

# DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 11. Juli 1930

Heft 30

Alle Rechte vorbehalten.

## Eisenbetonbrücken in einer Hauptstrecke der Reichsbahn.

Von Dipl.-Ing. Georg Münz der Firma Beton- und Monierbau AG., Berlin.

Im Jahre 1928 wurden im Zuge einer Berliner Vorortbahn drei Straßenüberführungen aus Eisenbeton erbaut. Es kam für alle drei Brücken ein Zweigelenrahmen mit bogenförmiger Untersicht zur Anwendung.

Die zweigleisige Bahn überbrückt drei Straßen von 13, 15 und 22 m Breite, und zwar die 22 m breite Straße unter einem Winkel von  $65^\circ$ , so daß sich für diese Brücke eine Lichtweite von 25 m ergibt.

Bei allen Brücken schrieb die Stadt eine Durchfahrhöhe von 4,60 m über der Fahrbahn und eine Höhe von 2 m über dem Bürgersteig vor. Im Entwurf der Bahnstrecke waren für die Überführungen eiserne Überbauten vorgesehen und nach der daraus bedingten Konstruktionshöhe die

Schwinden die Spannungen aus Eigengewicht und Verkehrslast verdoppelt. Der große Schub eines flachen, eingespannten Gewölbes hätte mit erträglichen Mitteln aufgenommen werden können, wenn Flügelmauer und Widerlager als einheitlicher, geschlossener Widerlagerkörper ausgebildet wären. Diese Möglichkeit kam nicht in Frage, weil die Aufsichtsbehörde eine vollkommene Trennung von Brücke und Flügelmauer forderte.

So blieb für eine massive Brücke nur noch die Möglichkeit eines Eisenbeton-Zweigelenrahmens, der sich dem geforderten lichten Profil leicht anpassen konnte, und in dem die Temperatur- und Schwindspannungen wesentlich leichter aufgenommen werden konnten als beim ein-



Abb. 1. Brücke 3. L. Weite 22 m.

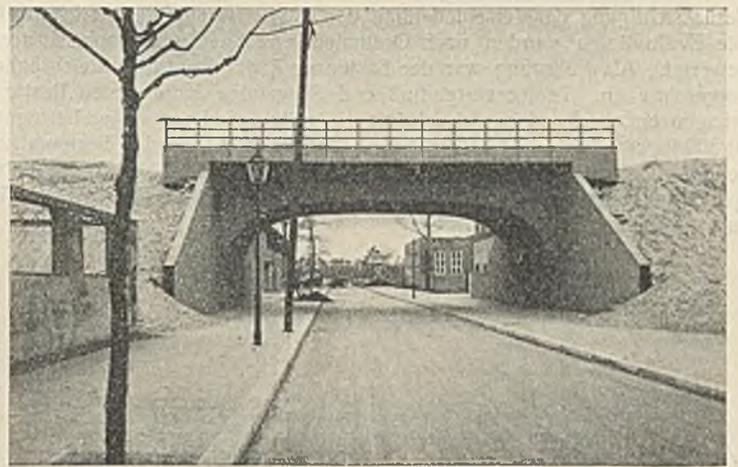


Abb. 2. Brücke 1. L. Weite 13 m.

Höhenlage der Bahn festgelegt. Die geringe verfügbare Konstruktionshöhe, bei der großen Brücke 1,77 m von S. O. bis Unterkante Konstruktion, bildete eine erhebliche Schwierigkeit bei der Ausbildung der Brücke in Eisenbeton.

Zunächst wurde daran gedacht, mit Rücksicht auf die geringe Konstruktionshöhe einen Dreigelenrahmen mit massiven oder aufgelösten Widerlagern zu verwenden.

Gegen diese Ausführung erhob die Aufsichtsbehörde Einspruch, da sie nach ihren bisherigen Erfahrungen jede Art einer Dichtung über einem Scheitelenkel für unzuverlässig hielt, besonders im Hinblick auf die

gespannten Bogen; außerdem wurde hierbei der ungünstige Einfluß einer Fundamentsenkung oder -Drehung ausgeschaltet.

Die Form der Rahmen geht aus Abb. 1 u. 2 hervor. In der Untersicht erscheinen die vier Balken, in die der Rahmen im Bereich der positiven Momente aufgelöst ist. Diese Aussparungen sind zur Verminderung des Eigengewichtes und zur Materialersparnis vorgesehen. Zwischen die Balken spannt sich eine kräftige Platte von 25 bzw. 30 cm Stärke, die durch zwei Versteifungsrippen verstärkt ist. Abb. 3, 4 u. 5 zeigen den Längs-, Querschnitt und die Aufsicht der größten Brücke. Wie in Abb. 4 ersichtlich, sind die Balken im Verhältnis zur Spannweite

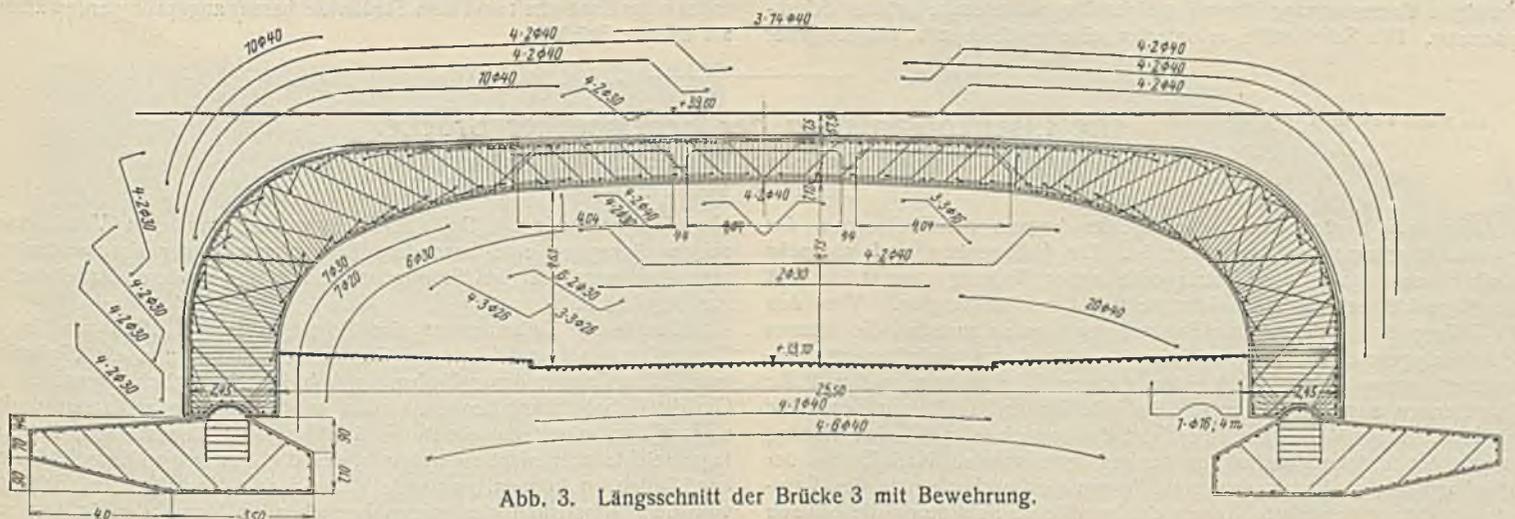


Abb. 3. Längsschnitt der Brücke 3 mit Bewehrung.

Schwierigkeiten einer etwaigen späteren Ausbesserung ohne Störung des Betriebes. Ein eingespannter Bogen hatte den Nachteil zu großer Spannungen durch Temperaturänderung und Schwinden, da sich bei den gegebenen Verhältnissen höchstens ein Stütz von  $\frac{1}{12}$  bis  $\frac{1}{15}$  der Spannweite erreichen ließ, falls man nicht die Spannweite erheblich vergrößern wollte. In diesem Falle hätten die Spannungen durch Temperatur und

der Platte stark, ihre Breite ergab sich aus der notwendigen Anzahl der Rundeseisen und aus der Bestimmung, diese nur in zwei Lagen zu verlegen. Neben den Gleisen liegen zwei Gehstege von ungefähr 1 m Breite, unter denen je ein Kabelkanal untergebracht ist. Um die Bewegungen der Brücke von denen der Flügelmauer unabhängig zu gestalten, sind die Flügelmauern von der Brücke getrennt ausgeführt und stoßen in stumpfer Fuge



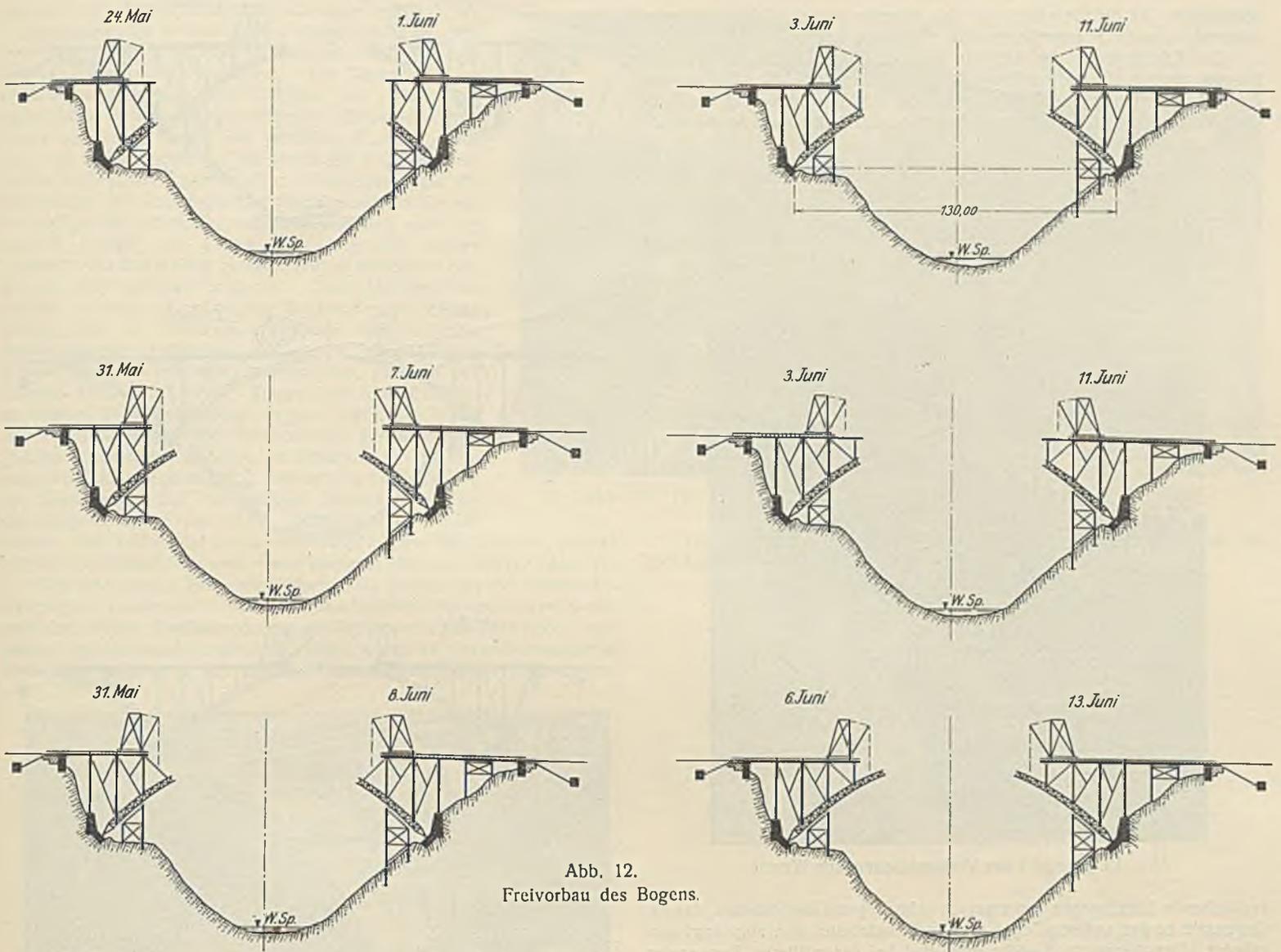


Abb. 12. Freivorbau des Bogens.

flusses, der von der ungleichen Formänderung infolge der verschiedenen Länge der Zugbänder (Fahrbahnlangsträger) auf Ost- und Westseite herührt, im Mittel nur  $2\frac{1}{2}$  cm; ebenso stimmte die Länge auf etwa 2 cm genau. Diese sehr gute Übereinstimmung zeugt in gleicher Weise für die hervorragende Güte der Werkstattarbeit wie für die große Sorgfalt beim Anlegen der Bogenanfänge und beim freien Vorbau. Wegen der geringen Achsabweichung war es nicht notwendig, die unter den Gelenken bereits eingebauten Druckpressen in Tätigkeit zu setzen; man hätte,

gemacht, was um so leichter ging, als der Windverband der letzten beiden Felder noch nicht fest vernietet, sondern nur durch Dorne und Schrauben verbunden war. Die Hebung der Bogenhälfte auf die planmäßige Höhe konnte durch die beiden Öldruckpressen auf jeder Seite in der an-

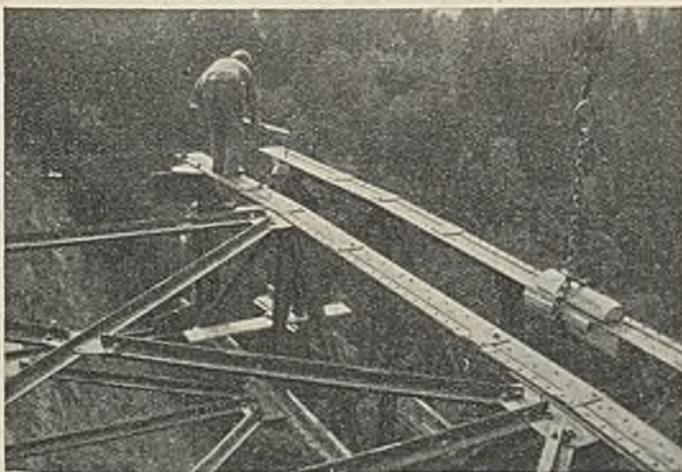


Abb. 13. Einbau eines äußeren Bogenschildes.

