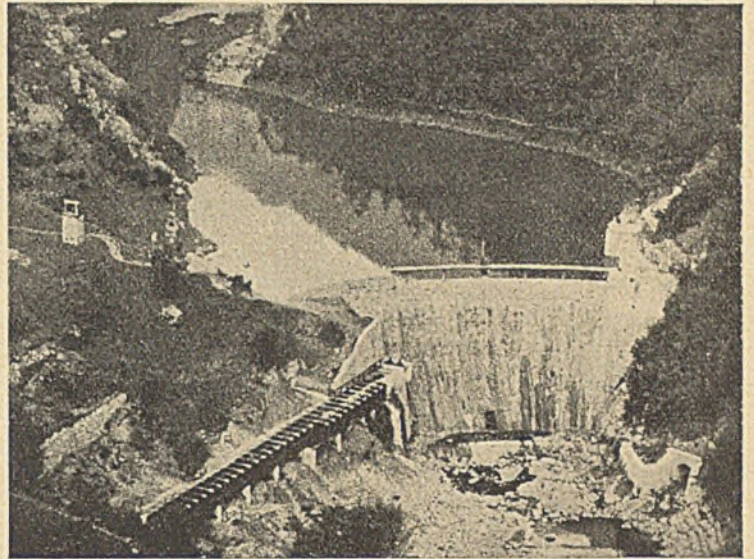


Abb. 3. Gesamtansicht der Sperrmauer mit Wasserfassung und Entlastungsvorrichtungen.

Tabelle 1.

| Bestehende Anlagen | Einzugsgebiet in km <sup>2</sup> | Nutzgefälle in m | Höchstleistung in kW | Gefälle-Einzugswert m · km <sup>2</sup> | Energieerzeugung im Jahresmittel in kWh | Jährliche Energieerzeugung je km <sup>2</sup> und m | Ausnutzungsstunden im Jahresmittel, bezogen auf die Höchstleistung |
|--------------------|----------------------------------|------------------|----------------------|---|---|---|--|
|                    |                                  |                  |                      |   |   | $\frac{kWh}{m \cdot km^2}$                          | $\frac{kWh}{kW}$   |
| Roncaglia . . .    | 83                               | 55               | 1200                 | 4565                                    | 5 400 000                               | 1 183   | 4 500  |
| Serrati . . .      | 77                               | 70               | 1200                 | 5 390                                   | 4 500 000                               | 835   | 3 750  |
| Forcola . . .      | 17                               | 120              | 740                  | 2 040                                   | 2 100 000                               | 1 120   | 2 850  |
| S. Pellegrino      | 508                              | 26               | 2 800                | 13 208                                  | 10 500 000                              | 840   | 3 750  |
| Bellano . . .      | 110                              | 123              | 2 100                | 13 530                                  | 9 970 000                               | 740   | 4 750  |
|                    |                                  |                  | 8040                 |   | 32 470 000                              |   |  |

Bei dem völligen Fehlen längerer Regenbeobachtungen im Einzugsgebiet und von brauchbaren Wassermessungen im Haupt- und in den Seitentälern war die Ermittlung der ausnutzbaren Wassermenge, also der zu erzielenden Leistung, äußerst schwierig. Da die Abflußverhältnisse der seit Jahren im Betriebe befindlichen Wasserkraftanlagen der Gesellschaft im Brembanatale bekannt waren, und da das Varronetal nach Lage, Höhengliederung, geologischem Aufbau und meteorologischen Verhältnissen, sowie bei seiner begrenzten Ausdehnung dem Gebiet des Brembo ähnlich ist, so gelangte man durch Folgerungen aus jenem Gebiete auf mittelbare und sehr beachtenswerte Weise zu brauchbaren Annahmen über den Abflußvorgang im Varronetal.

Man ging dabei von der mittleren Jahresleistung der fünf Anlagen aus (Tab. 1) und ermittelte unter Berücksichtigung der entsprechenden Elemente der Rohwasserkraft und der verschiedenartigen Ausnutzungsziffern die entsprechenden Werte für die Varroneanlage. Die mittlere jährliche Ausnutzungszeit ergab sich unter Zugrundelegung der Höchstleistung der fünf Anlagen zu  $\frac{32\,470\,000}{8040} = \text{rd. } 4000$  Stunden.

Hierbei ist zu beachten, daß es sich um Laufwerke handelt und daß die bescheidene Größe der Wasserschlosser von Serrati und Roncaglia nur für kurzzeitige Lastschwankungen eine Aufspeicherung ermöglicht.

Auf Grund beinahe 20 jähriger Beobachtungen bei der Anlage Roncaglia sind die dort gewonnenen Werte sehr zuverlässig, so daß sie als Grundlage für die angenäherte Ermittlung der Varroneausnutzung gewählt wurden. Dabei muß zugunsten der Varroneanlage auf ihren größeren Speicherraum, ihre durch das große Gefälle bedingte erhöhte

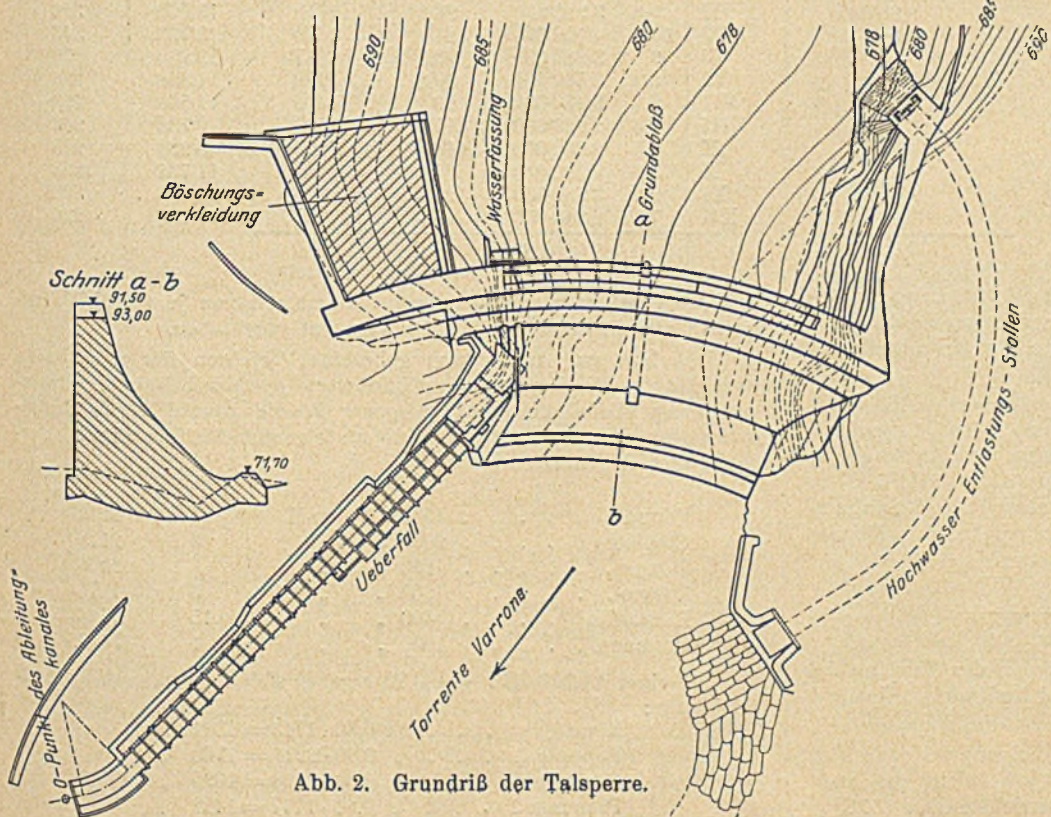


Abb. 2. Grundriß der Talsperre.



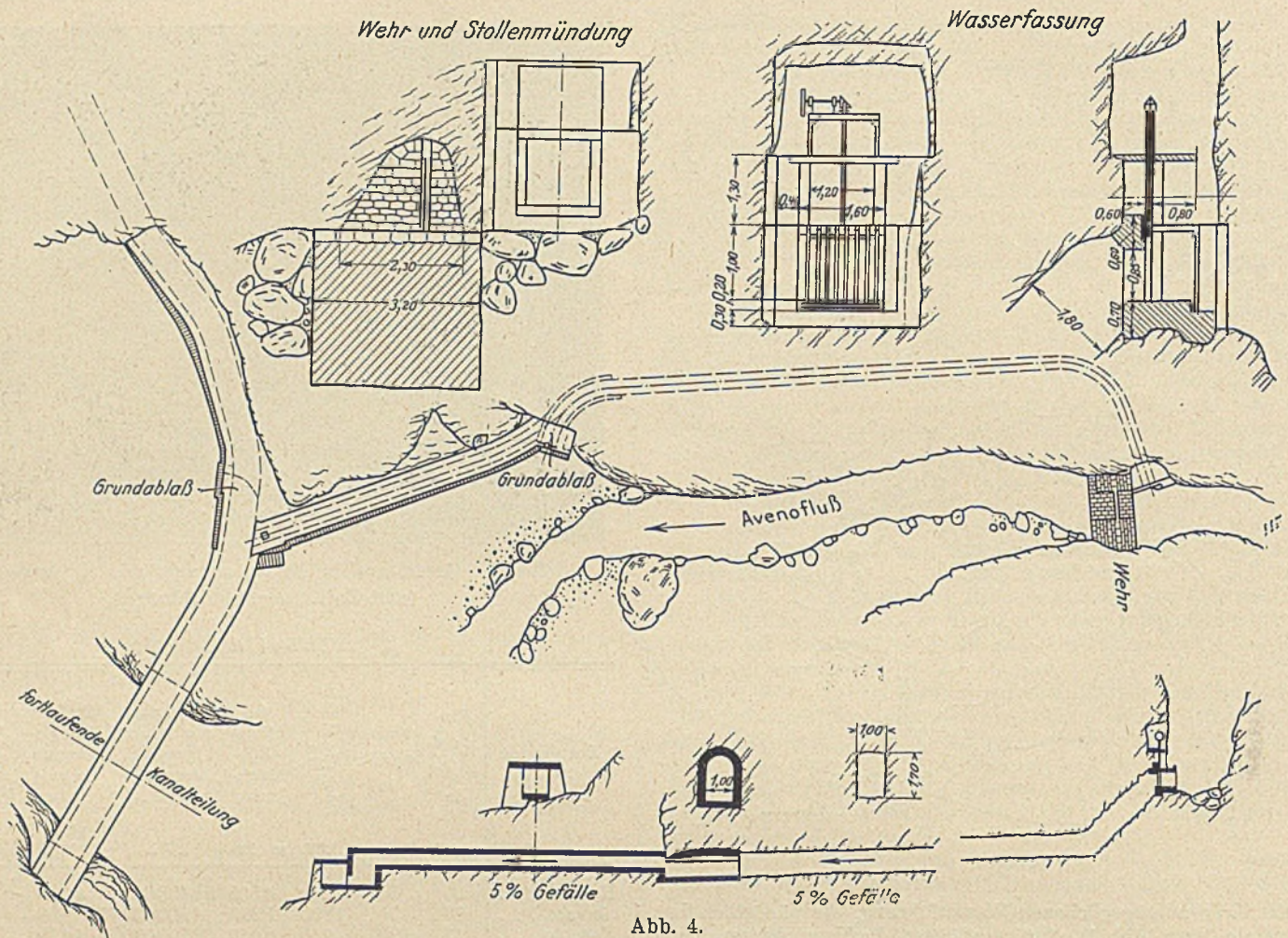


Abb. 4.

