

# DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 7. April 1939

Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

## Zwei Zweigelenkrahmenbrücken über den Elster-Saale-Kanal.

Von Regierungsbaurat Gustav Gerstenberger, Leipzig.

### 1. Bauliche Grundlagen.

Die Straßen- und Eisenbahnbrücken über den (noch im Bau befindlichen) Elster-Saale-Kanal sind zur Zeit alle fertiggestellt. Auf den Kanalstrecken, wo mit Rücksicht auf das umgebende Gelände keine besonderen Anforderungen an die äußere Gestaltung der Brückenüberbauten zu stellen waren, sind diese Brücken in der üblichen Weise als Fachwerkbrücken mit Trapez- oder Halbparabelträgern und untenliegender Fahrbahn ausgebildet worden. Nur in der unmittelbaren Nähe von Leipzig, wo der Kanal in einem bis zu 11 m tiefen Einschnitt in das Siedlungs- und Stadtgebiet selbst vordringt, wurden die Überbauten der dortigen vier Brücken mit Rücksicht auf die bereits vorhandene und noch zu erwartende Bebauung des benachbarten Geländes als vollwandige Tragwerke ausgebildet. Es entstanden hierbei Lösungen, die in mancherlei Hinsicht bemerkenswert sind, und die sich in ihrer Formgebung gut in das umgebende Gelände einpassen. Es sind dies eine Reichsstraßenbrücke, die (als Balkenträger ausgebildet) bei 74,10 m Stützweite und nur zwei Hauptträgern (in St 52) Stegblechhöhen von 5,50 m aufweist, und zwei Zweigelenkrahmenbrücken.

Der Bau dieser beiden Zweigelenkrahmenbrücken, die für eine Wasserstraße immerhin etwas Ungewöhnliches darstellen, kam durch folgende Umstände zustande. Es handelt sich um die Überführung zweier Wohn- und Verkehrsstraßen in der Ortslage Burghausen, einem künftigen Siedlungsgebiet der Stadt Leipzig, und zwar um die Milititzer Straßenbrücke in km 16,162 und die Leisebeinstraßenbrücke in km 15,628 des Elster-Saale-Kanals. In beiden Fällen bestand die Forderung, daß mit Rücksicht auf die für das unmittelbar benachbarte Gelände vorliegenden Bebauungspläne die zu überführenden Straßen nicht angehoben werden dürften. Bei einem rd. 6 m unter Gelände liegenden Kanalwasserspiegel war bei der gleichzeitigen Forderung einer freien Sicht vom Kraftwagen aus auf die Wasseroberfläche diese Bedingung nur zu erfüllen, wenn die Höhe der Blechträger so gering wie möglich ausgebildet wurde. Dies führte in beiden Fällen zur Ausführung der Hauptträger als Zwei-

gelenkrahmen in St 52 (Abb. 1 u. 7). Eine dieser beiden Zweigelenkrahmenbrücken, und zwar die Milititzer Straßenbrücke (die beiden Brücken sind in ihrer Ausbildung sehr ähnlich), soll im folgenden näher beschrieben werden.

### 2. Gründung.

Da bei einer Höhenlage der Lager etwa in Leinpfadhöhe (von einer tieferen Lage wurde im Hinblick auf die hierbei zu erwartende Verschmutzung der Lager abgesehen) die Rahmenstiele nur verhältnismäßig kurz ausgebildet werden konnten, ergaben sich sehr große waagerechte Auflagerkräfte, die bei voll belasteter Brücke rd. 600 t bei einem Widerlager erreichen. Die Widerlagerkörper konnten nach Durchstoßen einer rd. 3 m dicken, für die Gründung ungeeigneten Geschiebemergelschicht in festgewachsenem Kies gegründet werden. Sie wurden so bemessen, daß die größte waagerechte Bogenkraft rechnerisch durch die Bodenreibung in der Gründungssohle aufgenommen werden kann. Trotzdem wurden sie zur Sicherheit noch mit einem geschlossenen Spundwandkasten aus Kruppspundbohlen, Form II, umgeben, um auf alle Fälle Bewegungen der Widerlager

zu vermeiden, gegen die eine Zweigelenkrahmenbrücke äußerst empfindlich ist. Die größte rechnerisch ermittelte senkrechte Kantenpressung unter dem Widerlagerkörper beträgt  $3,85 \text{ kg/cm}^2$ , die dem vorhandenen festgelagerten Kies unbedenklich zugemutet werden kann.