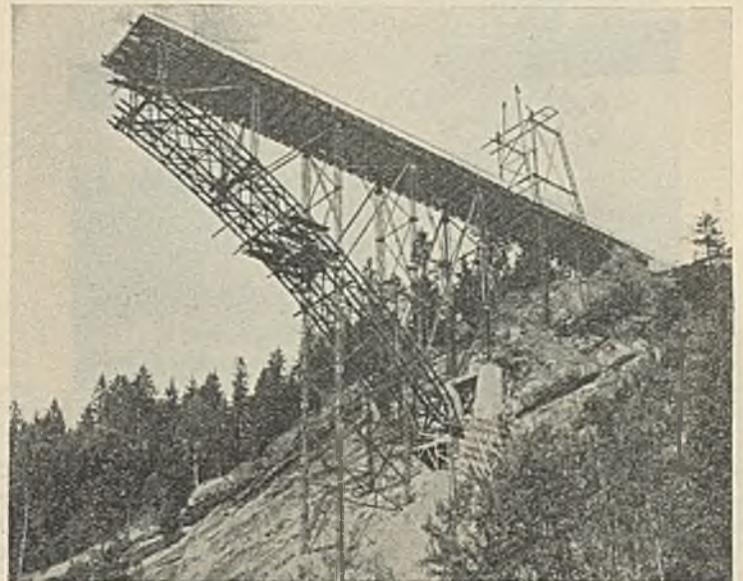


Abb. 14. Die Ostseite im freien Vorbau.

um die stark gepreßten Unterlagen unter den Nasen der Gelenkunterteile herauszubringen, weit mehr anheben müssen, als die Seitenabweichung verlangt hätte. Die Abweichung wurde daher nur durch eine schräg von Bauspitze zu Bauspitze gespannte Kette mit einer Zugwinde rückgängig

gegebenen Weise leicht durchgeführt werden. Da die Spannseile vor dem Bogenschluß für den Fall eines plötzlich einsetzenden Gewittersturmes nicht gelöst werden durften, wegen der tieferen Lage ihrer Verankerungspunkte und ihrer Vorspannung aber eine Belastung des Bogens

bedeuteten, ist die Druckkraft in den Pumpen bis zu 170 t gestiegen, während sie ohne Spannseile nur 102 t betragen hätte.

Zur Erleichterung der Arbeiten für den Bogenschluß war auf der Bogenunterseite ein leichtes Hängegerüst angebracht. Abb. 17 zeigt den Zustand unmittelbar vor Bogenschluß und läßt die Lücke für das Paßstück erkennen. Nach dem Ausrichten der Bogenhälften wurde die letzte

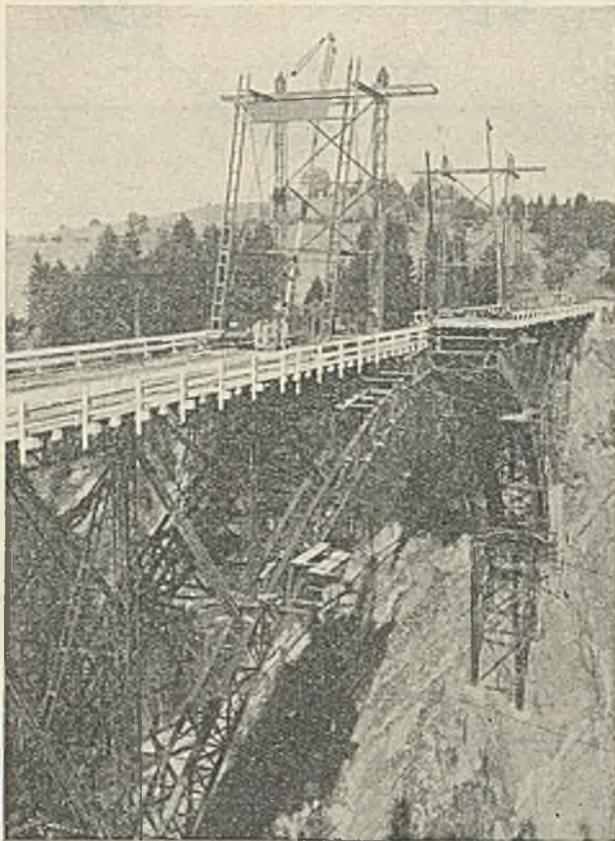


Abb. 15. Ansicht der Vorbauarbeiten von Westen.

verbleibende Lücke genau ausgemessen (Abb. 18) und das Paßstück, das im Gegensatz zu den anderen Teilen noch nicht bearbeitet war, abgelängt und gebohrt. Der Bogenschluß sollte möglichst bei der mittleren Temperatur von  $+10^\circ$  stattfinden, das Paßstück wurde daher in den frühen Morgenstunden eingesetzt, als die Temperatur den damals niedrigsten Stand von  $+15^\circ$  erreicht hatte. Gegen Mittag hatte sich dann die Eisenkonstruktion

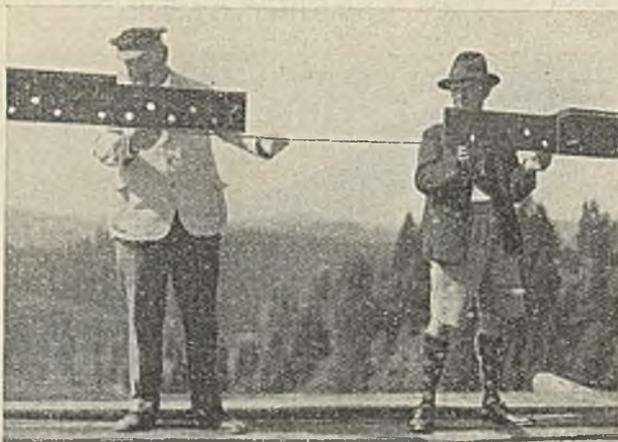


Abb. 18. Die Paßstücklücke.

durch Sonnenstrahlung so erwärmt und ausgedehnt, daß der Zug im Zugband bzw. der Druck in den Pressen von selbst auf  $\frac{1}{3}$  zurückging und nur der Rest durch Nachlassen der Pressen weggebracht zu werden brauchte. Der Bogen hat also sozusagen seine Ausrüstung in der Hauptsache selbst bewerkstelligt. Die Ansicht des geschlossenen Bogens gibt Abb. 19.

Nach dem Bogenschluß wurde sogleich mit dem Ausbetonieren der Hohlräume unter den Gelenken und mit dem Ausbau der Hilfsdiagonalen begonnen und das Eisengerippe des Bogens durch Anbringen der Aufhängekonstruktion für die Schalung zum Einbetonieren vorbereitet. Diese Aufhängekonstruktion (Abb. 20) bildete einen nicht unbedeutenden Teil der Eisenkonstruktion und wurde wegen der großen Gewichte, die sie

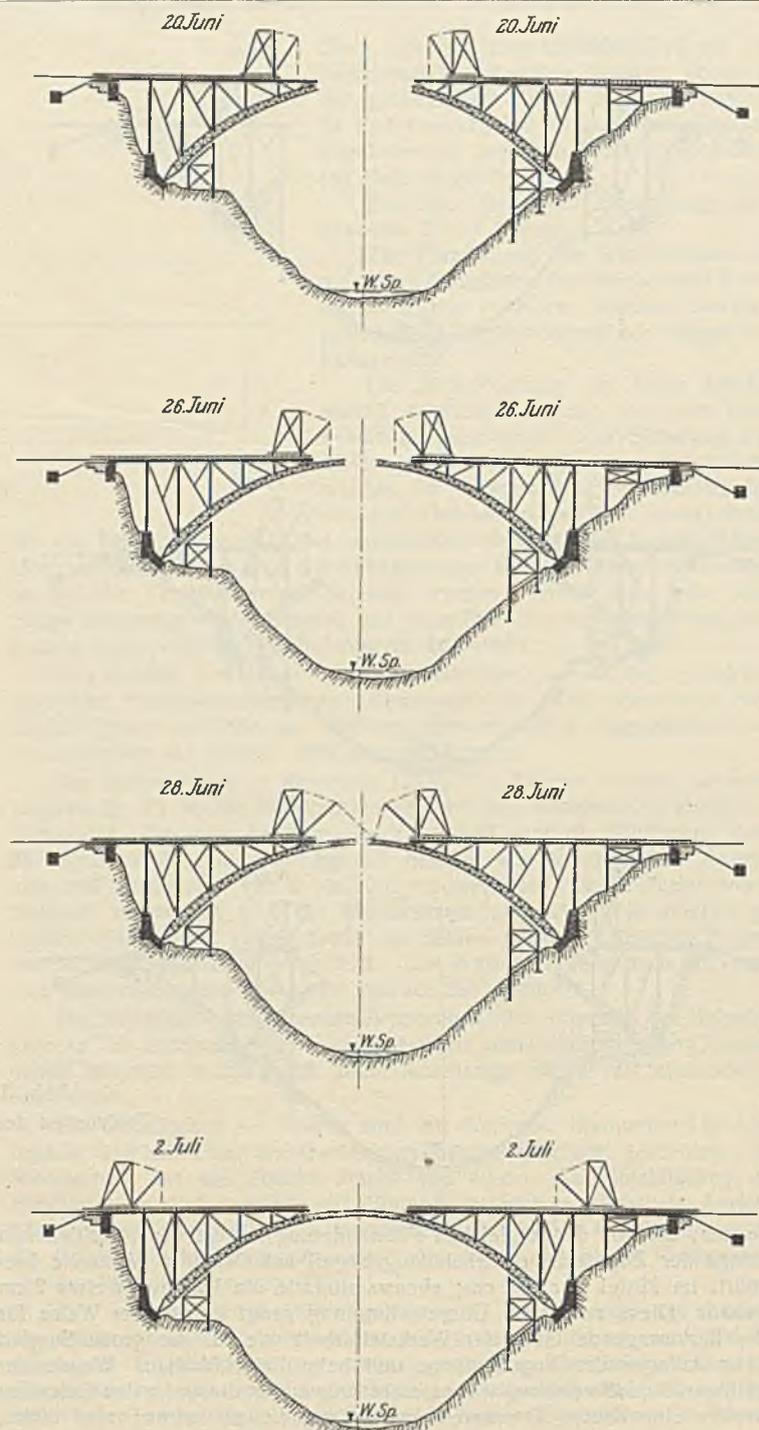


Abb. 16. Der Bogenschluß.

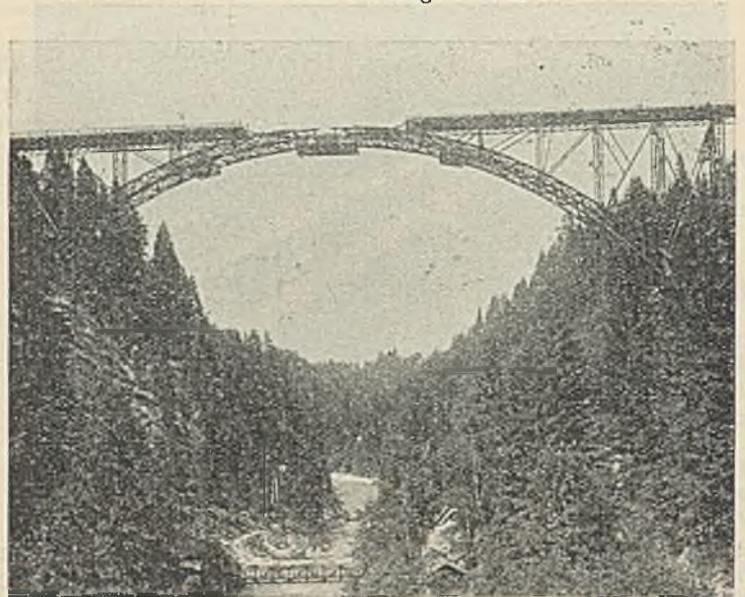


Abb. 17. Ansicht des Eisenbogens kurz vor Scheitelschluß.

aufzunehmen hatten, sorgfältig durchkonstruiert. Die Knotenbleche des unteren Gurtes stehen ein Stück nach unten vor und werden durch Anhängen von Aufhängeblechen nach unten verlängert. Die Aufhängebleche tragen Quertraversen aus  $\square$ -Eisen, auf denen die eigentlichen Schalungsträger aufliegen. Diese Schalungsträger sind Peiner Träger mit parallelen Flanschen, die quer zur Brückenachse auf die Breite des Bogens durchlaufen und seitlich noch 1,60 m überstehen. Da die Höhenlage der Schalungsträger bestimmend ist für die Höhenlage der Schalung, müssen sie genau nach der unteren Leibung des Betonbogens eingestellt werden können. Die Einstellung geschah mittels eichener Keile, die auf den Traversen aufliegen. Zum Abfangen des Schubes entlang der geneigten Bogenunterseite dienen Winkel, die die Aufhängekonstruktion starr mit dem Bogenuntergurt verbinden. Zwischen die P-Träger wurden starke Kanthölzer eingeschoben, die auf den unteren Flanschen der P-Träger aufruhon und die eigentliche Leibungsschalung tragen. Auf diese Weise ist ein unter der ganzen Brückenbreite durchlaufendes Podium geschaffen, auf dem die Schalung der Kastenträger errichtet und gleichzeitig die zur Konstanterhaltung der Spannungen des Eisengerippes erforderliche Vorspannungsbelastung aus Kies untergebracht werden konnte. Der Einbau der Aufhängekonstruktion und der Schalung geschah mittels der Vorbaukrane und zweier fahrbarer Hängegerüste (vgl. Abb. 19).