Tabelle 2.

| Monate     | Monatliche Energieerzeugung im Jahresmittel | Wasserspende auf 1 km <sup>2</sup> in | Monatliche Energieerzeugung in kWh in |
|------------|---|---------------------------------------|---------------------------------------|
|            | kWh   | l/Sek.                                | ‰                                     |
| I . . .    | 415 000                                     | 17,5                                  | 7,7                                   |
| II . . .   | 310 000                                     | 13,1                                  | 5,6                                   |
| III . . .  | 525 000                                     | 22,0                                  | 9,8                                   |
| IV . . .   | 555 000                                     | 23,5                                  | 10,3                                  |
| V . . .    | 537 000                                     | 22,5                                  | 9,9                                   |
| VI . . .   | 480 000                                     | 20,0                                  | 8,9                                   |
| VII . . .  | 470 000                                     | 20,0                                  | 8,7                                   |
| VIII . . . | 397 000                                     | 16,6                                  | 7,3                                   |
| IX . . .   | 360 000                                     | 15,2                                  | 6,7                                   |
| X . . .    | 476 000                                     | 20,0                                  | 8,8                                   |
| XI . . .   | 495 000                                     | 21,0                                  | 9,2                                   |
| XII . . .  | 380 000                                     | 16,0                                  | 7,1                                   |
|            | 5 400 000                                   |                                       | 100,0                                 |

Tabelle 3.

| Monate | In Hundertteilen | Mutmaßliche Energieerzeugung in | Wasserspende auf | Mutmaßliche dauernde Wasserführung in | Leistung in kW für eine monatl. Ausnutzung von 300 Std. | Monatliche Ausnutzung, bezogen auf eine Leistung von 12 000 kW Stunden |
|--------|------------------|---------------------------------|------------------|---------------------------------------|---|--|
|        |                  | kWh                             | l/Sek.           | l/Sek.                                | kW  | Stunden  |
| I      | 7,7              | 3 080 000                       | 18               | 1260                                  | 10 267  | 256  |
| II     | 5,6              | 2 225 000                       | 13,2             | 924                                   | 7 417   | 186  |
| III    | 9,8              | 3 920 000                       | 23               | 1610                                  | 13 066  | 326  |
| IV     | 10,3             | 4 120 000                       | 24               | 1680                                  | 13 733  | 343  |
| V      | 9,9              | 3 960 000                       | 23,1             | 1617                                  | 13 200  | 330  |
| VI     | 8,9              | 3 560 000                       | 20,8             | 1450                                  | 11 866  | 296  |
| VII    | 8,7              | 3 470 000                       | 20               | 1400                                  | 11 566  | 289  |
| VIII   | 7,3              | 2 920 000                       | 17               | 1190                                  | 9 733   | 243  |
| IX     | 6,7              | 2 680 000                       | 16               | 1120                                  | 8 933   | 223  |
| X      | 8,8              | 3 520 000                       | 20               | 1400                                  | 11 733  | 293  |
| XI     | 9,2              | 3 680 000                       | 21,5             | 1505                                  | 12 266  | 306  |
| XII    | 7,1              | 2 840 000                       | 16,5             | 1155                                  | 9 466   | 236  |
|        | 100,0            | 40 000 000                      | 19 (Mittel)      | 1350 (Mittel)                         |   |  |

Leistung und auf die durch die Wasserrückgabe in den See ermöglichte größere Bewegungsfreiheit im Betriebe hingewiesen werden. Im Jahreslauf ist die mittlere Erzeugung der Anlage Roncaglia in Tab. 2 dargestellt.

Unter Zugrundelegung eines mittleren Nutzungswertes von 1200 kWh für 1 km<sup>2</sup> und 1 m Gefälle (für Roncaglia gilt nach Tab. 1 Spalte 7 der Wert von 1183) und des Gefälle-Einzugswertes von 32 900 ergibt sich die voraussichtliche jährliche Energieerzeugung zu rd. 40 Mill. kWh. Mit den für Roncaglia beobachteten Verhältniszahlen (Tab. 3 Spalte 2) ergibt sich die Verteilung der Energieerzeugung auf die einzelnen Monate (Tab. 3 Spalte 3). Mit der bekannten Beziehung:

$$q = \frac{\text{kWh} \cdot 75}{30 \cdot 24 \cdot 0,736 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot H \cdot \text{km}^2}$$

worin der Wirkungsgrad des Generators 0,9, der der Turbine 0,8 ist, ergibt sich die Wasserspende in l/Sek. für 1 km<sup>2</sup> wie in Spalte 4 Tabelle 3.

Aus der letzten Spalte der Tab. 3 folgt, daß nur während vier Monaten im Jahr die Erzeugung von 12 000 kW nicht die vom Obersten Rate der Industrie geforderten 250 Betriebstunden (34,8%)

ergibt. Gleichwohl wurden zwei Generatoren von je 6000 kW aufgestellt und Platz für ein drittes Aggregat vorgesehen.

Das hier zur Anwendung gebrachte Verfahren der mittelbaren angenäherten Bestimmung der Abflußwerte aus der bekannten Stromerzeugung übereinstimmend gelegener Werke konnte durch Regenermessungen nachgeprüft werden, die an folgenden Stationen im Niederschlagsgebiet gemacht wurden:

|                     | Mittlere Niederschlagshöhe von Jahren in mm |         |
|---------------------|---|---------|
| Foppolo . . . . .   | 1520 m ü. d. M.                             | 11 2211 |
| Camisolo . . . . .  | 2000 " "                                    | 3 2118  |
| Dongo . . . . .     | 200 " "                                     | 5 2096  |
| Dervio . . . . .    | 200 " "                                     | 5 1770  |
| Roncaglia . . . . . | 400 " "                                     | 15 1743 |
| Premana . . . . .   | 1000 " "                                    | 1 1777. |

Bei einer Abflußziffer von 0,80 ergeben sich die nutzbaren Abflußhöhen für:

|                     |                          |
|---------------------|--------------------------|
| Roncaglia . . . . . | zu 0,80 · 1743 = 1394 mm |
| Foppolo . . . . .   | " 0,80 · 2211 = 1760 "   |
| Camisolo . . . . .  | " 0,80 · 2118 = 1695 "   |
| Premana . . . . .   | " 0,80 · 1777 = 1422 "   |



Somit sind die jährlichen Wasserspenden für 1 km<sup>2</sup> Niederschlagsgebiet in l/Sek.:

|                    |  |
|--------------------|--|
| Roncaglia          | $\frac{1394 \cdot 10^6}{86\,400 \cdot 365} = 44$ |
| Foppolo . . . . .  | = 55   |
| Camisolo . . . . . | = 53   |
| Premana . . . . .  | = 45   |

Die Abflußberechnung ergab mit den Werten der Regenmeßstelle Foppolo und Camisolo die in Tab. 4 u. 5 enthaltenen Werte.

Tabelle 4.

| Monate         | Nutzbarer Niederschlag <i>h</i><br>mm | Abfluß auf 1 km <sup>2</sup>                          | Wassermenge                 |
|----------------|---------------------------------------|---|-----------------------------|
|                |                                       | $q = \frac{h \cdot 10^6}{86\,400 \cdot 30}$<br>l/Sek. | $q \times 70 = Q$<br>l/Sek. |
| I . . . . .    | 68                                    | 26  | 1820                        |
| II . . . . .   | 84                                    | 32  | 2240                        |
| III . . . . .  | 165                                   | 64  | 4480                        |
| IV . . . . .   | 162                                   | 63  | 4410                        |
| V . . . . .    | 162                                   | 63  | 4410                        |
| VI . . . . .   | 188                                   | 72  | 5040                        |
| VII . . . . .  | 178                                   | 68  | 4760                        |
| VIII . . . . . | 166                                   | 64  | 4480                        |
| IX . . . . .   | 119                                   | 48  | 3220                        |
| X . . . . .    | 228                                   | 88  | 6160                        |
| XI . . . . .   | 116                                   | 61  | 4270                        |
| XII . . . . .  | 130                                   | 50  | 3500                        |
|                | 1760                                  |   |                             |

Ein Vergleich der Tab. 3 mit den Tab. 4 u. 5 zeigt, daß die aus den Regenhöhen abgeleiteten Abflußwerte bedeutend größer sind als die mittels der tatsächlichen Arbeitsleistung berechneten Mengen. Dies wird klar, wenn man berücksichtigt, daß bei der letzteren Berechnungsart auch der Grad der Ausnutzung zum Ausdruck kommt. Da das erzielte Ergebnis eher zu niedrig als zu hoch ist, so erscheint die Anwendung dieses Verfahrens beim Vorhandensein ähnlicher Voraussetzungen als durchaus zulässig und zweckmäßig. Allerdings darf nicht übersehen werden, daß eine auf solche Weise zu vorsichtige, d. h. zu niedrig bemessene Schätzung der Abflußwerte leicht zu einer zu kleinen Bemessung der Ausbaugröße und infolgedessen unter Umständen auch zu einem zu geringen volkswirtschaftlichen Ertrage der Anlage führen kann. Bei Anlagen mit Jahresspeichern (für das Varronewerk trifft dies allerdings nicht zu) wird außer dem Zufluß auch noch der Speicherraum unvollkommen ausgenutzt, da der Speicher wochen- und monatelang überläuft.

Während der Bauarbeiten, besonders aber von Ende 1922 bis März 1924, wurden auch Abflußmessungen gemacht. In Tab. 6 sind die in Tab. 3 errechneten Abflußzahlen den tatsächlich gemessenen Werten gegenübergestellt, wobei Hochwassermengen von über 45 m<sup>3</sup>/Sek. (August 1922 und 1923) unberücksichtigt blieben.