Das Grundwasser lag an der Brückenbaustelle rd. 4,50 m unter Gelände. Obgleich der Grundwasserandrang bei dem durchlässigen Kies verhältnismäßig stark war, genügte im wesentlichen eine offene Wasserhaltung in jeder Widerlagerbaugrube, die teilweise durch je zwei außerhalb der Spundwandkasten angeordnete Rohrbrunnen unterstützt wurde.

### 3. Betonarbeiten.

Die Gestaltung der Widerlager geht aus Abb. 3 u. 6 hervor. Die Flügelmauern sind freitragend als Kragarme anbetoniert und wegen der benachbarten Straßenanschlüsse jeweils um  $45^\circ$  gegen die Brückenachse gespreizt.

Der unbewehrte Weichbeton der Widerlagerkörper wurde im Mischverhältnis 0,6 R.-T. Zement : 0,4 R.-T. Thurament : 5,25 R.-T. Kies und Sand,

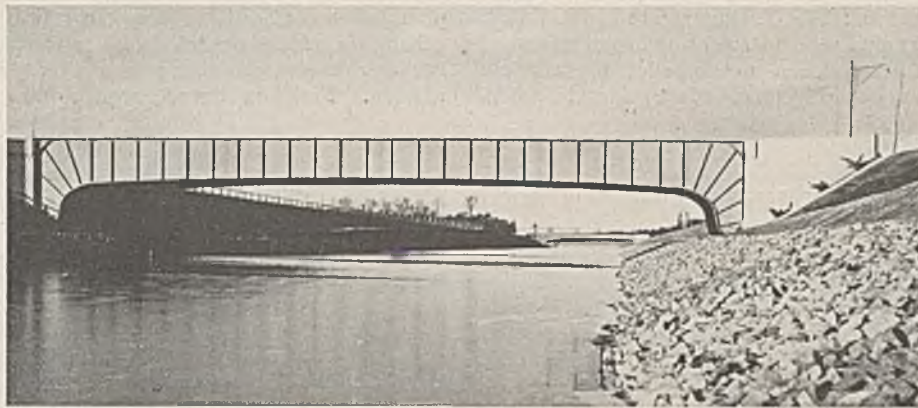


Abb. 1. Milititzer Straßenbrücke (Länge 45 m, Breite 9 m).  
(Im Hintergrunde die Leisebeinstraßenbrücke.)

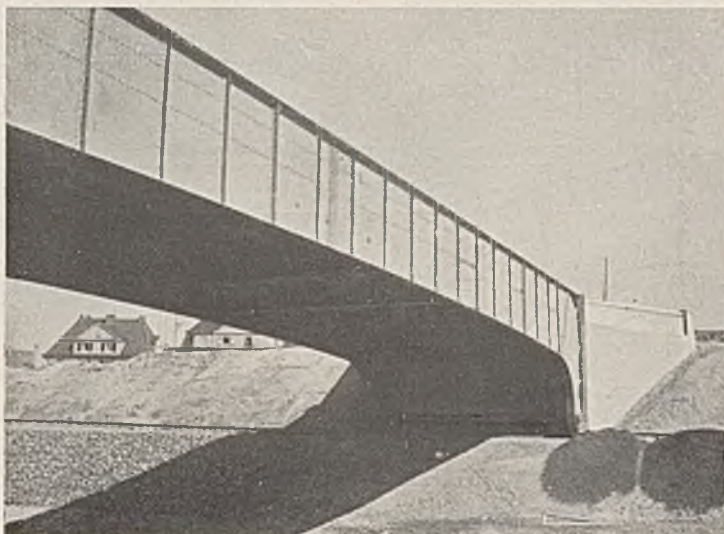


Abb. 2. Milititzer Straßenbrücke. Untersicht.