Um eine innige Zusammenwirkung des Betons mit der steifen Bewehrung zu gewährleisten und Risse mit Sicherheit zu verhindern, wurde noch eine schlaffe Zusatzbewehrung aus Rundeseisenbügeln nach Abb. 21 eingebaut, die den Beton umschnüren. Dabei waren die großen Knotenbleche hinderlich, sie mußten mit entsprechenden Bohrungen versehen werden,

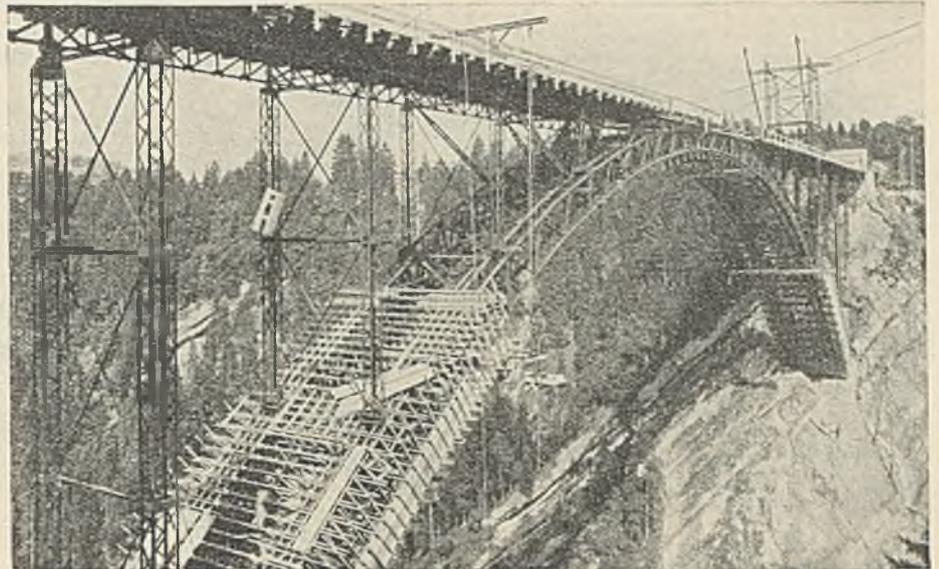


Abb. 19. Die fertige Eisenkonstruktion und der Beginn der Einschalung.

Der Eisenverbrauch für die steife und schlaffe Bewehrung und die Hilfskonstruktionen ergab sich wie folgt:

I. Steife Bewehrung:	
a) Bogengurtungen St 48 . . . . .	165,7 t
b) Bogenfüllstäbe und Querverbindungen St 37 . . . . .	78,1 t
c) Wälzelenke aus Gußstahl St 52 . . . . .	22,7 t
d) Fahrbahnstützen St 37 . . . . .	45,2 t
e) Fahrbahnträger St 48 . . . . .	28,9 t
f) St 37 . . . . .	28,0 t
g) Verankerungen St 37 . . . . .	28,1 t
Steife Bewehrung zusammen 396,7 t	
h) Hilfsverbände, die wieder ausgebaut wurden . . . . .	108,0 t
i) Schalungsaufhängung und Schalungsträger . . . . .	86,9 t
Hilfskonstruktionen zusammen 194,9 t	

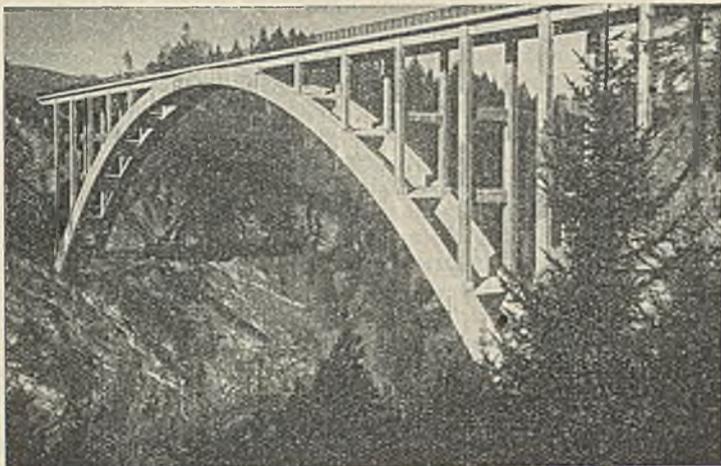


Abb. 22. Die fertige Eisenbetonkonstruktion.

um die Rundeseisen durchstecken und planmäßig anordnen zu können. Damit waren zunächst die Arbeiten der Eisenbaufirma beendet.

Nach dem Betonieren des Bogens und der Stützen wurde mit dem Ausbau der Windverbände begonnen, die an ihren Durchdringungstellen durch den Beton mittels Schneidbrenner abgeschnitten wurden. Die Schnittstellen waren durch entsprechende Aussparung im Beton vertieft angelegt, so daß sie verputzt werden konnten und aus dem fertigen Bauwerk keine Eisenteile vorstehen. Ferner mußten die Schalungsträger und die Aufhängekonstruktion an der unteren Seite des Bogens abgebaut werden; sie waren für eine zweite Verwendung nunmehr an der Unterseite der Fahrbahnträger anzubringen, die ebenfalls mit angehängter Schalung betoniert wurden. Der Ausbau der Schalungsträger unter der Fahrbahn und das Abschneiden aller Aufhängebleche, ferner das Setzen des Eisengeländers bildete den Schluß der Tätigkeit der Eisenbaufirma und zugleich die Beendigung der Gesamtarbeit.

Die Leistungen bei der Erstellung des Eisengerippes sind um so höher zu bewerten, als mit der Planlegung und den Werkstattarbeiten erst nach der Durchrechnung der Eisenbetonkonstruktion, der verschiedenen Montagezustände während des Freivorbauens und der wechselnden Beanspruchung beim lamellenweisen Aufbringen der Kiesvorbelastung Ende Februar 1929 begonnen werden konnte und schon nach  $4\frac{1}{2}$  Monaten die ganze Eisenkonstruktion aufgestellt war. Das Gesamtbauwerk (Abb. 22) wurde dank dem guten Zusammenwirken der Eisenbaufirma und der Betonbaufirma termingemäß Ende des Jahres 1929 betriebsfähig fertiggestellt.

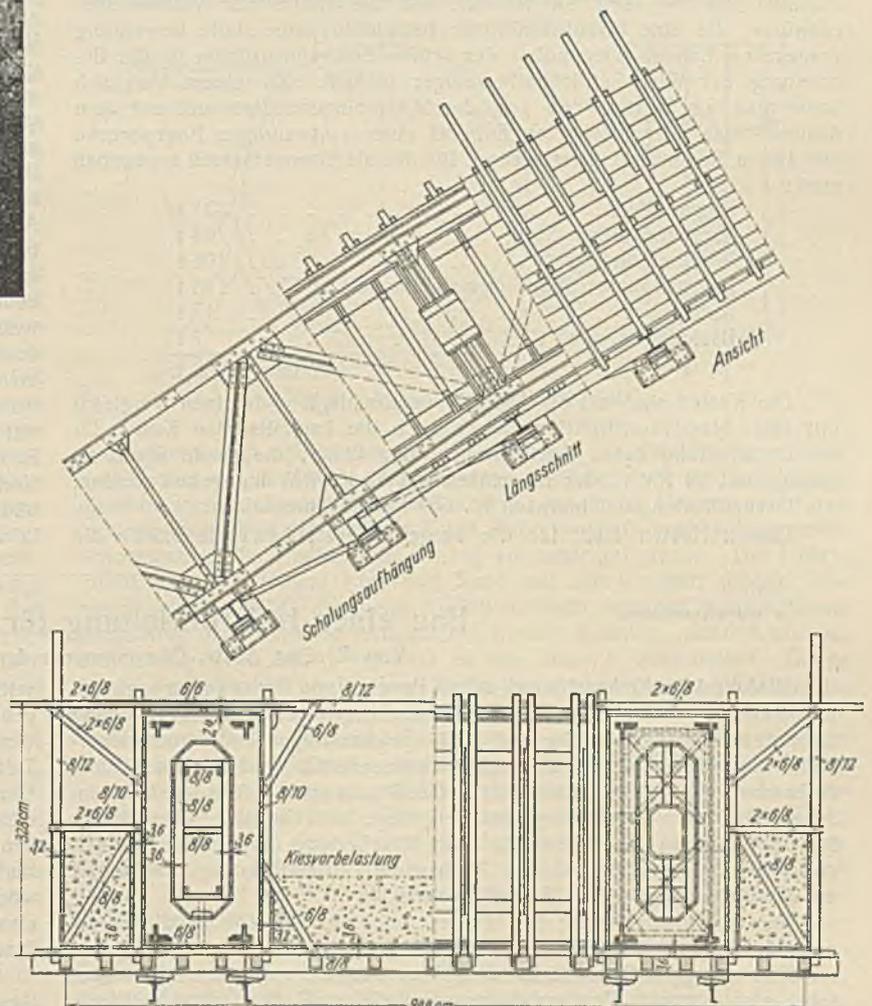


Abb. 20. Bogenschalung und Bogenaufhängung.

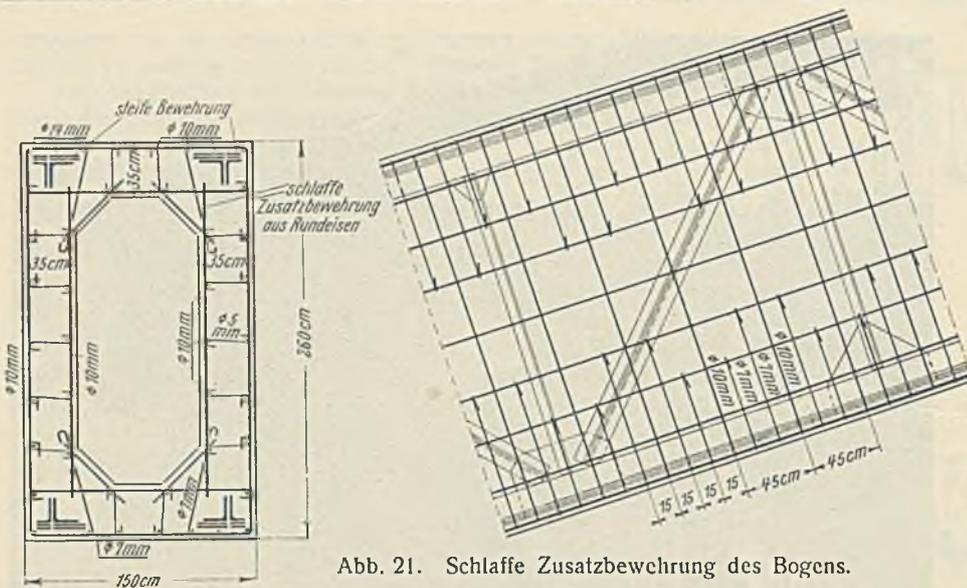


Abb. 21. Schleife Zusatzbewehrung des Bogens.

II. Rundeseisen:

a) Zusatzbewehrung im Bogen . . . . .	18,5 t
b) Querversteifungen . . . . .	21,1 t
c) Rahmenstützen über dem Bogen . . . . .	13,6 t
d) Fahrbahnplatte mit Unterzügen . . . . .	46,0 t
e) Sonstiges . . . . .	4,1 t

Schleife Bewehrung zusammen 103,3 t.

Im ganzen sind sonach 396,7 + 103,3 = 500 t bleibend eingebaut.

Es taucht hier von selbst die Frage auf, ob mit Rücksicht auf die schwierige und verwickelte Bauherstellung die angewandte Bauweise gegenüber einem Eisenbogen mit schlaffer Bewehrung und erst recht gegenüber einem reinen Eisenbogen wirtschaftlich bestehen kann. Gegenüber dem Eisenbeton mit schlaffer Bewehrung kann die Frage bei den hier vorliegenden Verhältnissen wohl bejaht werden, besonders wenn man neben den Kosten für das teure Lehrgerüst die auch bei dieser Bauweise zu überwindenden Schwierigkeiten der Bauausführung berücksichtigt. Es mag erwähnt werden, daß die Hälfte der Wettbewerbsentwürfe, die eine Eisenbetonbrücke behandeln, eine steife Bewehrung vorgesehen haben. Gegenüber der reinen Eisenkonstruktion ist die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit weniger einfach. Zu einem Vergleich kann man am besten den von der MAN eingereichten und mit dem dritten Preise ausgezeichneten Entwurf einer vollwandigen Bogenbrücke mit 140 m Spannweite heranziehen, für die als Eisenverbrauch angegeben wird:

Bogen St 48 . . . . .	321 t
Fahrbahnstützen St 37 . . . . .	64 t
Windverbände St 37 . . . . .	106 t
Fahrbahnkonstruktion (ohne Geländer) St 37 . . . . .	123 t
Auflager . . . . .	15 t
Besichtigungssteg . . . . .	7 t
zusammen	636 t.

Die Kosten sind mit 640 573 RM veranschlagt. Für einen Vergleich mit einer Massivkonstruktion kämen noch die kapitalisierten Kosten für die Unterhaltung durch Anstricherneuerung hinzu, die, wohl etwas zu gering, mit 19 RM/t oder im ganzen mit 12 400 RM angegeben werden. Als Gesamtkosten sind hiernach rd. 653 000 RM anzusetzen.

Diesen Kosten steht für die ausgeführte steifbewehrte Brücke die

Bauvertragssumme von rd. 645 000 RM gegenüber. Hiernach wäre die Wirtschaftlichkeit des angewandten Systems und die Konkurrenzfähigkeit mit dem Eisenbau ohne weiteres gegeben. Diese beiden Zahlen geben aber noch keinen objektiven Vergleich, da der Einfluß der vielen Nebenarbeiten auf die Einheitspreise und der Umfang der Hilfskonstruktionen, die sich während der Ausführung als nötig erwiesen, bei Vertragsabschluß aus Mangel an Erfahrung mit dieser Bauweise offensichtlich nicht ganz richtig eingeschätzt worden war, so daß sich die tatsächlichen Bauausführungskosten höher stellen. Andererseits würde ein Vergleich auf Grund der in beiden Fällen eingebauten Eisenmengen für die ausgeführte Bauweise deshalb zu ungünstig sein, weil bei einer sichtbaren Eisenkonstruktion höhere Anforderungen an die Formgebung und Einzelausführung gestellt werden als bei einer einbetonierten Konstruktion und außerdem der Anteil der schlaffen Bewehrung den durchschnittlichen Einheitspreis für die Tonne wesentlich erniedrigt.