Tabelle 6.

| Monate         | Errechnete Wassermenge in l/Sek. | Gemessene Wassermenge in l/Sek. |      |      |
|----------------|----------------------------------|---------------------------------|------|------|
|                |                                  | 1922                            | 1923 | 1924 |
| I . . . . .    | 1260                             | —                               | 960  | 774  |
| II . . . . .   | 924                              | —                               | 710  | 570  |
| III . . . . .  | 1610                             | —                               | 590  | —    |
| IV . . . . .   | 1680                             | —                               | 3070 | —    |
| V . . . . .    | 1617                             | —                               | 4340 | —    |
| VI . . . . .   | 1450                             | —                               | 2560 | —    |
| VII . . . . .  | 1400                             | —                               | 1270 | —    |
| VIII . . . . . | 1190                             | 1000                            | 523  | —    |
| IX . . . . .   | 1120                             | 1800                            | 1760 | —    |
| X . . . . .    | 1400                             | 2700                            | 5487 | —    |
| XI . . . . .   | 1505                             | 1760                            | 4266 | —    |
| XII . . . . .  | 1155                             | 1020                            | 2330 | —    |

Durch Absperrung des Varronetales mittels einer 50 m hohen überflutbaren Schwergewichtmauer wird ein Stauraum von 5 Mill. m<sup>3</sup> gewonnen (Abb. 2). Der zur Aufspeicherung des Sonntagsüberschußwassers von 1 m<sup>3</sup>/Sek. während 36 Stunden notwendige Fassungsraum des Wochenspeichers ist 120 000 m<sup>3</sup>. Zum Ausgleich der Wasserführung in der Mangelzeit des Winters, wo diese unter 1 m<sup>3</sup>/Sek. sinkt, ist Perioden- oder Saisonspeicherung vorgesehen.

Wasserfassung und Ableitungskanal. Abb. 3 zeigt die Sperrmauer, in deren Fuß ein aus dem Felsen gebrochener Stollen zur Abspülung der bei Hochwasser ankommenden Geschiebe dient. Da

mit einer Verbauung der unterhalb liegenden Flußstrecke zu rechnen ist, so wurden daselbst schon jetzt kleinere Schwellen eingebaut. Das Wasser wird am rechten Hang durch zwei 0,60 weite Rohre entnommen, die 8 m unter der Mauerkrone den Mauerkörper durchfahren und mittels Schieber absperrbar sind.

Zum Einbezug der der Fassungstelle vorgelagerten Niederschlagsgebiete von vier Seitentälern (Varoncellobach, Avenofluß, Mulinfluß und Mulinischlucht) verbindet ein Hangkanal die Mündungen der von den Wasserfassungen kommenden Anschlußkanäle mit dem Wasser-

Tabelle 5.

| Monate         | Nutzbarer Niederschlag <i>h</i><br>mm | Abfluß auf 1 km <sup>2</sup>                          | Wassermenge                 |
|----------------|---------------------------------------|---|-----------------------------|
|                |                                       | $q = \frac{h \cdot 10^6}{86\,400 \cdot 30}$<br>l/Sek. | $q \times 70 = Q$<br>l/Sek. |
| I . . . . .    | 21,13                                 | 8,14  | 569,8                       |
| II . . . . .   | 57,61                                 | 22,22   | 1555,4                      |
| III . . . . .  | 91,53                                 | 35,3  | 2471,0                      |
| IV . . . . .   | 121,61                                | 46,91   | 3283,7                      |
| V . . . . .    | 150,71                                | 58,1  | 4067,0                      |
| VI . . . . .   | 143,61                                | 55,4  | 3878,0                      |
| VII . . . . .  | 150,71                                | 58,1  | 4067,0                      |
| VIII . . . . . | 164,01                                | 63,27   | 4428,9                      |
| IX . . . . .   | 101,21                                | 39,04   | 2732,8                      |
| X . . . . .    | 186,51                                | 72,72   | 5090,4                      |
| XI . . . . .   | 101,31                                | 39,08   | 2735,6                      |
| XII . . . . .  | 103,01                                | 39,7  | 2779,0                      |
|                | 1394,96                               |   |                             |

schloß. Abb. 4 u. 5 zeigen die besonders bemerkenswerte Fassungstelle im Avenofluß. Der aus dem Fels gebrochene Stollen hat bei 4,0 × 4,5 m Querschnitt und einem Gefälle von 0,0015 eine Wasserführung von 3,0 m<sup>3</sup>/Sek. Da in der Nähe des Wasserschlosses (Abb. 6) keine Möglichkeit bestand, überschüssiges Wasser abzuführen, baute man im Roggiotal, 1 km vom Wasserschloß entfernt, einen Entlastungsüberfall (Abb. 7). Die Stollenstrecke zwischen Wasserschloß und Überfall ist als Speicherstollen ausgebildet, so daß Wasserschloß und Speicherstollen insgesamt 20 000 m<sup>3</sup> Speicherraum haben.

Die Druckrohrleitung von 1,25 m oberem und 1,0 m unterem Durchm. und 960 m Länge liegt auf einem gleichmäßigen Felsabhang, so daß der Bau keine besonderen Schwierigkeiten machte. Die obere Rohrleitung besteht aus genietetem Stahlblech, dann kommt eine Strecke mit geschweißten Röhren, während das untere Stück von 270 m Länge geschweißt und bandagiert ist. Bei gleichzeitigem Betriebe aller drei Turbinen ist die Fördermenge der Rohrleitung bei  $v = 5,5$  m/Sek.:  $Q = 5,25$  m<sup>3</sup>/Sek.; bei normalem Betriebe ist  $v = 3,7$  m/Sek. (Abb. 8).

Das Krafthaus (Abb. 8) besteht aus zwei miteinander gekuppelten Gebäuden: Maschinensaal von 68 × 18 m Grundfläche für zwei Turbinen und Generatoren, sowie Platz für ein drittes Aggregat und Transformatoren- und Schalthaus mit 21 × 13 m Grundfläche. Das auf einer in den See vorspringenden Felsbarre im romanischen Stile der alten Abteien erbaute Krafthaus fügt sich gut in das Landschaftsbild ein.

Die Peltonturbinen besitzen doppelte Regelung und leisten bei 1700 l/Sek. Schluckfähigkeit und 420 Umdrehungen/Min. 8600 PS; sie können bei voller Beaufschlagung eine Spitze von 10 500 PS leisten.

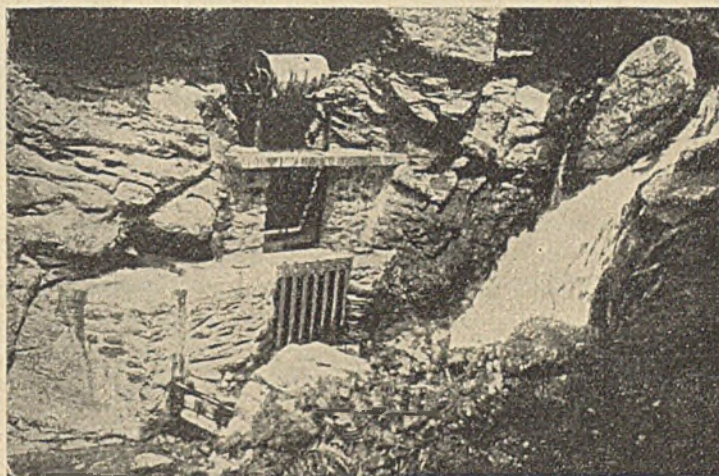


Abb. 5. Abzweigbauwerke des Avenotales. Ansicht des Einlaufes.



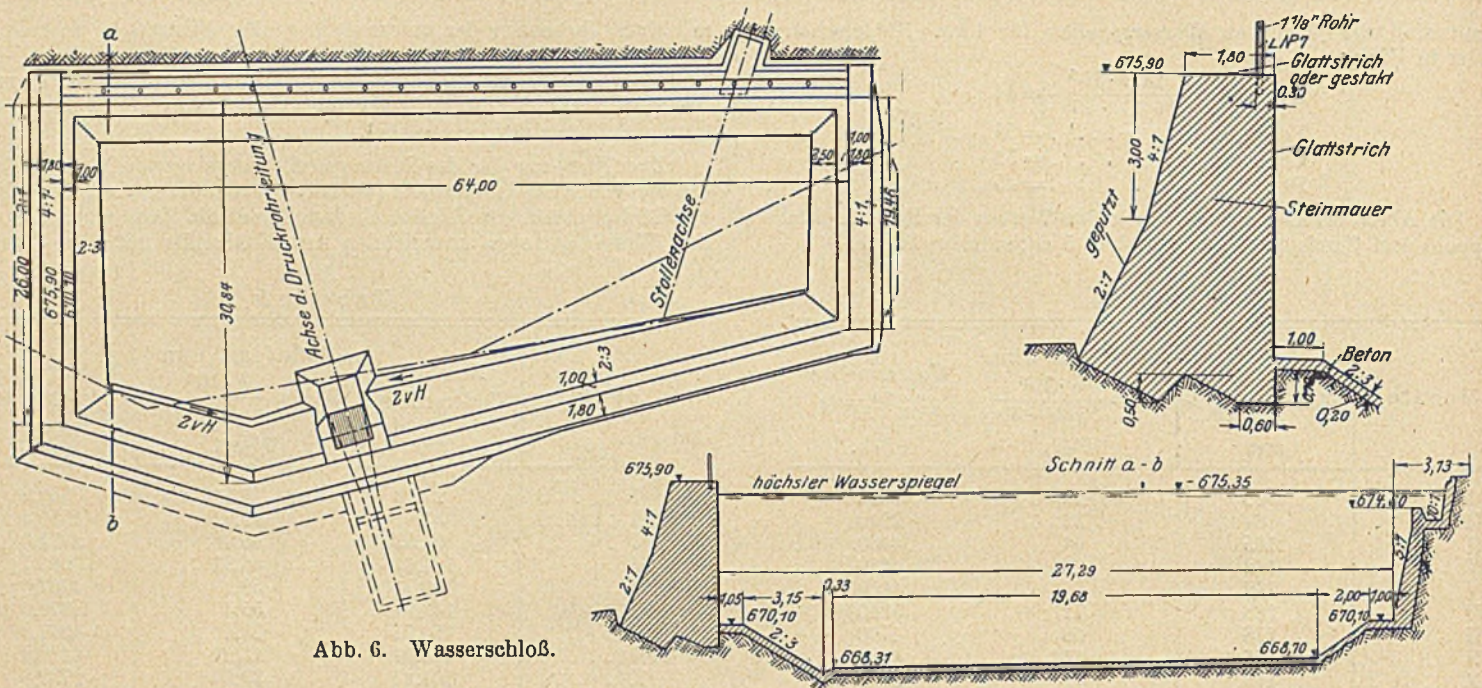


Abb. 6. Wasserschloß.