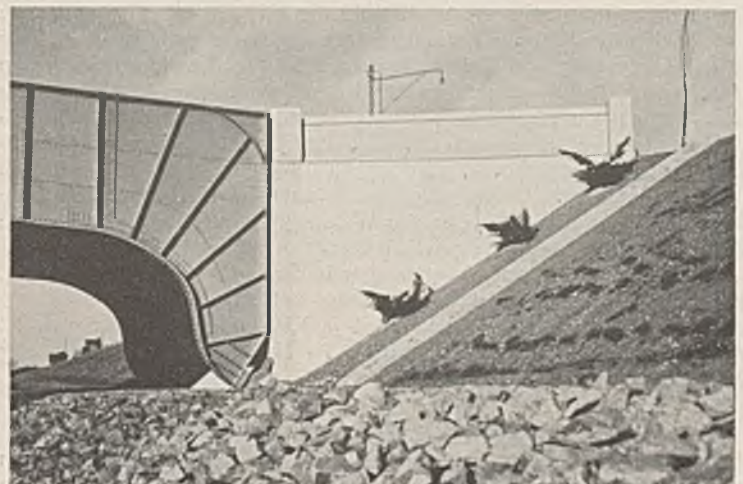


Abb. 3. Milititzer Straßenbrücke. Rahmenecke und Widerlager.

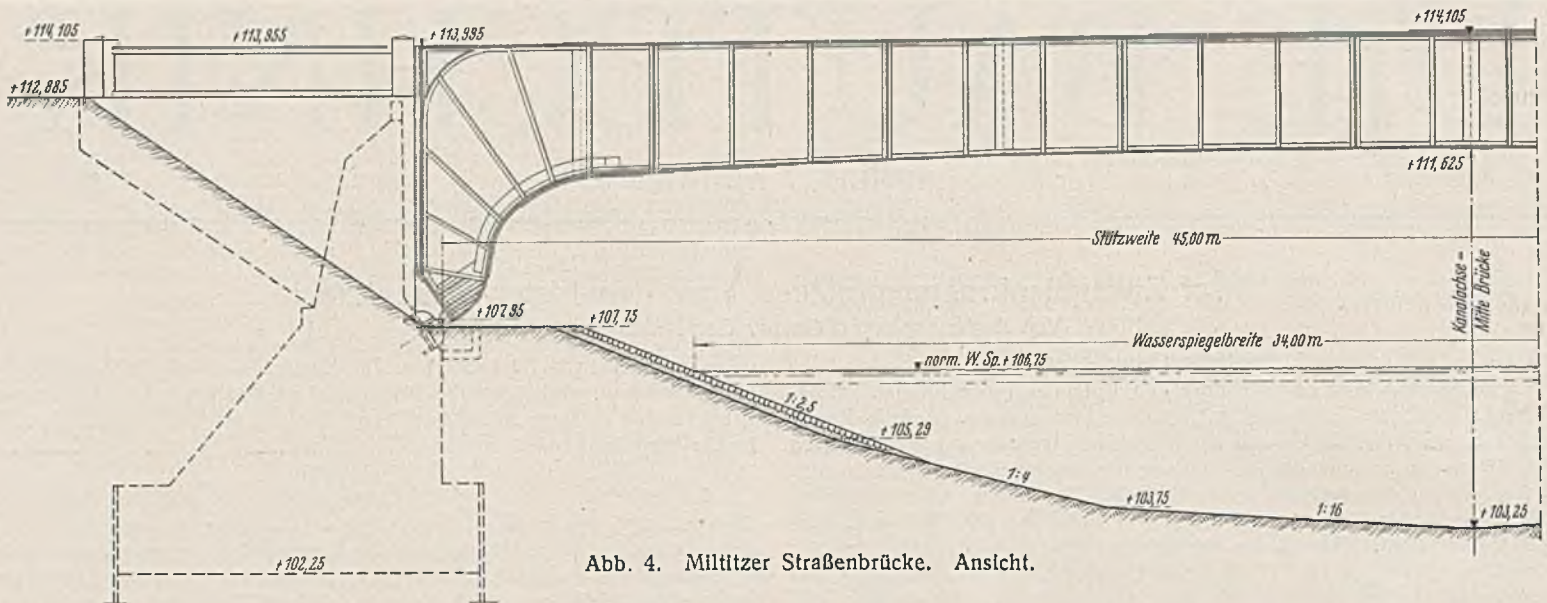


Abb. 4. Militzer Straßenbrücke. Ansicht.

der Eisenbeton (obere Widerlagerteile und die auskragenden Flügelmauern) im Verhältnis 0,6 R.-T. Zement : 0,4 R.-T. Thurament : 3,75 R.-T. Kies und Sand ausgeführt, wobei Kies und Sand in zwei Körnungen zugesetzt wurden. Die Betonansichtsflächen blieben unbearbeitet bis auf die Flächen der massiven Geländer auf den Flügelmauern, die gestockt wurden.