Bei der Frage der Wirtschaftlichkeit ist aber vor allem zu beachten, daß bei einer in solchen Ausmaßen erstmaligen Ausführung erst Erfahrungen gesammelt werden mußten, deren Verwertung für eine weitere Anwendung der steif bewehrten Bauweise mit Vorspannungsbelastung eine Verbilligung herbeiführen wird. Ferner zeigt der Vergleich der Systemzeichnungen für die Eisenbetonbrücke und das Eisengerippe, daß die erstere nach den Grundsätzen des reinen Eisenbetonbaues, die letztere nach denen des reinen Eisenbaues aufgestellt ist, daß also zwei ganz verschiedene Systeme vorliegen, die aber in innigste Verbindung zu bringen waren. Die in den Eigenschaften der Baustoffe begründeten Gegensätze mußten hier durch Hilfskonstruktionen überbrückt werden. Es ergibt sich hieraus eine neue Aufgabe für den Eisenbau, nämlich die weitgehende Anpassung der steifen Bewehrung an die Eigentümlichkeit der Betonbauweise, was vielleicht durch eine entsprechende Wahl der Querschnittform und durch eine billigere Ausbildung der Rahmeneckversteifungen zu versuchen ist. Andererseits muß auch bei der Bemessung der Eisenbetonkonstruktion auf die verschiedenen Bauzustände vor dem Einbetonieren mehr Rücksicht genommen werden. Ferner wird wohl vor allem durch Versuche zu untersuchen sein, wie weit man bei einer einzubetonierenden Konstruktion Erleichterungen gegenüber den amtlichen Vorschriften für die Konstruktion und Erstellung von Eisenbauwerken gewähren darf, da ja frei stehende Eisenkonstruktionen sowohl statisch als auch hinsichtlich ihrer Abnutzung ganz anders beansprucht sind. Der Einsturz der Siegbrücke bei Menden mahnt in diesem Punkte zwar zur Vorsicht und ließ eine Abweichung von den Vorschriften bei der Echelsbacher Brücke mangels genügender Erfahrung zunächst nicht als zulässig erscheinen. Endlich bietet sich hier vielleicht ein besonders dankbares Anwendungsgebiet neuzeitlicher Schweißverfahren, da bei einer einbetonierten Konstruktion wohl manche Bedenken, die sonst gegen geschweißte Brücken bestehen könnten, wegfallen dürften. Diese Andeutungen mögen zeigen, daß meines Erachtens die für die steife Bewehrung erforderliche Eisenmenge sich vermindern läßt und besonders durch Fortfall kostspieliger Kleinarbeit nicht unbedeutende Einsparungen erzielt werden könnten. Die neuartige Bauweise erscheint hiernach in verschiedenen Punkten entwicklungsfähig und dann durchaus geeignet, mit dem reinen Eisenbau in Wettbewerb zu treten. Diese kombinierte Bauweise bietet zudem einen Weg, wo sich die sonst so scharfen Konkurrenten Beton und Stahl nicht nur in der theoretischen Durchbildung und praktischen Bauausführung entgegenkommen können, sondern auf dem in vielen Fällen auch ein wirtschaftlicher Ausgleich möglich ist.

Alle Rechte vorbehalten.

### Bau einer Holzrohrleitung für das Vermuntkraftwerk.

Von Dr.-Ing. Seitz, Oberingenieur der Karl Kübler AG., Stuttgart.

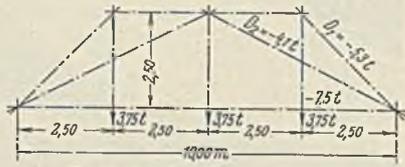
Während die Elektrizitätswirtschaft Bayerns und Badens über speicherfähige Großwasserkraft verfügt, ist Württemberg in seiner Stromversorgung bisher auf Dampfkraftwerke und nicht speicherfähige Niederdruckwasserkraft angewiesen. Wertvolle Hochdruckwasserkraft sind im Lande nicht vorhanden. Die württembergischen Großkraftwerke haben deshalb im Jahre 1925 gern die Gelegenheit ergriffen, sich an den Voralberger Illwerken AG. zu beteiligen, die unter der Leitung der Elektrizitäts AG. vorm. W. Lahmeyer & Co. den Ausbau der Illwasserkraft, beginnend mit dem Vermuntwerk, in Angriff nehmen.

Die Gesamtanordnung des Werkes zeigt Abb. 1. Die Ill wird etwa auf der Höhenquote 1700 durch eine Talsperre gestaut und durch einen rd. 2500 m langen Druckstollen dem Wasserschloß zugeleitet. Von dort führt eine doppelte Druckrohrleitung mit 680 m Gefälle zum Krafthaus in Parthenen. In dreijähriger Arbeit, erschwert durch die Lage weit ab-

seits der Verkehrswege und durch die Witterungsverhältnisse des Hochgebirges, waren Ende 1929, wie im Bauprogramm vorgesehen, Druckstollen, Wasserschloß, Rohrbahn, Krafthaus sowie der maschinelle und elektrische Teil so weit fertiggestellt, daß der Betrieb hätte aufgenommen werden können. Nur die Talsperre, die nach dem Bauprogramm Ende 1929 die Höhenquote 1720 hätte erreichen und damit die Ill bis zum Einlauf in den Stollen hätte stauen sollen, war durch den ganz außergewöhnlich starken und lange dauernden Winter 1928/29 und durch einen mehrwöchigen Streik im Juli und August 1929 so weit zurückgeblieben, daß eine Verzögerung der Inbetriebnahme bis Herbst 1930 und damit ein Brachliegen des investierten Kapitals von rd. 30 Mill. RM drohten.

Als nach Abbruch des Streiks die Unmöglichkeit erkannt wurde, das Bauziel der Talsperre zu erreichen, tauchte der Plan auf, die Ill vorläufig etwa 500 m oberhalb der Sperre durch einen Erdamm zu stauen und

durch eine Rohrleitung dem Stollencingang zuzuleiten. Die Frage war lediglich, ob die Fertigstellung des Provisoriums vor Einbruch des Winters noch gewährleistet werden konnte. Nach früheren Erfahrungen mußte von Anfang Dezember an mit Schneestürmen gerechnet werden, die über Nacht das Baugelände mit einer meterhohen Schneedecke bedecken und jede Arbeit aufs äußerste erschweren, wenn nicht unmöglich machen konnten. Nach



Zu Abb. 2. Systemskizze.

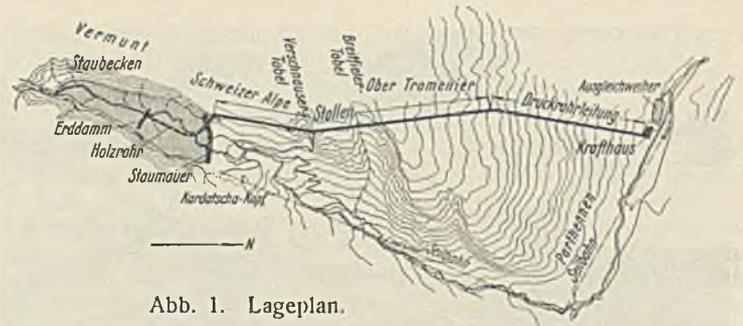
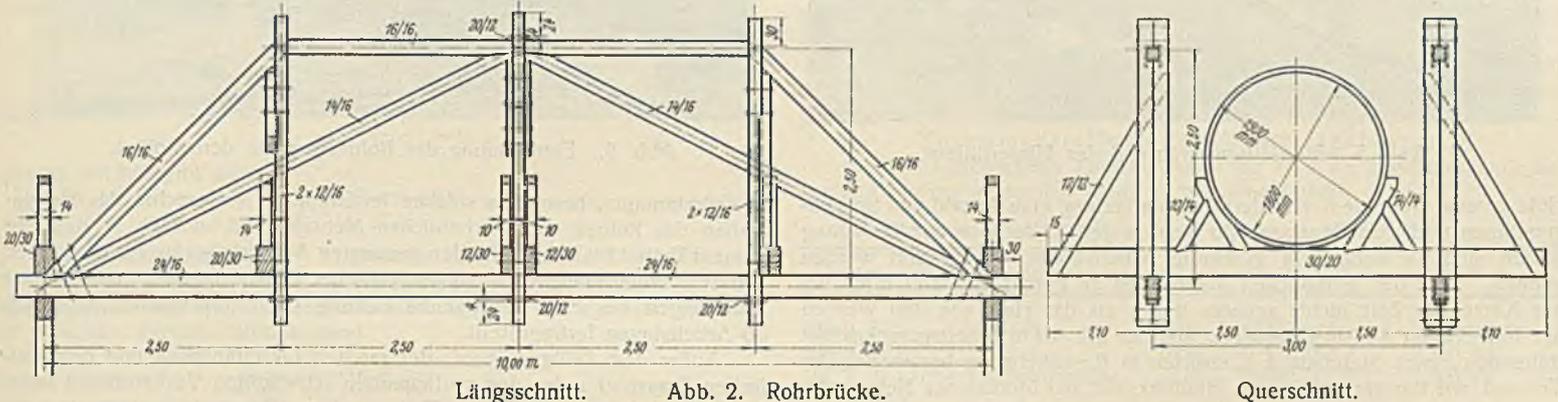


Abb. 1. Lageplan.



Längsschnitt. Abb. 2. Rohrbrücke.

Querschnitt.

Durcharbeitung des Entwurfs standen für die Bauarbeiten noch etwa 8 Wochen zur Verfügung.

Eisenrohre schieden wegen zu langer Lieferfristen und der Transport-schwierigkeiten aus. Das gleiche galt in erhöhtem Maße von Fertigrohren in Eisenbeton. Gegen eine an Ort und Stelle hergestellte Eisenbetonleitung, deren Ausführung völlig von den Witterungsverhältnissen abhängig war, bestanden aus diesem Grunde und wegen der Kürze der Fristen Bedenken. Offene Gerinne kamen wegen der Gelände-verhältnisse und der Lawinengefahr nicht in Betracht. Wenn überhaupt, so war das Ziel nur durch eine Rohrleitung in Holz zu erreichen.

Nach kurzen Verhandlungen erhielt die Karl Kübler AG., Stuttgart, am 15. Oktober 1929 den Auftrag auf Lieferung und Verlegung der Rohrleitung in Holz mit der Verpflichtung, die Arbeiten bis zum 20. November fertigzustellen. Die Leitung erhielt eine Länge von 440 m und einen lichten Durchmesser von 1800 mm. Die Überfallkrone des Erddamms liegt auf der Höhe 1721,10 über NN, der Rohrscheitel am Einlauf auf 1719,80, am tiefsten Punkte auf 1713,80 und an der Einmündung in den Stollen auf 1716,30. Nach der Formel von Scobey

$$J = \frac{0,000\ 885\ v^{1,8}}{d^{1,47}}$$

nach der im Holzrohrbau meist gerechnet wird, da sie sich auf sehr umfangreiche Versuche an hölzernen Rohrleitungen stützt, ergibt sich bei dem verfügbaren Gefälle von 2,50 m eine größte Fördermenge von 10 m<sup>3</sup>/sek bei einer Wassergeschwindigkeit von 4 m/sek. Das Rohr ist als sogenanntes kontinuierliches Holzrohr aus einzelnen Dauben an Ort und Stelle zusammengebaut. 36 Dauben von 167 mm äußerer Breite und 50 mm Wandstärke, die an den Längsseiten mit einer Spezialspundung versehen sind, bilden die Wand des Rohres. Zur Aufnahme des inneren Überdrucks, der im normalen Betriebe 0,75 atü nicht überschreitet, dienen Spannringe aus Flußstahl, die mit einer Stärke von 3/8" in Abständen von 25 cm angeordnet sind. Die Enden der Ringe werden durch gußeiserne Spannschuhe mit Schraubengewinden nachspannbar zusammengehalten. Die Länge der einzelnen Dauben beträgt 3,5 bis 5,0 m. Stöße benachbarter Dauben sind je um mindestens 1,0 m gegeneinander versetzt angeordnet. Am Stoß zweier Dauben ist eine Feder aus Eisenblech in vorgearbeitete Schlitze des Hirnholzes eingelassen, was bei sachgemäßer Anordnung und pünktlicher Arbeit einen ausreichend dichten Abschluß ergibt.

Die Trasse des Rohres bildet im oberen Teil auf etwa 200 m Länge eine Gerade und wendet sich dann in sanftem Bogen gegen den Fluß, der auf einer Holzbrücke von 10 m Spannweite (Abb. 2) überschritten wird. Beim Füllen der Rohrleitung wurden die Einsenkungen der Brücke gemessen und mit 22 mm festgestellt. Irgendeinen Einfluß auf die Dichtheit der Rohrleitung haben solche Formänderungen nicht, da nach allen bisher vorliegenden Erfahrungen die Wand von kontinuierlichen Holzrohren auch gegenüber stärkeren Verformungen unempfindlich bleibt. Kurz vor dem Übergang über die III liegt der tiefste Punkt der Leitung, der mit einem Leerlaufstutzen versehen ist. Obwohl das dem behelfsmäßigen Erdamm vorgelagerte Einlaufbecken eine hinreichende Reinigung des Wassers von mitgeführtem Sand erwarten läßt, soll der Leerlauf-

stutzen nötigenfalls zum Ausspülen etwaiger Ablagerungen verwendet werden können. Nach weiteren Krümmungen im Grundriß und Aufriß, die schon auf der Brücke beginnen, mündet die Rohrleitung in den Einlaufstutzen des Stollens. Als kleinster Krümmungshalbmesser für die Leitung wurden 70 m gewählt. Die Abbildungen zeigen die vorzügliche Anpassungsfähigkeit des Holzrohres an das Gelände.