Mit den Pelton-turbinen sind die Drehstrom-Generatoren für 4500 bis 5000 V und 42 Perioden von einer Leistung von je 6000 kW bei  $\cos \varphi = 0,7$  gekuppelt. Sie sind zwecks möglichst geräuschlosen Betriebes in geschlossene Gebäude eingebaut. Die unmittelbar gekuppelte Erregermaschine leistet 80 kW bei 110 V Spannung. Ein 30-t-Kran erleichtert Aufbau und Ausbesserungsarbeiten.

Jedem Generator entspricht ein Transformator von 8600 kVA und dient zur Umwandlung der Maschinenspannung von 5000 V auf die für die Fernleitung nach Lecco (Abb. 1) nötige Spannung von 32 000 V.

Da das Varronnespitzenwerk dadurch einen unregelmäßigen Betrieb hat, daß es mehrere Stunden oder auch ganze Tage nicht arbeitet, so ist eine Aushilfe in Form einer Unterstation eingerichtet worden, die an das sekundäre Netz angeschlossen ist, das in der Regel von den anderen Stationen gespeist wird. Sodann ist eine Dynamomaschine zur Ladung einer Sammlerbatterie aufgestellt, die bei Störungen als Aushilfe einspringt.

Die im Jahre 1920 begonnenen Arbeiten schritten an der Wasserfassung und am Kanal gut vorwärts; dagegen verzögerte sich die Fertigstellung der Kraftstation um über ein Jahr, so daß die Gesamtanlage anstatt im Jahre 1922 erst zu Beginn des Jahres 1924 fertiggestellt wurde. Seither ist sie in regelmäßigem Betrieb und hat den an sie gestellten Anforderungen voll entsprochen.

Die Hoch- und Tiefbauarbeiten wurden von der Lombardischen Baugesellschaft E. Peduzzi ausgeführt. Die Rohrleitung lieferte die Firma Togni, die Turbinen die Firma Franco Tosi in Legnano; der elektrotechnische Teil wurde von der italienischen Abteilung der Brown-Boveri-Werke in Mailand geliefert. Die Bauleitung lag in den Händen der Gesellschaft Motor in Baden. Auch dies wieder ein Beispiel, daß unsere deutsche Industrie durch den Krieg wertvollen Boden im Auslande verloren hat.

Dr.-Ing. Marquardt.

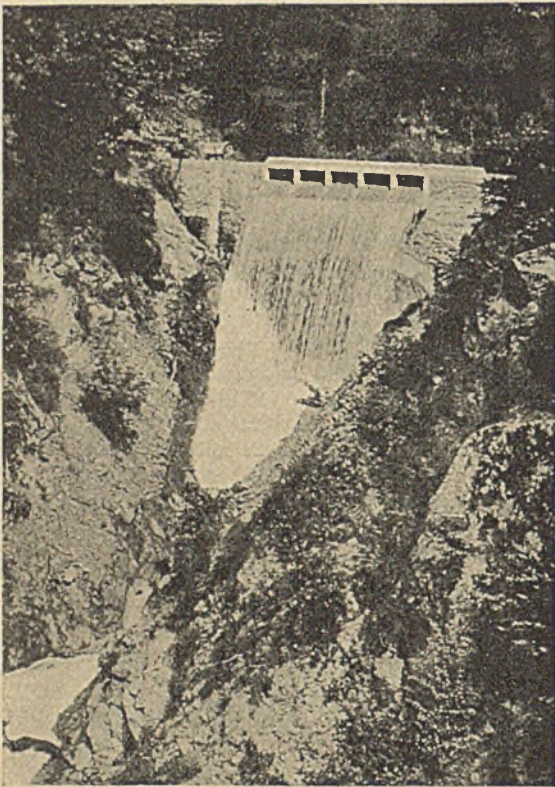


Abb. 7. Entlastungsüberfall des Kanals im Roggiotal.

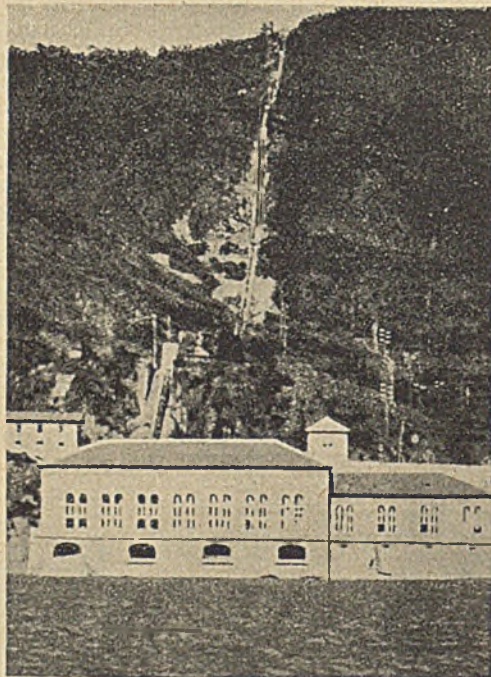


Abb. 8. Kraftthaus und Druckrohrleitung vom See aus gesehen.

Alle Rechte vorbehalten

## Preßluftwerkzeuge im Bauwesen.

Von Baurat Dipl.-Ing. E. Franck, Leipzig.

Auf allen unseren größeren Baustellen, die mit Bauhilfsmaschinen und maschinell bedienten Geräten ausgerüstet sind, spielt die richtige Wahl der Antriebskraft, sowohl hinsichtlich der Güte der Arbeitsleistung, als auch der Länge der Herstellungszeit, somit auch der Baukosten, eine ausschlaggebende Rolle. In vielen Fällen, in denen aus besonderen Gründen vom elektrischen Antriebe der Geräte und Werkzeuge abgesehen wird, geht man mit Vorteil zum Antriebe mit Preßluft über. So finden wir auf unseren Baustellen Preßluftanlagen stets

dann, wenn es sich um größere Bauausführungen handelt und sich die Aufstellung der Maschinen- bzw. Kompressoranlage lohnt.

Bald nach Einführung des Zementbetons bei größeren Ausführungen im Tiefbau ging man von der Handstampfung zu maschinell betriebenen Betonstampfern über. Die dabei erzielten Vorteile waren zweifacher Art: man erhielt infolge der kräftigen Stampfschläge nicht nur eine festere und gleichmäßigere Betonmasse, auch für den Arbeiter wurde eine erhebliche Arbeitserleichterung und damit beschleunigte



Fertigstellung erreicht. Die besonderen Vorteile der Preßluft-Handstampfer mit Ventilsteuerung (Deutsche Werke A.-G.) beruhen also auf ihrer großen Leistungsfähigkeit und gleichmäßigen Stampfarbeit. Der Stampfer hält sich infolge seiner eigenartigen Betriebsweise von selbst aufrecht. Er braucht daher vom Arbeiter nur geführt zu werden und kann deshalb auch von ungeübten Leuten ohne weiteres bedient werden, ohne daß diese ermüden. Für mittlere, nicht zu schwere Arbeit beträgt die Gesamtlänge des Stampfers 1200 mm bei einem Gewicht von rd. 10 kg, der Kolbenhub 260 mm. Die dabei erzielte Schlagzahl ist 450 in der Minute, wobei sich ein Luftverbrauch von rd. 0,40 m<sup>3</sup>/Min. ergibt; die Schlauchweite beträgt 13 mm. Die in Massenerzeugung nach DIN-Passungen hergestellten Stampfwerkzeuge haben ferner den Vorteil der Austauschbarkeit aller Teile, so daß ein im Betriebe schadhafte Teil ohne großen Zeitverlust rasch ersetzt werden kann.

Nicht nur beim Betonstampfen mit und ohne Schalung, bei Schleusen-, Brücken- und Wasserbauten haben sich die Preßluftstampfer bereits bewährt, auch im städtischen Straßenbau beim Stampfen von Zement- und Asphaltbahnen, in Zementwarenfabriken bei der Herstellung von Zementrohren und Kunststein, ferner in Bergwerken beim Ausbetonieren der Stollen und Schächte leisten sie beste Dienste. Eine besondere Ausführung, der kleine Preßluft-Bankstampfer, eignet sich wegen seines geringen Gewichtes und seiner kurzen Bauhöhe vorzugsweise für alle leichteren Arbeiten auf der Werkbank, wie sie in Zementwarenfabriken für Steine der Spar- und Hohlbauweise, ferner auch in Gießereien zum Einstampfen der Formkasten vorkommen. Sein schneller und gleichmäßiger Schlag verbürgt große Leistungsfähigkeit und dichte Stampfarbeit. Schlagzahl und Schlagstärke lassen sich jeder vorkommenden Arbeit leicht anpassen. Der Anschluß für den Schlauch ist drehbar eingerichtet, so daß der Schlauch mit nur 10 mm Lichtweite beim Arbeiten nicht hinderlich ist. Die Stampfer werden im allgemeinen mit kleineren, stählernen Stampfschuhen von 50 mm Durchm. geliefert; für schwerere oder leichtere Stampfarbeit werden die Stampfschuhe auch aus Temperguß oder Hartholz hergestellt.

In großem Umfange werden Preßluftwerkzeuge auch bei Straßenaufrücharbeiten angewendet, wenn es sich handelt um Beseitigung der betonierten Straßendecke zum Zwecke des Einbaues von Straßenbahngleisen, der unterirdischen Versorgungsleitungen wie Gas-, Wasser- und Lichtleitungen oder bei Herstellung von Untergrundbahntunneln. Während bei gewöhnlichem Handbetriebe mit Meißel und Vorschlaghammer zur Zertrümmerung der meist 20 cm Betonstraßendecke mindestens vier Mann erforderlich sind, kann dieselbe Arbeit leichter, rascher und gründlicher mit dem Preßluft-Meißelhammer ausgeführt werden. Auch bei der Bearbeitung von Steinquadern und Steinschwellen aus natürlichen oder künstlichen Steinen, die bei Hausbauten in großem Umfange vorkommen, hat sich der Preßluftmeißel stark eingebürgert. So kann beim Stocken der Sichtflächen die fünf-fache, beim Scharrieren die zehnfache stündliche Leistung des Mannes erzielt werden. — Eine weitere Verwendung von Preßluft im Bauwesen kommt beim Sandstrahlgebläse vor, das zum Mattieren von Glasescheiben oder in Gießereien zum Reinigen der rohen Gußteile dient, wobei durch einen kräftigen Luftstrom Quarzsand auf den zu bearbeitenden Gegenstand geschleudert wird. Neuerdings wird auch an Stelle von Farbanstrichen Druckluft zum Aufbringen von Farbe auf große Flächen benutzt.

Auf keinem Gebiete des Bauwesens haben jedoch die Preßluftwerkzeuge so an Bedeutung gewonnen, wie bei der Ausführung größerer Gebirgs-Tunnelbauten. Spielen doch dort die sorgsam durch-

gebildeten Gesteins-Bohrmaschinen eine ganz überragende Rolle. Bei ihnen unterscheidet man Dreh- und Stoßbohrmaschinen, mittels deren man bei härterem Gebirge Bohrlöcher von 1 bis 1,5 m Tiefe und 60 bis 80 mm Weite im Tunnelgestein zur Aufnahme der Sprengladung herstellt. Das Bohren der Sprenglöcher geschieht derart, daß der mit Preßluft betriebene Bohrer eine große Zahl von Schlägen bzw. Stößen ausführt, wobei durch geeignete Drall-Einrichtung der Bohrspindel dieser noch eine gewisse Drehbewegung gegeben wird. So hat sich die Preßluft-Bohrmaschine mit Kolbenschiebersteuerung von Ing. Meier beim Bau des Lötschbergtunnels gut bewährt. Je nach den örtlichen und sonstigen Verhältnissen werden auch Preßwasser-Bohrmaschinen angewendet. Bei der Herstellung des Tauerntunnels wurde die durch Preßwasser betriebene Bohrmaschine von Ing. Brandt (Gebr. Sulzer, Winterthur) benutzt, deren Bohrkronen je nach der Gesteinsart einen Durchmesser von 65 bis 85 mm besaß, bei einer Drehzahl des Bohrers von 4 bis 6 in der Minute im harten, bis 9 im weicheren Gestein und einem Anpressungsdruck des Bohrers bis 15 t. Die Vorteile der Preßluft-Stoßbohrmaschinen jedoch sind: kräftige Stoßwirkung, einfache Bedienung, mäßige Ausbesserungskosten, Lüftung und Kühlung der Arbeitsstelle durch verbrauchte Arbeitsluft und Verwendung der Druckluft zu Nebenzwecken, z. B. zur Entfernung des Bohrmehls durch unmittelbares Ausblasen der Bohrlöcher. Als Nachteil muß der große Energiebedarf bei der Antriebsmaschine genannt werden. Der Monatsfortschritt im Richtstollen beträgt im festen Gebirge 15 bis 25 m bei Handbohrung, dagegen 40 bis 80 m bei Maschinenbohrung. Von den gewaltigen Leistungen bei Maschinenbohrung legen ferner Zeugnis ab die Ausführung des im Jahre 1881 durchschlagenen Gotthardtunnels mit 14,9 km Länge, sowie der 1906 eröffnete Simplontunnel mit einer Gesamtlänge von 19,7 km.

Eine ganz neue Bauweise, deren Einführung und Verbesserung erst in den beiden letzten Jahren besondere Aufmerksamkeit geschenkt wurde, hat gleichfalls die Herstellung neuer mit Preßluft betriebener Bauhilfsmaschinen und -geräte zur Folge gehabt. Zur Herstellung verhältnismäßig dünner Wände und Dacheindeckungen, zur Ausfüllung von Fugen und Rissen an älteren Bauwerken wird neuerdings das Betonspritzverfahren angewendet. Mittels eines unter Druckluft stehenden eisernen Behälters (Zementkanone), in den die Beton- oder die Zementmischung gebracht wird, kann das Mischgut durch geeignete Schlauchleitung nach der Verwendungsstelle gespritzt werden. Die Zementspritzmaschine wird in zwei grundsätzlich verschiedenen Ausführungsarten hergestellt. Das eine Verfahren ermöglicht ein Aufbringen der breiigen Masse dadurch, daß eine Mischung von Sand und Zement, vorher leicht angefeuchtet, an der Austrittsöffnung der Spritzdüsen mit Wasser vermennt und auf die betreffende Fläche aufgeschleudert wird (Torkret-Verfahren). Bei der zweiten Ausführungsart dieser Spritzmaschinen wird die fertige, im richtigen Verhältnis gemischte Betonmasse in den Behälter gebracht und von da aus durch die Schlauchleitung nach der Verwendungsstelle geführt (Bauart Moser). Die Leistung der Maschine beträgt etwa 1,2 m<sup>3</sup>/Std.; mit ihr kann also beispielsweise eine Putzfläche von rd. 40 m<sup>2</sup> bei 3 cm Dicke in dieser Zeit aufgebracht werden. Zur Erzeugung der Preßluft dient ein Kompressor von 6 bis 7 m<sup>3</sup> Minutenleistung mit einem Enddruck von 4 at. Daß bei einer solchen Maschine die Gefahr einer Betonentmischung nicht vorliegt, haben Versuche erkennen lassen, die vom Staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem anlässlich der Wiederherstellung des Sarottibaues in Berlin-Tempelhof durchgeführt wurden. Zugleich lieferten diese Versuche erneut den Beweis dafür, daß durch das Spritzverfahren ein erheblich dichterer und druckfesterer Beton als durch Stampfarbeit erzielt wird.

## Vermischtes.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. April ausgegebene Heft 7 enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. A. Kleinogel: Nordamerikanische Betonstraßen. J. Wachsmann: Nomographie in der Eisenbetonberechnung. Dipl.-Ing. Fritz Eisemann: Kalksteinbeton. Die richtige Zusammensetzung des Betons. Neue russische Vorschriften für den Entwurf und die Ausführung von Bauwerken in Eisenbeton.

**Leopold Lisse Dr.-Ing. e. h. r.** Durch Verleihung der Würde eines Doktor-Ingenieur ehrenhalber hat die Technische Hochschule Berlin die Verdienste unseres geschätzten Mitarbeiters Bergassessor Leopold Lisse, Berlin, um die Entwicklung des Sprengluftverfahrens anerkannt. Zur Zeit der beginnenden Sprengstoffnot des Weltkrieges (1915) schied der Genannte aus der A. E. G., deren Kattowitzer Bureau er leitete, aus und widmete sich der Ausgestaltung des damals zwar schon bekannten, jedoch für die bergmännische Praxis noch nicht brauchbaren neuen Schießverfahrens. In zäher, planmäßiger Arbeit hat er das Sprengluftverfahren so entwickelt, daß während des Weltkrieges der

überwiegende Teil der deutschen Bergwerke die erforderliche Schießarbeit zur Förderung unserer Bodenschätze leisten konnte.

Lisse, gegenwärtig Direktor der Sprengstoff-Gesellschaft m. b. H., hat rechtzeitig erkannt, daß das Sprengluftverfahren nicht berufen sein soll, die Schießverfahren mit handfertigen Sprengstoffen besonders in Schlagwettergruben zu verdrängen, sondern im friedlichen Wettbewerb bei günstigen Energiekostenverhältnissen an ihre Seite zu treten.

**Der Stand der Unterweservertiefung.** Einem Aufsätze des Strombaudirektors Plate, Bremen, in den „Bremer Nachrichten“ entnehmen wir folgendes. Die von Franzius von 1887 bis 1895 ausgeführte Korrektur der Unterweser gestattete nur den Verkehr von Schiffen mit 5 m Tiefgang. Durch die neuen Verträge, die am 29. März 1906 und 13. Februar 1913 geschlossen wurden, hatte Bremen „die Befugnis erhalten, die Unterweser derart zu vertiefen, daß Schiffe mit einem Tiefgang von 7 m in einer Tide von Bremen-Stadt nach See gelangen können“.

Mit den Arbeiten zur weiteren Vertiefung der Unterweser wurde im Jahre 1913 begonnen. Während des Krieges konnten sie nur bis



zum Jahre 1916 in beschränktem Maße fortgeführt, mußten dann aber ganz eingestellt werden, so daß nicht einmal die schon erreichte Tiefe erhalten werden konnte. Nach dem Kriege gelang es, in den Jahren 1919 und 1920 die inzwischen aufgetretenen Versandungen im wesentlichen wieder zu beseitigen, aber auch damit war das im Entwurf von 1903 vorgesehene Ausbauziel noch nicht ganz erreicht, als das Reich am 1. April 1921 auf Grund des Art. 97 der Reichsverfassung die Wasserstraßen und damit auch die Unterweser übernahm. Das Reich erkannte die Vertiefung und Verbreiterung der Unterweser als angefangene Bauten an und führte die Arbeiten fort.

Inzwischen hatte sich herausgestellt, daß Abänderungen des ursprünglichen Entwurfs vorzunehmen waren, wenn der regelmäßige Verkehr von 7 m tiefgehenden Seeschiffen gesichert werden sollte. Es hatte sich gezeigt, daß große Schiffkörper auf der Unterweser einen erheblichen Sog verursachen, wodurch eine beträchtliche Absenkung des Schiffskieles hervorgerufen wird. Dies tritt besonders stark auf der Weserstrecke zwischen Bremen und Vegesack ein, wo das Flußbett recht eng ist. Durch unmittelbare Messung wurde festgestellt, daß man bei großen Schiffen mit Absenkungen von 50 bis 70 cm rechnen muß, die durch entsprechende Tieferlegung der Flußsohle ausgeglichen werden müssen. Einen zweiten Grund zur Ergänzung des Planes gab die bei regem Schiffsverkehr auftretende Notwendigkeit, die Ausfahrtmöglichkeit der auf 7 m Tiefgang abgeladenen Schiffe auch dann sicherzustellen, wenn die Wasserstände infolge geringen Oberwasserzuflusses und anhaltender Ostwinde die gewöhnliche Höhe nicht erreichen. Es muß verlangt werden, daß solche Schiffe wenigstens nicht länger als zwei Tage überliegen und auf Ausfahrtmöglichkeit warten müssen. Ferner kann bei regem Schiffsverkehr die Ausfahrt und Einfahrt der Schiffe nicht auf einen kurzen Zeitraum zusammengedrängt werden. Bei fast gleichzeitiger Abfertigung einer Reihe von größeren Schiffen, wie sie naturgemäß beim Anwachsen des Verkehrs eintritt, ist ein Spielraum in der Abfahrtszeit von mindestens zwei Stunden zu gewährleisten.