Es war ursprünglich beabsichtigt, die Rohrleitung auf ihre ganze Länge auf hölzernen Sätteln zu verlegen. Dieses Verfahren hat sich bei Rohren derartigen Durchmessers allgemein eingebürgert, da es auf diese Weise möglich ist, der sehr wenig steifen Wand des Rohres den nötigen Halt gegen Verformen zu geben, und da außerdem die Instandhaltung

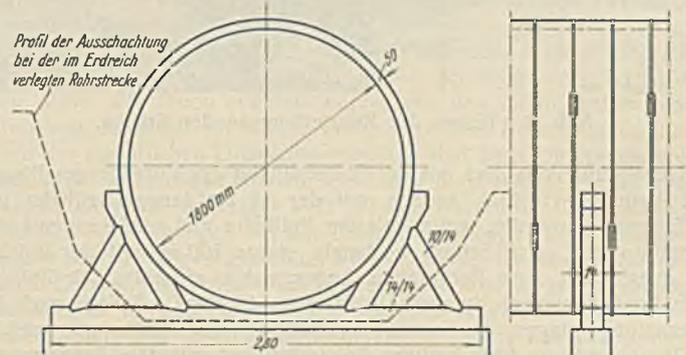


Abb. 3. Ausbildung der Rohrsättel.

der Leitungen so am besten gewährleistet ist. Da die Leitung nur ein Provisorium auf die Dauer von höchstens 10 Monaten darstellt und dann ohnehin wieder abgebrochen werden muß, spielt der Gesichtspunkt der Instandhaltung und Lebensdauer keine Rolle, weshalb auch auf jeglichen Schutzanstrich der Dauben von Anfang an verzichtet wurde. Der Untergrund, der aus feinem Kies und Sand mit nur wenigen groben Beimengungen besteht, die beim Verfüllen leicht aus der unmittelbaren Umgebung der Rohrwand ferngehalten werden konnten, ermöglichte es, die Leitung etwa zu 2/3 versenkt in das Erdreich einzubetten. Durch festes Stampfen der Auffüllung wurde eine hinreichende Widerstandsfähigkeit gegen Verformung erzielt. Als Auflast kommt nur das Gewicht der Schneedecke in Betracht. Diese Anordnung hat, abgesehen von den Kostenersparnissen gegenüber der Verlegung auf Sätteln, den wesentlichen Vorteil, daß die Leitung gegen den Druck etwa niedergehender Lawinen vollkommen geschützt ist. Nur im unteren Teil kurz vor und auf der Brücke, sowie vor dem Einlauf in den Stollen, wo die Leitung etwa senkrecht zum Talhang verläuft und ohnehin von Lawinen kaum gefährdet ist, ruht das Rohr auf Sätteln nach Abb. 3, die im Abstände von 2,5 m angeordnet sind.

Obwohl die Holzpreise in Vorarlberg niedriger sind als im benachbarten Süddeutschland, mußte bei der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit das fertig bearbeitete Daubenholz aus Deutschland eingeführt werden. Der Holzrohrbau setzt sorgfältig ausgelesenes und hinreichend trockenes

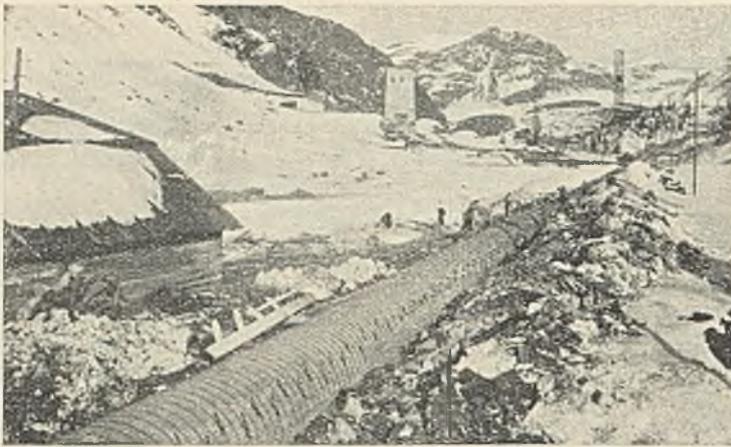


Abb. 5. Rohrleitung während des Hinterfüllens.



Abb. 6. Einmündung der Rohrleitung in den Stollen.

Holz voraus; außerdem erfordert die Bearbeitung eine Anzahl von Spezialmaschinen und Vorrichtungen, die nicht in jedem Betriebe zur Verfügung stehen und so wenig wie geschulte Arbeitskräfte improvisiert werden können. Trotz der erheblichen Mehrkosten an Fracht und Zoll blieb bei der Kürze der Zeit nichts anderes übrig, als das Holz von den Werken der Karl Kübler AG. in Goppingen und der mit ihr in Arbeitsgemeinschaft stehenden Firma Steinbeis & Consorten in Rosenheim zu beziehen. Der Versand mit der Hauptbahn bis Bludenz, mit der Montafoner Nebenbahn

In Krümmungen, besonders solchen im Grundriß, verursachte das Hereinziehen des Rohres einen erheblichen Mehraufwand an Zeit, so daß hier nur ein Drittel bis die Hälfte der genannten Arbeitsleistung erzielt werden konnte. Trotz mancher unvorhergesehener Schwierigkeiten und kleiner Änderungen des Entwurfs war die Leitung bis 21. November innerhalb 30 Arbeitstagen fertiggestellt.

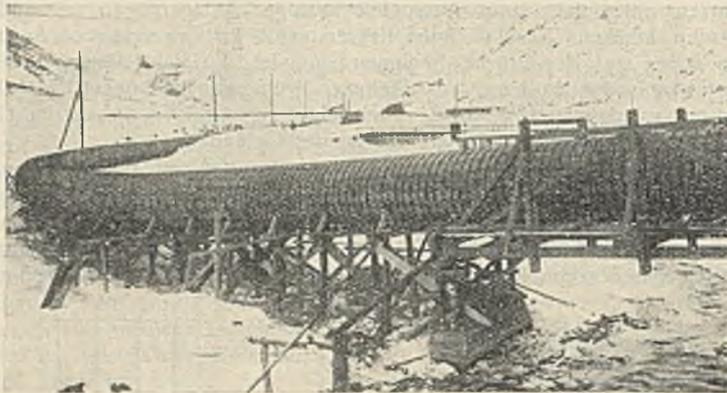


Abb. 4. Kurve der Rohrleitung an der Brücke.

Außer dem billigen Preis, der raschen Lieferfähigkeit und dem einfachen Transport unter den vorliegenden schwierigen Verhältnissen weist die Holzrohrleitung in diesem Falle noch weitere recht bemerkenswerte Vorzüge auf. Der Montagevorgang wird durch Kälte und Schnee, solange sich eben die Arbeiter noch im Freien aufhalten können, nicht nennenswert beeinträchtigt. Die starke Wärmeisolierung der 52 mm dicken Wand gibt die Gewähr dafür, daß auch bei strenger Kälte ein Ansetzen von Eis im Innern der Leitung, solange das Wasser in Bewegung ist, nicht befürchtet zu werden braucht. Treten durch irgendwelche unvorhergesehenen Ereignisse Beschädigungen der Rohrleitung ein, so läßt sie sich mit einfachsten Mitteln und in kurzer Zeit wieder in Stand setzen. Als beispielsweise während der Montage durch einen Sprengschuß ein großes Steinstück aus beträchtlicher Höhe gegen die Leitung geschleudert wurde und mehrere Dauben zerstörte, ließ sich die Ausbesserung innerhalb 6 Stunden durchführen. Unempfindlichkeit gegen Wasserstöße und Setzungen und Schnelligkeit der Ausbesserung verleihen den Holzrohren eine denkbar große Betriebsicherheit. Das Fehlen jeglicher Formstücke erleichtert die Trassierung, eine Änderung der Linienführung ist daher jederzeit möglich. Auch Änderungen des Betriebsdruckes kann durch Anpassung des Spannringabstandes Rechnung getragen werden. Der Ausbau der Leitung im kommenden Herbst wird ebenfalls in einfachster Weise vor sich gehen und ermöglicht eine nochmalige Wiederverwendung der sämtlichen Baustoffe.

bis Tschagguns, von dort mit der Materialbahn der Vorarlberger Illwerke nach Parthenen (18 km), sodann mit der 4,6 km langen Seilbahn nach der Talsperrenbaustelle, weiter mit der Rollbahn und wiederum mit einer Seilbahnrutsche, zum Schluß nochmals einige 100 m mit der Rollbahn und querfeldein zum Rohrgraben beanspruchte einschließlich Zoll und viermaligen Umladens durchschnittlich etwa 10 Tage. 3 Tage nach Auftragserteilung gingen die ersten Baustoffe zur Baustelle ab, und am 29. Oktober konnte trotz heftigen Schneetreibens mit dem Zusammenbau der Leitung begonnen werden. Um mehr Arbeitskräfte hierfür ansetzen und jeden Tag, an dem es das Wetter zuließ, voll ausnutzen zu können, wurde in der Mitte der Leitung mit dem Verlegen begonnen und von da nach beiden Seiten vorgebaut. Die tägliche Arbeitsleistung betrug in der Geraden bei normaler Arbeitszeit etwa 20 bis 30 m je Montagetrupp.

Die Kosten für die Rohrleitung stellen sich ohne Grabarbeiten, jedoch einschließlich des Transports und der Verzollung sowie der Montage auf rd. 52 000 RM. Die gesamte Anlage des Provisoriums, bestehend aus Einlaufbauwerk, Holzrohrleitung, Grabarbeiten, Rohrunterstützung und Brücke, sowie des Anschlusses im Einlauffurm des Stollens, stellt sich auf etwa 150 000 RM. Da von Beginn der Schneeschmelze an mit einer konstanten Wasserführung der Ill von über 10 m<sup>3</sup>/sek gerechnet werden kann, wird eine Dauerleistung von etwa 65 000 PS zur Verfügung stehen. Der durch den Erddamm geschaffene Stauraum ist zu klein, als daß er für den Energieausgleich nutzbar gemacht werden kann. Das Werk muß daher vorläufig als Laufwerk betrieben werden.

## Hydrologische Rechnungen für die Grundwasserabsenkung beim Bau der Nordschleusen-Anlage in Bremerhaven.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. W. Schardt und Dr.-Ing. H. Weber, Siemens-Bauunion.  
(Schluß aus Heft 29.)

### Betrieb der Gesamtanlage.

Für die Auswertung der Meßergebnisse während des Betriebes der Gesamtanlage ist zu berücksichtigen, daß sowohl am Binnen- als auch am Außenhaupt, d. h. an zwei räumlich verschiedenen Stellen, Grundwasser entnommen wurde, und daß die in den beiden Hauptern entnommenen Wassermengen voneinander verschieden waren.

Angenommen wurde, daß aus dem Binnenhaupt  $Q_1$  m<sup>3</sup>/sek und aus dem Außenhaupt  $Q_2$  m<sup>3</sup>/sek entnommen wurden, wobei  $Q_1 + Q_2 = Q$ , d. h. gleich der Gesamtentnahmemenge aus beiden Hauptern ist. Liegt der beobachtete Meßbrunnen in größerer Entfernung, sowohl vom Binnen- als auch vom Außenhaupt und wird die Entfernung vom Schwerpunkt des Binnenhauptes =  $a_1$  und die Entfernung vom Schwerpunkt des Außen-

hauptes =  $a_2$  gesetzt (vgl. Abb. 5), so würde für den betrachteten Meßbrunnen, vorausgesetzt, daß  $Q_1 = Q_2$  wäre, die Formel gelten

$$(2a) \quad Q = Q_1 + Q_2 = \frac{2 \pi m k s}{\ln R - \frac{1}{n} \cdot \ln a_1 a_2}$$

In Formel 2a ist  $n = 2$ . Diese Formel ist zulässig, da bei größerer

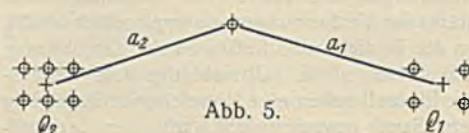


Abb. 5.

Entfernung des Meßbrunnens die Entspannung in dem beobachteten Meßbrunnen genau so groß ist, als wenn die Wassermenge  $Q_1$  bzw.  $Q_2$  aus

je einem einzelnen Brunnen am Binnen- bzw. am Außenhaupt entnommen würde.

Sind  $Q_1$  und  $Q_2$  voneinander verschieden und ist  $Q_2 = \alpha \cdot Q_1$ , so kann angenommen werden, daß am Binnenhaupt sich ein einziger Brunnen befindet, dem die Wassermenge  $Q_1$  entnommen wird, während am Außenhaupt  $\alpha$  Brunnen in Betrieb sind, von denen jeder einzelne ebenfalls  $Q_1$  liefert. Die Aufgabe ist damit auf den Fall zurückgeführt, daß  $(1 + \alpha)$  Brunnen in Betrieb sind, von denen jeder  $Q_1$  m<sup>3</sup>/sek fördert. Es läßt sich also auch hierfür die Formel 2a anwenden, nur mit dem Unterschied, daß  $n = 1 + \alpha$  wird, und daß statt der Entfernung  $a_2$  jetzt der Wert  $a_2^\alpha$  gesetzt werden muß, da in der mittleren Entfernung  $a_2$  vom Meßbrunnen nunmehr  $\alpha$  Brunnen in Wirksamkeit zu denken sind. Demgemäß wird erhalten:

$$(2b) \quad Q = Q_1 + Q_2 = \frac{2 \pi m k s}{\ln R - \frac{1}{1 + \alpha} \cdot \ln a_1 a_2^\alpha}$$

oder wenn

$$\frac{1}{1 + \alpha} \cdot \ln a_1 a_2^\alpha = \ln a$$

gesetzt wird, ergibt sich

$$(2) \quad Q = \frac{2 \pi m k s}{\ln R - \ln a}$$

Für Meßbrunnen, die sich in größerer Nähe eines der beiden Häupter befinden, wird nicht  $a_1$  bzw.  $a_2$  als Abstand vom Meßbrunnen bis zum Schwerpunkte der betreffenden Entspannungsanlage eingesetzt, sondern es wird hier der alte Wert benutzt

$$a_1 = \frac{1}{n_1} \cdot \ln x_1, x_2 \dots x_{n_1}$$

bzw.

$$a_2 = \frac{1}{n_2} \cdot \ln x_1, x_2 \dots x_{n_2}$$

Hierin ist  $n_1$  die Anzahl der Entnahmebrunnen in der ersten Entspannungsanlage (Binnenhaupt) und  $n_2$  die Anzahl der Entnahmebrunnen in der zweiten Entspannungsanlage (Außenhaupt).  $x_1, x_2 \dots x_{n_1}$  bzw.  $x_1, x_2 \dots x_{n_2}$  bedeuten die Entfernungen des Meßbrunnens von den einzelnen Entnahmebrunnen der ersten bzw. der zweiten Entspannungsanlage.