Die Vorbedingungen für Abweichungen von dem ursprünglichen Entwurf von 1903 waren demnach aus technischen und wirtschaftlichen Gründen in vollem Maße gegeben. Das Reich als Rechtsnachfolgerin der Länder war für die in den Verträgen vorgesehene Verständigung über diese Abweichungen zuständig. Diese wurde auch von Bremen beim Übergang der Wasserstraßen auf das Reich erzielt, so daß der weiteren Bauausführung unter der Leitung des Reichsverkehrsministeriums ein ergänzter Vertiefungsplan zugrunde gelegt werden konnte.

Bei der Aufstellung des neuen Planes waren folgende Gesichtspunkte maßgebend: Durch die notwendig gewordene Tieferlegung der Sohle sollten möglichst geringe Mehrkosten entstehen. Eine ungünstige Einwirkung der vergrößerten Tiefe auf die Landeskultur durch vermehrte Wasserstandsenergie sollte stark abgeschwächt, wenn möglich ganz vermieden werden. Mit Rücksicht auf die großen Kosten der Verbreiterung auf der Strecke zwischen Bremen und Vegesack glaubte man die von Bremen geplanten Abmessungen einschränken zu sollen. Dies war nur dann ohne Gefährdung der Schifffahrt zu erreichen, wenn die Begegnung großer Seeschiffe oberhalb von Vegesack vermieden wurde und beim Festkommen von Schiffen die Gefahr des Querschlagens ausgeschaltet wurde. Allen diesen Anforderungen wurde dadurch Rechnung getragen, daß die Sohle nicht, wie sonst im Flußbau üblich und auch in den früheren Entwürfen geplant, sich mit einem stetigen Gefälle von Bremen nach Bremerhaven allmählich senkte, sondern daß die Sohle in Bremen am Hafenausgang besonders tief gelegt wurde, um dann zunächst bis Farge um 1,5 m anzusteigen, darauf eine Strecke wagerecht zu laufen und erst unterhalb Brake wieder zu fallen. Dadurch entsteht etwa in der Mitte der Strecke eine künstliche Barre, die das Wasser bei Ebbe besser zurückhält als eine Sohle mit gleichmäßigem Gefälle und die ankommenden Schiffe daran hindert, zu früh auf der oberen Strecke zu erscheinen. Da die auslaufenden Schiffe schon kurz nach Niedrigwasser abfahren können, so durchfahren sie die engen Fahrwasserstrecken bei steigendem Wasser gegen den Flutstrom, überwinden die Barre zwischen Farge und Brake um Hochwasserzeit, wo sie auch den ankommenden großen Schiffen in dem breiten Flußbett begegnen, und gleiten unterhalb Brake mit dem Ebbestrom der Außenweser zu. Bisher hat sich diese Gestaltung der Flußsohle gut bewährt. Besonders hat die tiefere Sohlenlage bei Bremen keinen Anlaß zu starken Sandablagerungen gegeben. Der von der Oberweser kommende Sand wird meist im Staugebiet des Hastedter Wehres schon zurückgehalten und dort als Kies und Mauerand gewonnen. Was bei hohem Oberwasser noch zur Unterweser gelangt, lagert sich zum größten Teil oberhalb der Häfen ab, wird dort durch Baggerung entfernt und meist zur Auffüllung der Sandlagerplätze benutzt.

Die Vertiefungsarbeiten auf der Unterweser haben im Dezember 1924 einen gewissen Abschluß erreicht. Nach den Peilungen am Jahres-schluß ergibt sich für ausfahrende und einkommende Schiffe an der

ungünstigsten Stelle eine Wassertiefe von 7,5 m, wenn die Wasserstände um 0,4 m hinter der gewöhnlichen Tide zurückbleiben. Der Spielraum von 0,5 m über das Maß von 7 m hinaus reicht gerade aus, um den Sog eines in Fahrt befindlichen Schiffes auszugleichen. Die Schiffe müssen dabei den richtigen Zeitpunkt der Abfahrt genau abpassen, der bei der Ausfahrt von Bremen etwa vier Stunden und bei der Abfahrt von Bremerhaven nur eine halbe Stunde vor Hochwasser liegt. Bei früherer oder späterer Abfahrt treffen die Schiffe geringere Tiefen an. Der für die Schifffahrt dringend erwünschte Spielraum in der Abfahrtszeit ist durch die bisherige Vertiefung leider noch nicht in ausreichendem Maße erreicht. Bei gewöhnlichen oder besonders günstigen Tideverhältnissen können Schiffe mit entsprechend größerem Tiefgang die Unterweser befahren, und diese Möglichkeit nutzt selbstverständlich die Schifffahrt auch aus, wenn sie bei ihrer Ankunft auf der Weser oder kurz vor der Ausfahrt günstige Wasserstände vorfindet. Dieses Bestreben, den Schiffsraum möglichst auszunutzen und Leichterungen zu vermeiden, hat aber zu wiederholten Malen zu Grundberührungen von großen Schiffen geführt. Bei ungünstigen Tiden sind hiervon nicht einmal Schiffe von weniger als 7 m Tiefgang verschont geblieben. Wenn man die Fälle zusammenrechnet, in denen es Schiffen möglich gewesen ist, die Unterweser von oder nach Bremen-Stadt mit mehr als 7 m Tiefgang zu befahren, so erhält man im Vergleich zum gesamten Seeschiffsverkehr eine nur sehr geringe Anzahl. Für die Zeit vom 1. Oktober 1924 bis 31. Januar 1925 hatten von 844 Seedampfern, die von See nach Bremen-Stadt fuhren, nur 38 oder  $4\frac{1}{2}\%$  einen größeren Tiefgang als 7 m, und davon konnten nur 14 ( $= 1\frac{1}{2}\%$ ) unter Ausnutzung besonders günstiger Tiden mit einer Tauchtiefe von 7,5 m und darüber die stadtbremischen Häfen erreichen. Die Fahrt der „Königsberg“ mit 8 m Tiefgang ist bisher ein Einzelfall geblieben. Bei den von Bremen-Stadt auslaufenden Seeschiffen, die im gleichen Zeitraum die Ziffer von 819 erreichten, ist der Anteil der Schiffe von 7 m Tiefgang und darüber noch geringer. Es waren nur 16 Stück ( $= 2\%$ ), und davon hatten nur drei einen Tiefgang von 7,5 m und mehr. Man muß danach zu dem Schluß kommen, daß die bisherige Vertiefung der Unterweser die Fahrt für auslaufende Schiffe von 7 m Tiefgang noch nicht in genügender Weise sichert und daß das Fahrwasser von solchen Schiffen nur sehr vorsichtig und nur bei günstigen Tiden benutzt wird. Für den regelmäßigen Verkehr von 7-m-Schiffen von Bremen-Stadt nach See ist es daher dringend erforderlich, über das bis jetzt erreichte Maß der Vertiefung noch hinauszugehen, um einen genügenden Spielraum für die Abfahrtszeit auch bei ungünstigen Tiden zu erreichen.

Die Verbreiterung des Fahrwassers der Unterweser ist bisher noch nicht in Angriff genommen, da die Ausführung infolge der zwangsläufigen Regelung des Schiffsverkehrs durch die von Bremen bis Farge ansteigende Sohle nicht mehr so dringend erscheint wie früher. Es ist auch beabsichtigt, sich in der Sohlenbreite gegenüber dem ursprünglichen Plan mit Rücksicht auf die hohen Kosten zunächst noch zu beschränken. Zwischen Bremen und Vegesack ist vorläufig nur eine Sohlenbreite von 100 statt 150 m in Aussicht genommen, bis ein etwaiges Anwachsen des Schiffsverkehrs eine größere Breite verlangt. Der Ausbau der Unterweser für das 7-m-Schiff ist somit noch nicht abgeschlossen, besonders noch nicht hinsichtlich der Fahrwasserbreite.

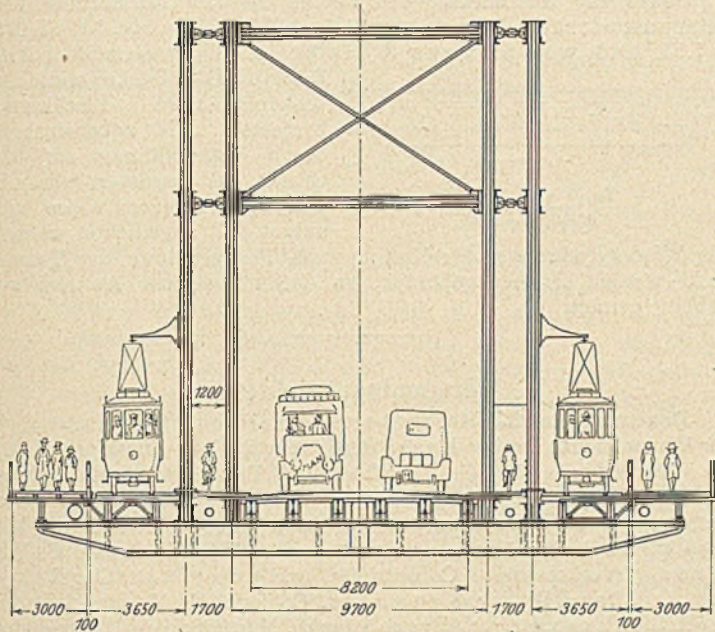
**Die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf.** Nach den „Düsseld. Nachr.“ hat der Aufsichtsrat der Rheinischen Bahngesellschaft beschlossen, den Auftrag zur Verbreiterung der Rheinbrücke zur gemeinsamen Ausführung an die Gutehoffnungshütte in Oberhausen und an die Firma Hein, Lehmann & Co., A.-G. in Düsseldorf, zu vergeben mit der Maßgabe, daß der ästhetische Vorzug des Entwurfes der Gutehoffnungshütte mit den konstruktiven Vorzügen des Entwurfes der Firma Hein, Lehmann & Co. zu verbinden ist.

Über die Entwürfe der beiden genannten Firmen hatten die Sachverständigen Prof. Domke und Prof. Geheimrat Sieben, beide an der Technischen Hochschule in Aachen, ein Gutachten abgegeben, wobei folgende Fragen zu beantworten waren:

1. Welche Konstruktion ist vom technischen Standpunkte aus als die beste zu bezeichnen?
2. Mit welcher Konstruktion wird die beste künstlerisch-ästhetische Wirkung erzielt?
3. Welche Ausführung wird empfohlen unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit?

Im dem Gutachten wird u. a. folgendes ausgeführt: „Die großen Schwierigkeiten der geplanten Brückenverbreiterung bestehen vor allem darin, daß an den bestehenden Verhältnissen und an dem äußeren Bilde des Bauwerks so wenig wie möglich geändert werden soll und auch nicht geändert werden kann. Die Brücke soll fast auf das Doppelte verbreitert werden, ohne daß die bestehenden Pfeiler verstärkt werden können. Die vorhandenen Hauptträger sollen womöglich entlastet werden, jedenfalls aber keine weitere Belastung erhalten





und dennoch soll sich das neue Bild der Brücke nicht wesentlich von dem bisherigen unterscheiden. Diesen Forderungen konnte nur dadurch nachgekommen werden, daß die beiderseitigen Verbreiterungen der Brückenfahrbahn durch zwei besondere neue Hauptträger unterstützt werden, die in ihrer äußeren Form mit den bestehenden Hauptträgern möglichst übereinstimmen. In der weiteren Ausgestaltung dieses Gedankens unterscheiden sich die beiden Lösungen.“

Die Gutehoffnungshütte stellte sich bei ihrem Entwurfe die Aufgabe, die drei Strombrückenpfeiler durch die neuen Lasten nur senkrecht zu belasten. Zu diesem Zwecke bildete sie die Hauptträger als freiaufhängende Balken in den Formen der alten Bogen mit einem Abstände von 4 m von diesen aus. Die Firma Hein, Lehmann & Co., A.-G., ordnete dagegen die neuen Hauptträger, die genau wie die Hauptträger der alten Brücke als Bogenträger wirkend ausgeführt werden sollten, mit einem Abstände von 4 m von den alten Hauptträgern an.

Der Kostenanschlag der A.-G. Hein, Lehmann & Co. schließt mit 2 564 040 Mark ab, wozu noch der Anschlag der Firma Philipp Holzmann & Co. mit 789 350 Mark kommt, so daß der Gesamtbetrag 3 353 390 Mark ausmacht. Der Kostenanschlag der Gutehoffnungshütte weist 3 055 000 Mark auf, dazu Kostenanschlag Philipp Holzmann & Co. 951 514 Mark, zusammen 4 006 514 Mark.

Das Gutachten schließt wie folgt:

„Aus der Gegenüberstellung ergibt sich, daß der Voranschlag der Gutehoffnungshütte ein Mehr an Kosten von 653 124 Mark verursachen würde. Nun ist bei Beantwortung der Frage 2 die Konstruktion der Gutehoffnungshütte in ästhetisch-künstlerischer Hinsicht höher bewertet worden, als diejenige der Hein, Lehmann & Co., A.-G., während sie ihr vom technischen Standpunkt aus betrachtet nachsteht. Bei dieser Sachlage hätte man vielleicht in Zweifel geraten können, ob man einer Erwerbsgesellschaft der ästhetischen Vorteile wegen einen so erheblichen Mehraufwand, wie er errechnet wurde, hätte empfehlen können, sofern nicht die Vertreter der öffentlichen Interessen, Provinz und Gemeinde, sich zur Wahrung eines guten Brückenbildes an den Mehrkosten beteiligt hätten. Nun hat die weitere Untersuchung der Entwürfe der Gutehoffnungshütte ergeben, daß es möglich erscheint, die beiden Konstruktionsvorschläge miteinander zu verbinden und hierdurch unter Wahrung der ästhetischen Vorteile die Mehrkosten des Entwurfs der Gutehoffnungshütte zu beseitigen.“

Es wird demgemäß ein gemeinsamer Entwurf der beiden Firmen zur Ausführung kommen.

Die Firma Hein, Lehmann & Co. wird die Stromöffnung auf der Düsseldorfer Seite und die daran anstoßende Überbrückung des Werftes und der Uferstraße herstellen, die Gutehoffnungshütte die Stromöffnung auf der Oberkasseler Seite und die Überbrückung des Vorflutgeländes.

Beim Umbau der Brücke werden die jetzt bestehenden Fußgängerwege beseitigt und in 1,7 m Abstand von den alten Bogenträgern neue Hauptträger angeordnet, die sich in ihrer äußeren Form genau mit jenen decken und, wie die Abb. zeigt, nur durch Gelenkstäbe mit ihnen in Verbindung stehen. Die neuen Gleisfahrbahnen sowie die neuen Fußwege stützen sich auf konsolartige, ausladende Querträger, die an die neuen Hauptträger angehängt sind und unter der alten Fahrbahnkonstruktion durchlaufen. Bei dieser Anordnung liegen nicht nur die Fußwege nach oben frei, sondern auch die Gleisfahrbahnen. Das gewählte Maß für den Abstand der neuen Hauptträger von den alten ermöglicht es, zwischen beiden einen besonderen Steg für Radfahrer anzubringen, wodurch eine strenge Trennung der verschiedenen Verkehrsmittel ermöglicht wird und Unfälle durch Zusammenstoß unmöglich gemacht werden, sofern der Verkehr sich streng an die Vorschrift hält „Rechts fahren“.

Die Fahrbahn der alten Brücke wird in Zukunft nur noch dem Verkehr von Kraftfahrzeugen oder bespannten Fuhrwerken dienen; die Stege zwischen den alten und neuen Hauptträgern sollen ausschließlich von Radfahrern benutzt und gegen die seitlichen Gleisfahrbahnen durch ein leichtes Geländer abgeschlossen werden. Zwischen den Fußgängerwegen und den Gleisfahrbahnen wird ebenfalls ein Trennungsgeländer angeordnet, so daß ein Überqueren der Brücke durch Fußgänger in Zukunft unmöglich sein wird.

Die Verbreiterung der Fahrbahn in der dargestellten Weise bedingt, daß die Pfeileraufbauten sowohl auf den beiden Uferpfeilern wie auf dem mittleren Strompfeiler beseitigt werden. Nach den heutigen Anschauungen bedeutet dieser Fortfall für das Bild der Brücke einen Gewinn, da diese Aufbauten mit der Eisenkonstruktion nicht organisch zusammenhängen.

Der Umbau der Brücke gehört jedenfalls zu den interessantesten Aufgaben der Ingenieurkunst.

Die Arbeiten sollen bis Ende Januar 1926 zu Ende geführt werden.

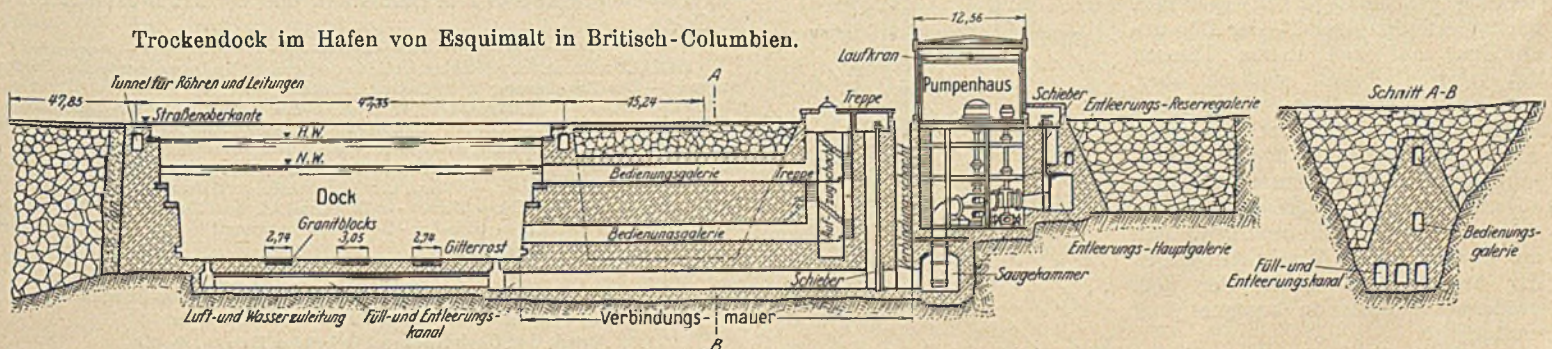
Ein ausführlicher Aufsatz über den Umbau der Brücke aus berufener Feder wird demnächst in der „Bautechnik“ erscheinen.

**Das Trockendock im Hafen von Esquimalt in British-Columbien.**

Eine sehr erhebliche Verbesserung für den Schiffsverkehr an der Küste des Stillen Ozeans stellt das im Verlauf des Jahres 1924 fertiggestellte neue Trockendock der Canadianischen Regierung im Hafen von Esquimalt in British-Columbien dar. Nach einer Mitteilung von „Engineering“ vom 23. Januar 1925, der auch die beistehende Abbildung entnommen ist, hat das Trockendock eine nutzbare Länge von 350 m, eine Mindestbreite von 41 m und eine Tiefe von 12 m. Es kann mit diesen Abmessungen auch von Seeschiffen größter Klasse benutzt, jedoch durch entsprechende Einrichtungen nach dem jeweiligen Bedürfnis auch in einzelnen Abteilungen, und zwar entweder in drei zu 122, 106 und 122 m oder in deren zwei zu 228 und 122 m in Betrieb genommen werden. Das Dock ist in Beton ausgeführt; das genannte Blatt hat bereits in einem früheren Heft (vom 26. September 1924) eingehend über den baulichen Teil berichtet. Bemerkenswert in der vorliegenden Darstellung ist die Füll- und Entleerungs- sowie die Pumpenanlage, die nach der Abbildung mit dem Dock durch eine etwa 40 m lange Betonmauer verbunden ist, deren Inneres die Bedienungsgalerie sowie die Zu- und Abflußkanäle enthält. Der Strom für den Antrieb der Pumpen wurde vom Jordan-River-Kraftwerk der British-Columbischen Elektrischen Eisenbahn-Gesellschaft geliefert und in einer bei der Pumpstation befindlichen Umformerstation auf 2300 V Spannung für die großen, und auf 500 V für die kleinen Pumpen umgeformt.

Ki.

Trockendock im Hafen von Esquimalt in British-Columbien.