Nunmehr lassen sich die Beobachtungen am 11. Oktober 17 Uhr während des gleichzeitigen Betriebes im Binnen- und Außenhaupt in der gleichen Weise, wie oben beschrieben, auswerten. Die Fördermenge im Binnenhaupte betrug im Tagesmittel

$$Q_1 = 0,020 \text{ m}^3/\text{sek}$$

und im Außenhaupt im Tagesmittel

$$Q_2 = 0,026 \text{ m}^3/\text{sek}$$

Es ist daher

$$\alpha = \frac{Q_2}{Q_1} = \frac{0,026}{0,020} = 1,3$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 0,046 \text{ m}^3/\text{sek}$$

Brunnengruppen und mittlere Mächtigkeit  $m$ .

Brunnengruppe	Zugehörige Meßbrunnen	Mittl. Mächtigkeit $m$
Ost . . . . .	25, 26, VIII, 44, 45, VI, 46, 40	4,64
Nord . . . . .	1, 2, XI, 3, 4, 5	5,67
Süd . . . . .	33, 34, V, 35, 36	4,88

Die Ermittlung von  $R$ ,  $k$  und  $m \cdot k$  ist nachfolgend an dem Beispiel der Brunnengruppe Ost durchgeführt:

Meßbrunnen	Wasserstand	S	$a_1$	$a_2$	$\ln a$	$(\ln a)^2$	$S \ln a$
25	— 4,50	7,26	102	379	5,35	28,62	38,84
26	— 3,94	6,70	125	380	5,45	29,70	36,52
VIII	— 3,80	6,56	140	381	5,50	30,25	36,08
44	— 10,51	13,27	390	8,00	3,76	14,14	49,90
45	— 9,12	11,88	393	19,90	4,28	18,32	50,85
VI	— 7,81	10,57	399	39,10	4,67	21,81	49,36
46	— 7,58	10,34	384	49,10	4,89	23,91	50,57
40	— 4,47	7,23	412	123,30	5,34	28,32	38,61
—	—	73,81	—	—	39,24	195,27	350,73
—	—	$\Sigma S$	—	—	$\Sigma \ln a$	$\Sigma (\ln a)^2$	$\Sigma S \ln a$

Weiterhin ist zu setzen:

$$m = 4,64 \quad n = 8 \quad Q = 0,046 \text{ m}^3/\text{sek}$$

Es wird:

$$\ln R = \frac{73,81 \cdot 195,27 - 39,24 \cdot 350,73}{73,81 \cdot 39,24 - 8 \cdot 350,73} = 7,23$$

$$R = 1400 \text{ m}$$

$$k = \frac{0,046}{2 \cdot 4,64 \cdot 3,14} \cdot \frac{39,24^2 - 8 \cdot 195,27}{-90,46} = 0,000391 \text{ m/sek}$$

$$k \cdot m = 0,00181$$

Eine Kontrollrechnung für den Zeitpunkt des 10. Oktober 8 Uhr für die gleiche Brunnengruppe Ost lieferte folgende Werte:

$$R = 1400 \text{ m} \quad k = 0,000389 \text{ m/sek} \quad k \cdot m = 0,00180$$

Einfluß der Weser.

Wie schon erwähnt wurde, muß damit gerechnet werden, daß das artesische Stockwerk teilweise durch Wasser der Weser gespeist wird. Dies geht schon daraus hervor, daß die Wasserstände in den Meßbrunnen in starkem Maße (bis zu 30 cm) den Schwankungen von Ebbe und Flut ausgesetzt sind. Genauere Unterlagen hierüber standen durch die Aufzeichnungen der selbstschreibenden Pegel zur Verfügung. Aus diesen Aufzeichnungen ging hervor, daß, obwohl sie auf ein räumlich nur kleines Gebiet verteilt sind, die Pegel in der Nähe der Weser am stärksten schwanken, während die Schwankungen für die weiter entfernt liegenden Pegel stark abnehmen.

Auch aus der Form der aufgetragenen Entspannungskurven konnte auf den Zusammenhang zwischen Weserwasser und Grundwasser geschlossen werden.

Zusammenstellung der Gesamtergebnisse.

In der nachfolgenden Zusammenstellung sind die Ergebnisse, die bei der Auswertung gewonnen wurden, zusammengefaßt.

Zusammenstellung der Werte  $R$ ,  $k$  und  $m \cdot k$  aller Auswertungen.

Datum	Meßbrunnengruppe	$R$	$k$	$m \cdot k$
29. 9. 27	Nord	4200	0,000348	0,00197
29. 9. 27	Ost	1650	0,000248	0,00149
29. 9. 27	innerh.d.Spundwand	2820	0,000311	0,00176
24. 9. 27	Nord	4250	0,000345	0,00196
24. 9. 27	Ost	1550	0,000248	0,00149
24. 9. 27	innerh.d.Spundwand	2140	0,000303	0,00172
21. 10. 27	Süd	4620	0,000453	0,00224
21. 10. 27	Ost	4100	0,000655	0,00209
11. 10. 27	Ost	1400	0,000391	0,00181
10. 10. 27	Ost	1400	0,000389	0,00180
11. 10. 27	Nord	2400	0,000404	0,00228
11. 10. 27	Süd	1860	0,000426	0,00208

$$0,02269 : 12 = 0,00189 = m \cdot k$$

Aus dieser Zusammenstellung geht hervor, daß die  $m \cdot k$ -Werte für alle ausgewerteten Beobachtungen sehr gut übereinstimmen. Die höchsten und niedrigsten ermittelten Werte von  $m \cdot k$  weichen nur um rd. 20% von dem Mittelwert aus allen Beobachtungen, der sich zu  $m \cdot k = 0,00189$  ergeben hat, ab. Größere Unterschiede ergeben sich im  $k$ -Werte selbst, doch rühren diese, wie schon erwähnt wurde, von den Zufälligkeiten bei der Bestimmung der Werte für  $m$  her. Bei den weiteren Berechnungen für den Entwurf der eigentlichen Entspannungsanlage sind diese Unterschiede ohne Belang, da die Rechnungen mit dem Werte  $m \cdot k$  durchgeführt werden können.

Große Unterschiede zeigen sich bei den Werten  $R$ . Tatsächlich muß mit solchen Abweichungen bei der Entspannung bei zeitlich aufeinanderfolgenden Beobachtungen gerechnet werden, da der Gleichgewichtszustand bei einer Entspannung artesischen Wassers sehr labil ist und geringfügige Schwankungen in der Fördermenge sofort Druckveränderungen im artesischen Felde und damit auch Änderungen in der Reichweite hervorrufen. Wichtig ist das Ergebnis, daß die Reichweite bei der Entspannung nach keiner Seite hin über 5000 m hinausging.

Bei hydrologischen Vorausberechnungen für den Entwurf einer Entspannungsanlage spielt die Größe der Reichweite keine wesentliche Rolle, da in der maßgebenden Formel 2 nicht  $R$ , sondern  $\ln R$  auftritt und Fehler von  $R$  daher ganz wesentlich abgeschwächt werden. Für die Berechnung der bei der endgültigen Entspannungsanlage zu erwartenden Fördermenge war es daher genügend genau mit  $R = 2000$  m zu rechnen. Eine tatsächliche Vergrößerung der Reichweite über diesen Wert hinaus hätte bedeutet, daß in Wirklichkeit eine etwas geringere Menge Wasser zu fördern gewesen wäre, als berechnet wurde.

### 3. Die hydrologische Berechnung für den Entwurf der Entspannungsanlagen der beiden Schleusenhäupter auf Grund des Ergebnisses der Probeabsenkung.

Auf Grund der Auswertung der bei der Probeabsenkung angestellten Beobachtungen wurden folgende Werte eingesetzt:

$$m \cdot k = 0,00189 \text{ m} \quad R = 2000 \text{ m}$$

Ferner standen auf Grund der örtlichen Verhältnisse und des Entwurfs des Bauwerkes (vgl. Abb. 6) für das Außenhaupt folgende Werte zur Verfügung:

$$H = 24,75 \quad h = 7,00$$

Der Inhalt der von den Brunnen umschlossenen Fläche betrug  $F = 5400$  m<sup>2</sup>, der Halbmesser des flächengleichen Kreises war daher

$$A = \sqrt{\frac{F}{\pi}} = \sqrt{\frac{5440}{3,14}} = 42 \text{ m}$$

Die zu fördernde Wassermenge ist für den Fall zu berechnen, daß nur die Anlage des Außenhauptes in Betrieb ist, da die Arbeiten hier zunächst gefördert werden sollen. Es besteht die Gleichung:

$$Q = \frac{2 \pi m k (H - h)}{\ln \frac{R}{A}}$$

$$Q = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 0,00189 (24,75 - 7)}{\ln \frac{2000}{42}}$$

Hieraus ergibt sich  
 $Q = 0,054 \text{ m}^3/\text{sek}$   
 $= 54 \text{ l/sek.}$

Zwecks Bestimmung der Brunnenzahl wurde ferner das Fassungsvermögen  $f$  eines Brunnens nach Sichardt berechnet:

$$f = 2 x_o \pi y_o \cdot \frac{\sqrt{k}}{15}$$

Der Brunnenwasserstand  $y_o$  kann hier gleich  $m$  gesetzt werden:

$$y_o = m = \text{rd. } 6,0 \text{ m}$$

Weiter ist der Brunnenhalbmesser  $x_o = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m.}$

Der  $k$ -Wert errechnet sich aus  $m \cdot k = 0,00189$  und  $m = 6$  zu

$$k = \frac{0,00189}{6} = \text{rd. } 0,0003$$

(zur Sicherheit nach unten abgerundet).

$$\text{Demnach } f = 2 \cdot 0,075 \cdot 3,14 \cdot 6 \cdot \frac{\sqrt{0,0003}}{15}$$

$$f = 0,0033 \text{ m}^3/\text{sek} \quad f = 3,3 \text{ l/sek.}$$

Als erforderliche Brunnenzahl wird für das Außenhaupt allein erhalten

$$\frac{54}{3,3} = 17 \text{ Stück Brunnen.}$$

Vorgeschlagen wurden 20 Stück.

Da zum Schluß das Binnenhaupt allein in Betrieb sein sollte, wurde für dieses mit der gleichen Brunnenzahl gerechnet, während, wie erwähnt, 18 Stück dort nur eingebaut wurden.

**4. Nachprüfung der Ergebnisse der Auswertung der Probeabsenkung an Hand der mit der eigentlichen Anlage gemachten Beobachtungen.**

Für die Berechnung von  $R$ ,  $k$  und  $m \cdot k$  aus den Beobachtungen des Außenhauptes wurde der gleiche Rechnungsgang unter Zuhilfenahme der Formeln 5 und 6, wie bei der Auswertung der Versuchsergebnisse gewählt. Für die Rechnung wurden die in der Achsenrichtung der Schleuse sich erstreckenden Meßbrunnengruppen Nord-Süd (vgl. Abb. 7) berücksichtigt.

Als maßgebend für die Auswertung sind die Meßergebnisse vom 6. März 1929 (Abb. 8) angenommen worden. An diesem Tage befand sich die Entlastungsanlage im Außenhaupt der Nordschleuse bereits seit Monaten in Betrieb und förderte eine durchschnittliche Wassermenge von

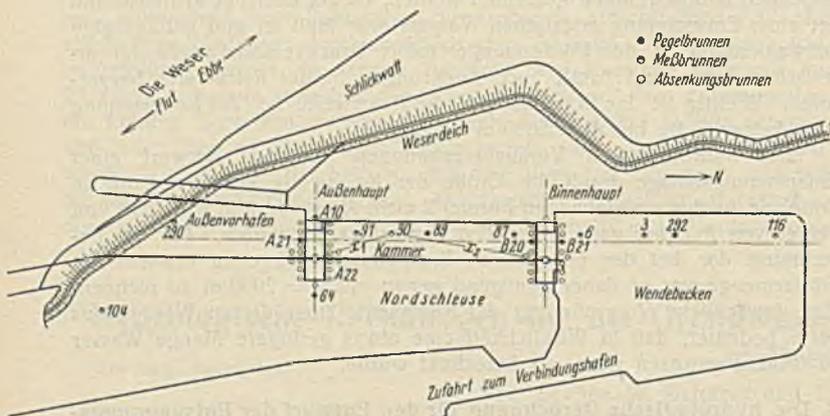


Abb. 7. Lageplan der Entlastungsanlage.

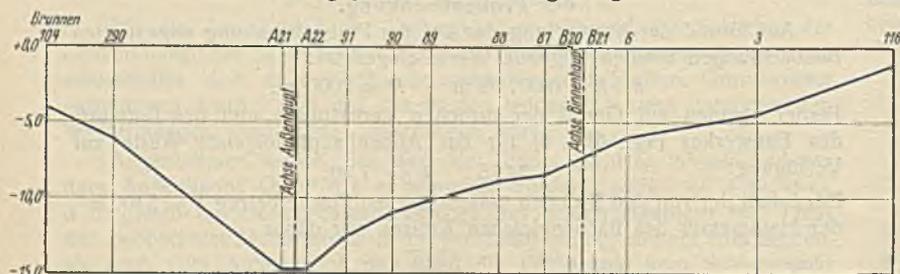


Abb. 8. Absenkungskurve des Außenhauptes.

$Q_1 = 0,050 \text{ m}^3/\text{sek.}$  Zu der Zeit lief die Anlage im Binnenhaupt noch nicht, doch muß mit einer Wasserentnahme auch dort gerechnet werden, weil aus den einzelnen dort bereits gebohrten Brunnen das artesische Wasser frei herausfloß und einen Einfluß auf die Gestalt der Absenkungskurve ausübte.

Die Wassermenge  $Q_2$ , die im Binnenhaupt frei herausfloß, betrug  $0,010 \text{ m}^3/\text{sek}$ , d. h. ein Fünftel derjenigen des Außenhauptes. Um diese doppelten Wasserentnahmestellen in der Rechnung zu berücksichtigen, müssen die bei der Auswertung der Versuchsergebnisse entwickelten Formeln angewendet werden. Dementsprechend beträgt die insgesamt geförderte Wassermenge  $Q = Q_1 + Q_2 = 0,050 + 0,010 = 0,060 \text{ m}^3/\text{sek}$ , und der Wert  $\alpha$  ergibt sich zu  $\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{0,050}{0,010} = 5$ .