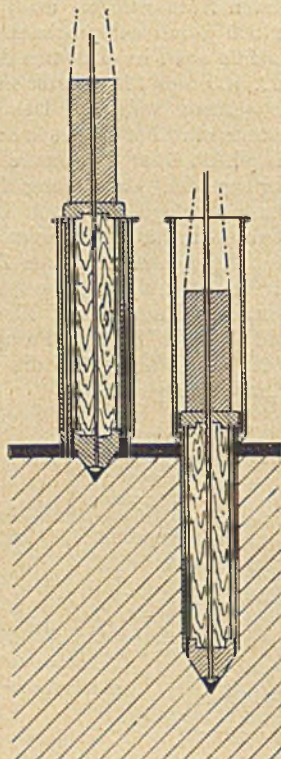
**Straßen-Betoniermaschinen.** Eine ähnliche Maschine, wie die in der „Bautechnik“ 1925, Heft 11, S. 126, beschriebene amerikanische Maschine, ist in Deutschland bereits vor längerer Zeit einige Monate lang verwendet worden. Es handelte sich um die Betonierung der  $\frac{5}{8}$ -füßig geböschten Kanalwandungen einer Großwasserkraftanlage Süddeutschlands. Die Höhe in der Schrägen betrug 13,60 m, die Längenausdehnung einige Kilometer. Die betreffende Bauunternehmung verwendete dazu einen eigens konstruierten Wagen von etwa 3 m Spurweite, da in Streifen von 3 m betoniert werden sollte. Der Beton war in 15 bis 20 cm Stärke auf den eingeebneten Untergrund, gewachsenen Kies verschiedenen Gefüges, aufzubringen. Wegen des erheblichen Gewichtes des Wagens waren als Lehren und Längsschwellen ziemlich starke Bohlen notwendig, die kräftig im Boden verpflockt wurden. Auf diesen Bohlen waren Feldbahnschienen als Gleis für den Wagen befestigt. Dieser selbst bestand in der Hauptsache aus einer wagerechten, ebenfalls etwa 3 m langen Wanne, einer sogenannten Fleischermolle nicht unähnlich, die durch Klappen sich nach unten öffnen ließ und so den fertig gemischten Beton aus der Wanne auf den Boden entleerte. Unmittelbar dahinter lag eine ihrer Höhe nach verstellbare wagerechte Walze, die durch ihr beträchtliches Gewicht den aufgetragenen Beton sofort zusammenpreßte und vorglätzte. Das Nachglätten und Verputzen geschah von Hand. Ein am oberen Böschungsrande angebrachtes fahrbares Windwerk zog den Wagen herauf und herunter und verschob ihn seitwärts nach Fertigstellung eines Feldes auf das nächste. Den Beton erhielt der Wagen von einer abseits in der Kanalsohle stehenden Mischmaschine.

Die Arbeit dieser Betoniermaschine war nicht schlecht, obwohl sich etwaige Kiesnester im Beton und vor allem in der sehr leicht ausrieselnden Böschung nur schwierig beseitigen ließen. Der Hauptmangel der Anlage war jedoch der bedeutende Zeitaufwand; es wurden einschließlich Mischen, Heranfahren, Einbringen und Fertigverputzen etwa 8 bis 9 Std./m<sup>3</sup> fertiger Böschung gebraucht. Dagegen brauchte man, wenn man diese Böschungen von Hand betoniert — auf welches sehr einfache Verfahren hier nicht weiter eingegangen werden soll — nur 4 bis 5 Std./m<sup>3</sup>, d. h. genau die Hälfte. Dabei war der Handbeton dem Maschinenbeton durchaus gleichwertig. Der Hauptgrund für diesen großen Zeitunterschied dürfte das umständliche Versetzen der ganzen Anlage einschließlich des Windwerkes sein; außerdem waren die Lehren schlecht zu handhaben, und ihre breiten Fugen mußten schließlich doch noch von Hand betoniert werden. Auch die Kanalsohle in fast 9 m Breite wurde durchweg von Hand betoniert, bei ungefähr gleichem günstigen Zeitbedarf (einschließlich Gleisarbeiten). Wie ich hörte, sollen bei anderen Kanalbaustellen mit ähnlichen Betoniermaschinen ähnliche Erfahrungen gemacht worden sein. Wenn auch natürlich zwischen einer Straße und einer sehr steilen Böschung Unterschiede bestehen, so dürfte doch auch beim Straßenbau Handbetonierung noch durchaus wettbewerbsfähig sein. Heinz Knoke, Reg.-Bauführer.

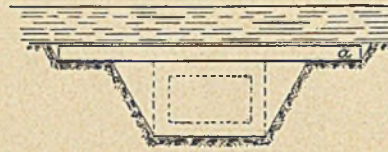
### Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

**Verfahren zum Eintreiben von zwei fernrohrartig ineinander gleitenden Vortreibrohren für Betonpfähle** (Kl. 84c, Nr. 400 880, v. 16. 5. 1922, E. Frankignoul, Lüttich). Bei den bekannten Verfahren der obengenannten Art schlägt der Bär zunächst nur mittelbar auf das engere Rohr, unmittelbar aber auf die Vortreibspitze, die, mit einem Bunde auf einem inneren Absatze des engeren Rohres ruhend, dieses mit sich zieht. Um nun bei gleich großer Fallenergie des Bären die Überwindung des dem Eintreiben entgegengesetzten Widerstandes zu erleichtern und die Rammwirkung gleichmäßiger zu gestalten, schlägt erfindungsgemäß der Bär unmittelbar auf den oberen Flansch des engeren Rohrs, zugleich aber, und zwar unter Vermittlung eines Holzklotzes o. dergl. auf die gegen das engere Rohr verschiebbare Vortreibspitze, so daß letztere und das engere Rohr sich gegeneinander bewegen können und bewirken, daß der Bär mit voller Wucht denjenigen der beiden Teile erfährt, der dem größeren Widerstande begegnet und zurückbleibt.



**Decke zur Ausführung des Verfahrens zur Herstellung von Unterwassertunneln.** Zusatz zum Patent 315 867 (Kl. 84c, Nr. 405 054, v. 7. 4. 1916, von Siemens & Halske A.-G. in Siemensstadt b.



Berlin). Die Decke wird aus schwimmfähigen Blechkasten hergestellt, die nebeneinander durch Wasserfüllung auf den Grund des Gewässers versenkt und in beliebiger Weise verankert und abgedichtet werden.

Zur Wiedergewinnung der Kasten nach Fertigstellung der Tunneldecke werden sie leer gepumpt, so daß ihr eigener Auftrieb zur Hebung genügt.

### Personalnachrichten.

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: der Vizepräsident Dr. jur. Haas, Berlin, zur R. B. D. Frankfurt (Main); die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Cohnitz, Trier, als Abteilungsleiter zur R. B. D. Erfurt, Dr. jur. Behren, Essen, als Abteilungsleiter (auftrw.) zur R. B. D. Trier und Dr.-Ing. Velte, Elberfeld, als Mitglied zur R. B. D. Köln; die Reichsbahnräte Zippel, Cassel, als Vorstand zum Verkehrsamt 1 Coblenz, Dr. jur. Lauterbach, Liegnitz, zur R. B. D. Altona, Dr. jur. Kaumanns, Coblenz, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Essen, Dr. jur. Wyszomirski, Münster (Westf.), zur Hauptverwaltung in Berlin, Wendt, Frankfurt (Main), zur R. B. D. Mainz, Dr. jur. Karl Koch, Hannover, zur R. B. D. Trier, Leopold Sarrazin, Halberstadt, als Vorstand zum Betriebsamt 2 Stendal, Brunner, Breslau, als Vorstand zum Betriebsamt 2 Oppeln, Aust, Frankfurt (Main), als Mitglied zum E. Z. A. in Berlin, Scheunemann, Gleiwitz, zur R. B. D. Oppeln, Braumann, Lennep, als Vorstand zum Betriebsamt 4 Berlin, Schindler, Stettin, als Vorstand zur Bauabteilung Breslau, Erbe, Osnabrück, als Vorstand (auftrw.) zum Betriebsamt Lennep, Schmidt-Klewitz, Schwerte, und Frorath, Köln, zum E. Z. A. in Berlin, Uhlemann, Oldenburg, zur R. B. D. Berlin, Schwamborn, Schwerte, zur R. B. D. Altona, Cornelius, Glückstadt, in den Bezirk des E. Z. A. in Berlin, Grabe, Elberfeld, als Mitglied zur R. B. D. Köln, Wolfhard, Harburg, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Glückstadt, Voß, Siegen, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Köln-Nippes, Robert Wagner, Mainz, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk 2 Darmstadt, Hofstetter, Essen, als Vorstand zum Maschinenamt Köln, Beiche, Halle (Saale), als Vorstand zur maschinentechnischen Bauabteilung in Dessau, Grimm, Breslau, zum Ausbesserungswerk Halle (Saale), Dilger, Essen, zum E. Z. A. in Berlin, Reichel, Hirschberg (Schl.), zur R. B. D. Breslau, Wentzel, Leipzig, als Mitglied zur R. B. D. Dresden, Dr.-Ing. Pfaff, Leipzig, zum Elektrotechnischen Bureau der R. B. D. Dresden, Bastänier, Chemnitz, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Leipzig, Böttcher, Dresden, zum Ausbesserungswerk Chemnitz, Spranger, Glauchau, und Göbel, Flöha, zum Neubauamt Zwickau, Zetzsche, Bautzen, zur Betriebsdirektion Leipzig II, Lempe, Schmiedeberg (Sa.), als Vorstand zum Neubauamt Bautzen, Lohmann, Zwickau, zur Betriebsdirektion Dresden-Neustadt und Claußnitzer, Dresden-Altstadt, zur Betriebsdirektion Zwickau, sowie der Reichsbahnassessor Dr. jur. Kalischek, Trier, zur R. B. D. Essen.

Überwiesen sind: die Reichsbahnräte Köhler vom maschinentechnischen Bureau als Mitglied zur R. B. D. Dresden und Günschel von der Betriebsdirektion Dresden-Neustadt zur Betriebsdirektion Dresden-Altstadt.

Übertragen ist: dem Reichsbahnrat Ernst Ritter in Gleiwitz die Stellung als Vorstand des Betriebsamts Gleiwitz.

In den Ruhestand sind getreten: der Reichsbahnoberrat Riedenaer in Würzburg und der Reichsbahnrat Friedrich Meyer in Karlsruhe.

Gestorben sind: der Reichsbahnoberrat Cramer, Werkdirektor des Ausbesserungswerks 2 in Darmstadt, und der Reichsbahnrat Pohl in Cassel.

**INHALT:** Besondere Schützausbildungen gemäß hydromechanischen Forderungen. — Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten (Schluß). — Die Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe. — Die Ausnutzung der Wasserkräfte im Tale des Torrente Varrone durch die „Orbia“ A.-G. — Preßluftwerkzeuge im Bauwesen. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Leopold Lisse Dr.-Ing. e.h. — Stand der Unterweservertiefung. — Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf. — Trockendock im Hafen von Esquimalt in Britisch-Columbien. — Straßen-Betoniermaschinen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.