Der Wert  $\alpha = 5$  bedeutet, daß die aus dem Außenhaupt geförderte Wassermenge fünfmal so groß ist wie die aus dem Binnenhaupt, und daß im Ausdruck  $\ln a = \frac{1}{n} \cdot \ln x_1 \cdot x_2$ , worin  $x_1$  und  $x_2$  die Abstände der Meßbrunnen von dem Schwerpunkt der Anlagen im Außen- und Binnenhaupt sind und  $n$  die Anzahl der Wasserentnahmestellen bedeutet,  $n$  durch  $1 + \alpha$  und  $x_1$  durch  $x_1^\alpha$  zu ersetzen sind. Mithin ist  $\ln a = \frac{1}{1 + \alpha} \cdot \ln x_1^\alpha \cdot x_2$  und  $a = \sqrt[1 + \alpha]{x_1^\alpha \cdot x_2}$ . Für unseren Fall ist  $a = \sqrt[6]{x_1^5 \cdot x_2}$ .

Die für die Rechnung gemäß den Formeln 5 und 6 erforderlichen Werte sind in nachstehender Tabelle zusammengefaßt worden.

Es bedeuten darin:

- $z$  = die gemessenen Wasserstände,
- $S$  = die Absenkung vom freien Wasserspiegel aus gemessen, der auf der Ord. + 2,76 angenommen ist,
- $x_1$  = den Abstand der Meßbrunnen vom Schwerpunkt der Anlage im Außenhaupt,
- $x_2$  = den Abstand der Meßbrunnen vom Schwerpunkt der Anlage im Binnenhaupt,
- $a = \sqrt[6]{x_1^5 \cdot x_2}$ .

**Zusammenstellung.**

Br. Nr.	$z$	$S$	$x_1$	$x_2$	$a$	$\ln a$	$(\ln a)^2$	$S \ln a$
A 21	-14,80	17,56	35,0	405,0	53	3,97	15,76	69,71
A 22	-14,75	17,51	30,0	365,0	45,5	3,82	14,59	66,89
91	-12,50	15,26	80,0	315,0	100,5	4,61	21,25	70,35
A 10	-12,50	15,26	70,0	385,0	93	4,53	20,52	69,13
64	-12,20	14,96	60,0	385,0	82	4,41	19,45	65,97
90	-11,00	13,76	135,0	260,0	151	5,02	25,20	69,08
89	-10,20	12,96	190,0	200,0	192	5,26	27,67	68,17
87	-8,50	11,26	333,0	65,0	251	5,53	30,58	62,27
B 20	-7,80	10,56	360,0	40,0	250	5,52	30,47	58,29
B 21	-7,00	9,76	405,0	40,0	275	5,62	31,58	54,85
6	-6,00	8,76	440,0	70,0	324	5,78	33,41	50,63
290	-6,10	8,86	245,0	620,0	286	5,66	32,04	50,15
3	-4,50	7,26	545,0	165,0	447	6,10	37,21	44,29
104	-4,00	6,76	360,0	735,0	405	6,00	36,00	40,56
292	-2,40	5,16	595,0	215,0	502	6,22	38,69	32,10
116	-1,20	3,96	755,0	375,0	672	6,51	42,38	25,78
		179,61				84,56	456,80	890,22
		$\sum S$				$\sum \ln a$	$\sum (\ln a)^2$	$\sum S \ln a$
		1				1	1	1

Es ist  $Q = 0,060 \text{ m}^3/\text{sek}$

$r = 16 = \text{Anzahl der Brunnen.}$

Man erhält:

$$k \cdot m = \frac{0,060}{2 \cdot 3,14} \cdot \frac{84,56^2 - 16 \cdot 456,8}{16 \cdot 898,22 - 179,61 \cdot 84,56} = 0,00955 \cdot \frac{158,41}{816,30}$$

$$k \cdot m = 0,00185.$$

Ist  $m = \text{Mächtigkeit der grundwasserführenden Schicht} = \text{rd. } 6,0 \text{ m}$ , so wird

$$k = \frac{0,00185}{6} = 0,0003.$$

Weiterhin ist

$$\ln R = \frac{179,61 \cdot 456,80 - 84,56 \cdot 898,22}{179,61 \cdot 84,56 - 16 \cdot 898,22} = 7,46$$

und

$$R = 1700 \text{ m.}$$

Vergleicht man die Werte der Hauptanlage mit denen der Versuchsanlagen, so ergibt sich, daß dem hier errechneten Wert  $m \cdot k = 0,00185$  ein solcher von  $0,00189$  im Mittel gegenübersteht. Die gute Übereinstimmung dieses Ergebnisses war allerdings auch vorauszusehen, wenn man in Betracht zieht, daß die Grundwasserentlastungsanlagen, die auf Grund der Auswertung der Versuchsanlagen entworfen worden sind, die gewünschte Absenkung erreicht haben.

## Vermischtes.

Technische Hochschule Berlin. Geh. Regierungsrat Prof. Boost und Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. Chr. de Thierry sind in Anerkennung ihrer Verdienste um die Technische Hochschule Berlin für deren Ehrenbürgern ernannt worden.

Technische Hochschule Breslau. Dem Prof. Dr.-Ing. A. Berrer ist mit Wirkung vom 1. April 1930 ab ein Lehrauftrag für Eisenbetonbau erteilt worden.

Max Contag †. Am 15. Juni wurde der Geheime Baurat Max Contag, nachdem er am 4. Juni sein 78. Lebensjahr vollendet hatte, aus seinem arbeitsreichen Leben abberufen.

Max Contag stammt aus Ostpreußen; aber schon in jungen Jahren kam er nach Berlin, wo er am „Grauen Kloster“ seine Gymnasialausbildung erhielt und später an der Bauakademie studierte. Nach Ablegung der staatlichen Prüfung war er zunächst als Regierungsbaumeister im Staatsdienst tätig. Aber bald entschied er sich für den freien Beruf und gründete am 8. Oktober 1882 zusammen mit seinem Studienfreund und Bundesbruder, dem Regierungsbaumeister Christian Havestadt, die bekannte Ingenieurfirma Havestadt & Contag. Das berufliche Schaffen Max Contags und seine Erfolge im Leben sind mit denen seiner Firma eng verknüpft. Nach außen hin ist die Firma am meisten dadurch bekanntgeworden, daß sie an fast allen Wasserstraßenplanungen, die in den letzten fünf Jahrzehnten zur Diskussion standen und zum Teil auch zur Ausführung gekommen sind, mitgearbeitet hat. Aber auch auf eisenbahntechnischem Gebiet hat die Firma große Aufgaben gelöst. Zahlreiche Straßen- und Kleinbahnen (u. a. Köln-Bonner Kreisbahnen) sind nicht nur von ihr entworfen und unter ihrer Bauleitung zur Ausführung gekommen, sondern auch in einer Übergangszeit von ihr betrieben worden. Viele Aufträge erhielt sie auch von der Industrie, für die sie Sandversatz-, Werks- und Massengüterbahnen, oft in Verbindung mit Hafenanlagen und anderen Transporteinrichtungen, entwarf. Auch von vielen Wasserkraftanlagen im In- und Auslande sind Havestadt & Contag die geistigen Urheber. Kurz nachdem die Firma eines ihrer bedeutendsten Werke, den Teltowkanal, unter ihrer Bauleitung vollendet hatte, verlor Max Contag seinen Freund und Sozius Christian Havestadt, der am 29. Dezember 1908 als Geh. Baurat und Mitglied der Akademie des Bauwesens starb. Er führte dann gemeinsam mit den herangewachsenen Söhnen beider Sozilen die Firma weiter. 1920 zog er sich aus seiner Tätigkeit in der Firma zurück, jedoch blieb er auch dann nicht müßig. Zahlreiche literarische Beiträge in Fachzeitschriften — auch die „Bautechnik“ hat seiner Feder viele Aufsätze zu verdanken — und Gutachten lieferten immer aufs neue den Beweis seiner geistigen Regsamkeit und Frische.

An äußeren Ehrungen hat es Contag nicht gefehlt. Nachdem ihm bereits in früheren Jahren der Charakter eines Königlichen Baurats und später der des Geheimen Baurats verliehen war, wurde er 1919 durch die Wahl in die Preußische Akademie für Bauwesen geehrt. Der Zentralverein für Binnenschifffahrt ernannte ihn zu seinem korrespondierenden Mitgliede. Der Akademische Verein Motiv an der Technischen Hochschule Berlin, dem er auch als Alter Herr stets in besonderer Liebe zugehen war, machte ihn zu seinem Ehrenmitglied. Von seinen zahlreichen Ehrenämtern sei noch seiner Tätigkeit als Stadtverordneter der früheren Stadtgemeinde Berlin-Wilmersdorf gedacht.

Als Mensch zeichnete ihn ein lebenswürdiger, stets hilfsbereiter Charakter und sein gewinnendes Wesen aus, das ihm viele Freunde gewann. Alle, die ihn in oder außerhalb des Berufs kennengelernt haben, werden ihn niemals vergessen.

**Geschweißte Stahlgewebe für Eisenbetonplatten.** Einem Rundschreiben des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) an seine Mitglieder entnehmen wir folgendes:

In einer Werbeschrift der Stahlgewebe G. m. b. H. in Düsseldorf wird über einen Bruchversuch mit Eisenbetonplatten berichtet, die einmal in üblicher Weise mit Rundisen und sodann mit geschweißten Stahlgeweben bewehrt waren.

Die geschweißten Stahlgewebe bestehen aus Stahldrähten mit 6700 bis 7000 kg/cm<sup>2</sup> Zugfestigkeit, 6000 bis 6100 kg/cm<sup>2</sup> Streckgrenze und 6 bis 8% Bruchdehnung.

Die geprüften Eisenbetonplatten waren 200 cm lang, 45 cm breit und 6 cm dick. Die Auflagerentfernung beim Bruchversuch betrug 190 cm. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 hochw. Zement: 5,5 Zuschlagstoffe (gewaschener scharfer Grubenkies und 10 bis 15% Hochofenschlackensplitt). Das Alter der Platten am Tage der Prüfung war etwa drei Monate.

Die Hälfte der Platten (3 Stück) hatte gewöhnliche Rundisenbewehrung, bestehend aus sechs Trageisen von 5 mm Durchm. mit Endhaken und vier Verteilungseisen von 5 mm Durchm. mit Endhaken. Das Gewicht der Bewehrung war 2,1 kg je Platte. Die andere Hälfte der Platten (3 Stück) war mit einem Stahlgewebe von 7,5 × 30 cm Maschenweite bewehrt. Die Drahtstärke der Längsstäbe war 5 mm, die der Querstäbe 3,4 mm. Endhaken hatten die Drähte nicht. Das Gewicht der Bewehrung betrug 1,9 kg je Platte.

Die sechs Platten wurden hintereinander bis zum Bruch belastet, und zwar so, daß die Belastung auf je 25 cm beiderseits der Plattenmitte, also auf eine Gesamtbreite von 50 cm, ausgedehnt wurde.

Die Bruchlast der mit Rundisen bewehrten Platten war im Durchschnitt 368 kg, die der Platten mit Stahlgewebewehrung 678 kg. Die Bruchlasten verhielten sich also wie 6:11. Die Durchbiegung unmittelbar

vor dem Bruch war bei den mit Rundisen bewehrten Platten 17 mm, bei den stahlbewehrten Platten 42 mm.

Während bei den Platten mit Rundisenbewehrung mit dumpfem Knacks ein ziemlich breiter Riß entstand, dem bei weiterer Belastung schnell der plötzliche Durchbruch folgte, bildeten sich bei den stahlbewehrten Platten erst bei  $\frac{1}{5}$  der Bruchlast fast unmerkliche Haarrisse. Auch bei voller Bruchlast trat der Bruch nur ganz allmählich an einer ganzen Reihe von Stellen durch Reißen der Bewehrung ein.

**Über die Adsorption von Asphalt und Teer an verschiedenen Gesteinsarten und ihren Einfluß auf die Festigkeitseigenschaften von Asphalt- und Teermineralmischungen** sprach am 2. Juni 1930 Dr.-Ing. R. Wilhelm, Leiter der Versuchsanstalt für Straßenbau an der Technischen Hochschule Stuttgart (Vorstand Prof. Dr.-Ing. Neumann), anlässlich der Tagung des Ausschusses „Asphaltstraßen“ der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau in Stuttgart. Er berichtete dabei über die Versuche zur Klärung der Adsorptionserscheinungen, die in der Versuchsanstalt vorgenommen wurden. Es wurde das Adsorptionsvermögen einer großen Anzahl der für den Straßenbau in Betracht kommenden Gesteinsarten gegenüber den verschiedensten Asphaltarten und Teer untersucht, und die Beziehungen des Adsorptionsvermögens zur Oberfläche der Minerale und der Konzentration des Bindemittels wurden geklärt. Durch Aufstellung sogenannter Adsorptionsisothermen konnten die einzelnen Gesteins- und Bindemittelarten hinsichtlich ihres Adsorptionswertes untereinander verglichen werden. Als Ergebnis dieser Versuche wurde z. B. gefunden, daß Schiefermehl, Basalt und Porphyry ein großes Adsorptionsvermögen sowohl an Asphalt als auch an Teer aufweisen, während es bei Kalk und Quarz bedeutend geringer ist. Interessant waren die Ergebnisse an Trinidadasphalt, bei dem das große Adsorptionsvermögen der mineralischen Bestandteile und der hohe Adsorptionswert des Reinbitumens besonders hervortritt. Wichtig war die Feststellung, daß die harten Asphalte stärker adsorbieren als die weichen Asphalte, und daß Teer in seinem Adsorptionswert hinter Asphalt zurückbleibt. Durch Zerlegung der Asphalte in ihre Bestandteile — Asphaltene, Erdölharze und Asphaltöle — und Ausführung von Adsorptionsversuchen mit diesen Zerlegungsprodukten konnte der Unterschied im Adsorptionswert der Asphalte geklärt werden: Asphalte mit hohem Asphaltengehalt werden stärker adsorbiert als solche mit niederem Asphaltengehalt. Ferner wurden Versuche angestellt über den Einfluß der Adsorption auf die mechanischen Eigenschaften von Asphalt- und Teermineralmischungen. Eine große Anzahl derartiger Mischungen wurden an ihren Probekörpern auf Druck-, Verformungs- und Zerreißeigenschaften geprüft; es ergibt sich, daß die gefundenen Werte in enger Beziehung stehen zur Lage der Adsorptionsisothermen insofern, als einem Mineral mit großem Adsorptionsvermögen auch günstige Festigkeitseigenschaften seiner Mischung mit Asphalt und Teer entsprechen. Diese Untersuchungen sind für den praktischen Straßenbau von großer Bedeutung, weil die Adsorptionsversuche wichtigen Aufschluß über die Haftfestigkeit und Bindekraft von Mineral und Bindemittel geben und bei Berücksichtigung der Adsorptionserscheinungen eine einwandfreie Beurteilung einer Gesteinsart zur Eignung als Straßenbaustoff ermöglicht wird. Durch solche Versuche ist man in der Lage, sich schon im voraus über die zu erwartenden Festigkeitseigenschaften Aufschluß zu verschaffen, wodurch im praktischen Straßenbau manche Fehlschläge vermieden werden können.

**Explosions-Schlagwerkzeuge.** Bei mechanischen Schlagwerkzeugen wie Rammen, Meißeln, Stampfern usw. ist verhältnismäßig neuartig der Antrieb durch einen Explosionsmotor ohne umlaufende Teile, der von der Delmag, Eßlingen, angewendet wird und auf der Leipziger Messe 1930 gezeigt wurde (Abb. 1, 2, 3).

Im Zylinder des Motors der Ramme (Abb. 4) befindet sich ein Kolben  $K$ . Beim Zünden des Gasgemisches im Zylinderraum  $a$  auf elektrischem Wege durch die Zündkerze  $Z$  steht der Kolben  $K$  mit der Kolbenstange  $P$  auf dem zu rammenen Pfahl auf und kann sich nicht bewegen, so daß der Zylinder  $C$  und der damit verbundene Rammbar in die Höhe gerissen wird. Da der Kolben  $K$  zunächst stehenbleibt, der Vergaser  $V$  sich aber nach oben bewegt, wird die äußere Kolbenfeder  $F_1$  gespannt. Sobald die seitlichen Auspuffschlitze  $b$  am Zylinder frei geworden sind, entweichen durch sie die Verbrennungsgase, die Kolbenfeder  $F_1$  tritt in Tätigkeit und wirft den Kolben nach oben. Die innere Pufferfeder  $F_2$  hat inzwischen die Kolbenstange  $P$  an der Kolbenstangenmutter  $M$  aufgefangen und wirft die Kolbenstange ebenfalls hoch, bis der am unteren Ende der Kolbenstange befindliche Bund an der Büchse  $E$  zum Anliegen kommt. Durch die Explosion wird außerdem der kleine Ausklinkkolben  $D$  nach oben geschleudert. Er trifft auf die Klinke  $L$ , die den Zündhebel  $H$  auslöst. Die Feder  $F_3$  kann das Hauptventil nach unten öffnen, nachdem die Verbrennungsgase entwichen sind. Nach diesen Vorgängen fällt der ganze Motor und leistet beim Aufschlagen die Arbeit. Beim Aufschlagen der Ramme fällt der Kolben infolge seines Beharrungsvermögens weiter, bis er auf der Kolbenstange anliegt. Durch diesen Vorgang wird neues Gasgemisch angesaugt, so daß die nächste Zündung folgen kann. Der Motor arbeitet also ebenso wie ein Viertaktmotor mit umlaufender Kurbelwelle.

Der Vergaser  $V$  ist ein Oberflächenvergaser, in dem der Brennstoff dauernd geschüttelt wird. Der untere Teil  $f$  wird mit Brennstoff gefüllt. Nach oben ist der Gasraum  $g$  durch ein durchlöcherches Blech  $B$  abgeschlossen. Der Vergaser, der nach oben durch einen Deckel abgeschlossen ist, ist gegen kleine Mengen Schmutz, Wasser, Öl usw. unempfindlich. Die Zusatzluft wird durch die auf dem Zylinderkopf sitzende

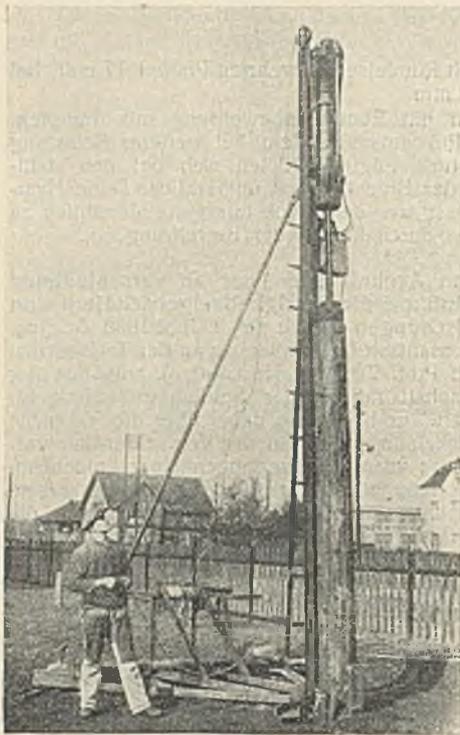


Abb. 1. Explosions-Pfahrramme.



Abb. 2. Explosions-Stampfer.



Abb. 3. Explosions-Aufbruchmeißel.

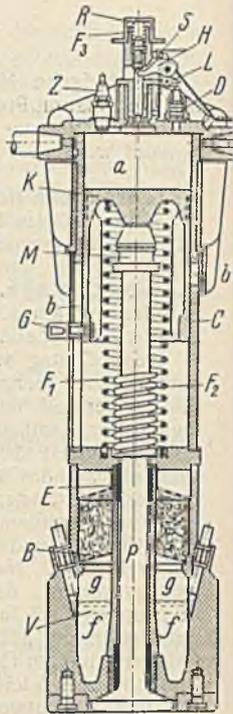


Abb. 4. Schem. der Antriebsmaschine.

Rändelmutter *R* eingestellt. Wenn die Mutter völlig geschlossen ist, sind auch die Luftzuführungskanäle geschlossen. Beim Inbetriebsetzen der Maschine muß die Zusatzluft vollständig gedrosselt

*B* Abdeckblech. *C* Zylinder. *D* Auslenk Kolben. *E* Büchse. *G* Griff. *H* Zündhebel. *K* Kolben. *L* Klinken. *M* Kolbenstangenmutter. *P* Kolbenstange. *R* Rändelmutter. *V* Vergaser. *Z* Zündkerze. *S* Kontaktstift. *F*<sub>1</sub>, *F*<sub>2</sub>, *F*<sub>3</sub> Federn. *a* Zylinderraum. *b* Auspuffschlitze. *f* unterer Vergaserteil. *g* Gasraum.

werden. Nach wenigen Schlägen wird etwas Zusatzluft gegeben, die nach weiteren Schlägen vermehrt wird.

Als Betriebsstoff dient reines Benzol. Bei diesem braucht die Zusatzluft nur wenig verändert zu werden, außerdem läuft die Ramme, bis auch der letzte Rest Benzol vergast ist.

Für die Zündung, die durch den Bedienungsmann geschieht, trägt der Arbeiter einen Akkumulator mit Zündspule auf dem Rücken. Der Akkumulator mit flüssiger Säure hat 6 V Spannung. Die Zündspule ist genau so wie bei Automobilen gebaut. Von dem Tornister führen ein Doppelkabel und ein einfaches Kabel nach der Ramme. Der eine Strang des Doppelkabels für den 6-V-Strom geht zum Kontaktstift *S*, der andere zum Gehäuse des Motors. Das Hochspannungskabel ist unmittelbar an die Zündkerze *Z* angeschlossen.

Die Schmierung der bewegten Teile geschieht von Hand durch die verschiedenen Schmierstellen. Bei Dauerbetrieb muß die Ramme etwa in Abständen von 30 min geschmiert werden.

Zum Ingangsetzen läßt man die Maschine einige Bewegungen ausführen, die dem Andrehen eines Viertaktmotors entsprechen. Zu diesem Zwecke ist ein besonderer Griff *G* angebracht. Durch Regelung der Zusatzluft kommt schließlich der Motor in Gang.

Die Sprunghöhe der Ramme ist in kaltem Zustande wesentlich höher als während des normalen Betriebes. Sie kann daher so eingestellt werden, daß sie in beiden Zuständen beinahe gleich hoch springt. Die normale Sprunghöhe der Pflasterramme mit 90 kg Gewicht ist 30 bis 35 cm. Die Pfahrramme und die Meißelramme können wesentlich höher springen.

Zur Verwendung als Ramme für Großpflaster, Kleinpflaster, als Bodestampfer, Pfahrramme oder als Aufbruchmeißel werden die Rammfüße ausgetauscht, wobei an der Arbeitsweise keine grundsätzlichen Veränderungen entstehen.

Die Maschine ist gegen äußere Einflüsse ziemlich unempfindlich, wenn auch der Aufbau einen anderen Eindruck erwecken könnte. Sie hat den großen Vorteil der Unabhängigkeit von anderen Zusatzmaschinen, z.B. Kompressoren usw., und kann daher überall ohne besondere Vorbereitungen in Tätigkeit gesetzt werden.

Riedig.

**Bauausstellung Berlin 1931.** Die Vorstände des Deutschen Betonvereins und des Reichsverbandes industrieller Bauunternehmungen haben mit Rücksicht auf die überaus schlechte Wirtschaftslage beschlossen, sich an der Bauausstellung Berlin 1931 nicht zu beteiligen.

**Berichtigung.** In Heft 25, S. 365 sind, wie aus dem zugehörigen Text (rechte Spalte) ohne weiteres hervorgeht, die Beschriftungen der Abb. 24 und 25 miteinander zu vertauschen.

**Patentschau.**

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

**Drehbrücke, deren Laufrollen beim Absenken einer Brückenendstütze sich auf eine waagerechte Laufbahn legen.** (Kl. 19d, Nr. 479 854 vom 18. 2. 1928 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG. in Nürnberg.) Die Drehbrücke *a* ruht in der Verkehrslage mit dem längeren Arm auf dem Lager *b* und mit dem kürzeren Arm auf heb- und senkbaren Endstützen *c* in Form von Daumenscheiben. Im Drehpunkt ist die Brücke durch den im Pfeiler *d* eingebetteten Zapfen *e* geführt, auf

dem sie frei gleiten kann, so daß er nur zur Führung dient. An beiden Brückenarmen ist unterhalb der Seitenträger je ein Laufrollenpaar *f, h* angeordnet, deren Laufbahnen *g, i* im Pfeiler versenkt und deren Oberkanten mit der Pfeileroberfläche bündig liegen. Die Laufrollenpaare sind so angeordnet, daß die Achsen der Laufrollenpaare des beim Ablösen der Brücke von den Endstützen sich senkenden Brückenarmes, d. h. also

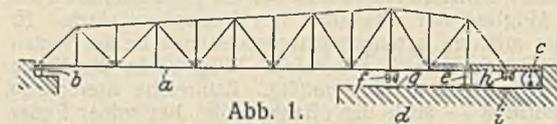


Abb. 1.

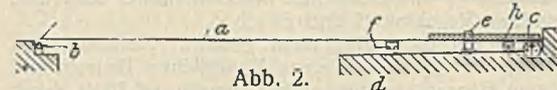
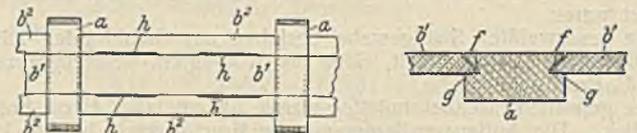


Abb. 2.

hier des kürzeren Armes, in geringerem Abstand von der Unterseite der Brücke lagern als die Achsen der Laufrollenpaare *f* des anderen Brückenarmes. Wird nun der kürzere Brückenarm durch Absenken der Daumenscheiben *c* gesenkt, treffen zunächst die Laufrollen *f* des anderen Brückenarmes auf ihre Rollenbahn *g*, so daß eine Teillast der Brücke von diesen Rollen übernommen wird, während die Brücke auf den Drehzapfen *e* frei gleitet. Beim weiteren Absenken der Stützen *c* hebt sich dann der andere Brückenarm von den ortsfesten Auflagern *b* ab, bis die Laufrollen *h* auf die Laufbahn *i* treffen und an Stelle der entlasteten Daumenscheibenstützen *c* deren Lastanteil übernehmen.

**Grabenauskleidung aus mit offenen Fugen verlegten Eisenbetonplatten.** (Kl. 19e, Nr. 486 083 vom 1. 3. 1928 von Süddeutsche Tiefbaugesellschaft Polensky & Zöllner in München.) Um den Einbau der Platten zu vereinfachen, sind die in bestimmten, der Länge der Eisenbetonplatten *b* entsprechenden Abständen in die Grabensohle eingebetteten Querschwellen *a* an den oberen Längskanten mit unterschrittenen Nuten *f*



versehen, in die die Platten *b* mit an ihren Stirnseiten angeordneten Nasen *g* eingreifen. Das Einschieben der Platten in die Nuten geschieht in der Querrichtung zum Graben, und zwar bei den Sohlenplatten *b*<sub>1</sub> in waagerechter Richtung und bei den Böschungsplatten *b*<sub>2</sub> in der Richtung der Böschung. Die Längsränder der Platten weisen Aussparungen *h* auf, die als Sickerschlitze dienen.

**INHALT:** Eisenbetonbrücken in einer Hauptstrecke der Reichsbahn. — Die Eisenkonstruktion der Echeisbacher Brücke. (Schluß.) — Bau einer Holzrohrleitung für das Vermunkkraftwerk. — Hydrologische Rechnungen für die Grundwasserabsenkung beim Bau der Nordschleusen-Anlage in Bremerhaven. (Schluß.) — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Technische Hochschule Breslau. — Max Contag 1. — Geschweißte Stahlgewebe für Eisenbetonplatten. — Über die Adsorption von Asphalt und Teer an verschiedenen Gesteinsarten und ihren Einfluß auf die Festigkeitseigenschaften von Asphalt- und Teermineralmischungen. — Explosions-Schlagwerkzeuge. — Bauausstellung Berlin 1931. — Berichtigung. — Patentschau.

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