gossen. Ein Vergießen der Lager nach dem Aufbringen der Fahrbahnplatte hätte ein Zerstören des Betons in den Berührungsflächen durch die Folge gehabt, da hierbei beträchtliche Kämpferdrücke mit verhältnismäßig kleinflächiger Lagerunterkeilung in die Widerlager hätten geleitet werden müssen. Nachdem das Aufstellen der gesamten Brückenkonstruktion einschließlich der Quer- und Längsträger beendet war, wurden die Lager durch Keile zum Anliegen gebracht und sodann die Rüstung abgelassen, so daß die Lager zur Wirkung kamen. Durch dieses Vorgehen wurde erreicht, daß die Spannungen aus Eigengewicht im wesentlichen ausgeglichen wurden. Es wurden hierdurch die in der Berechnung des Überbaues zugrunde gelegten Annahmen genau in die Wirklichkeit umgesetzt, so daß eine Überbeanspruchung des Tragwerks und unvorhergesehene Spannungszustände mit Sicherheit vermieden wurden.

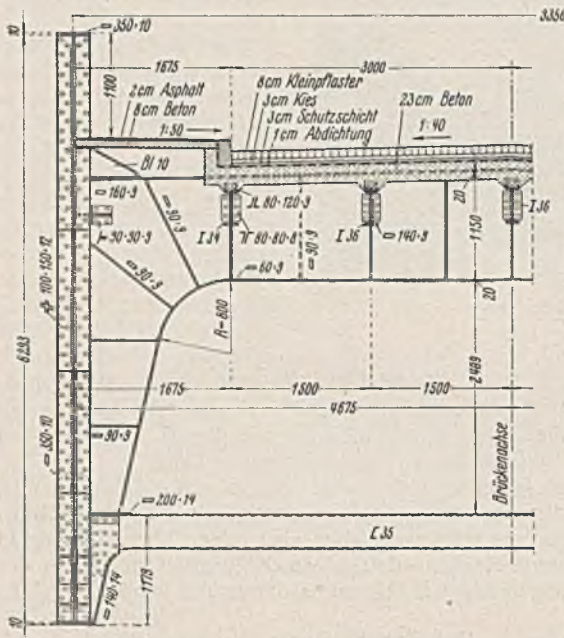


Abb. 5. Militzer Straßenbrücke. Endquerträger (links) und Querträger (rechts).

#### 4. Stählerner Überbau.

Die zwei vollwandigen Zweigelenkrahmen sind in St 52, alle übrigen Bauteile in St 37 ausgeführt. Obgleich die Brücke bei 9 m Gesamtnutzbreite für die schwere Belastung der Brückenklasse I nach DIN 1073 berechnet ist, haben die Hauptträger in Brückenmitte nur 2,45 m Stegblechhöhe, die nach den Rahmenecken zu auf 2,88 m zunimmt (Abb. 4). Wie bei allen Brücken über den Kanal hat der Untergurt in Brückenmitte einen Stich von 0,20 m. Die Hauptträger sind vollständig genietet.

Die Querträger sind Vollwandträger, die sowohl in ihren Gurtungen als auch in ihren Aussteifungen geschweißt sind. Die Anschlüsse der Querträger an die Hauptträger sind genietet. Die Dicke der Schweißnähte beträgt hierbei  $a = 0,6$  cm. Die Endquerträger sind als Doppelrahmen ausgebildet (Abb. 5), und zwar sind die beiden Rahmenebenen zueinander geneigt. Durch diese Ausbildung wird eine einwandfreie Übertragung der Windkräfte in die Widerlager und somit eine größere Seitensteifigkeit der Brücke gewährleistet.

Die Lager sind als Kippzapfenlager in Stahlguß ausgeführt (Abb. 6). Das Gesamtgewicht des Brückenüberbaues beträgt rd. 113 t.

Bei 6 m Fahrbahnbreite und zwei je 1,50 m breiten Fußwegen ist die gesamte Nutzbreite der Brücke 9 m. Im übrigen geht die Ausbildung des Querschnitts aus Abb. 5 hervor.

#### 5. Aufstellen des stählernen Überbaues.

Der Überbau wurde mit Hilfe eines Derrickkrans mit der rechnerischen Überhöhung für die ständige Last auf die Rüstung verlegt, und die Lager wurden in diesem Zustande genau in der festgelegten Lage ver-

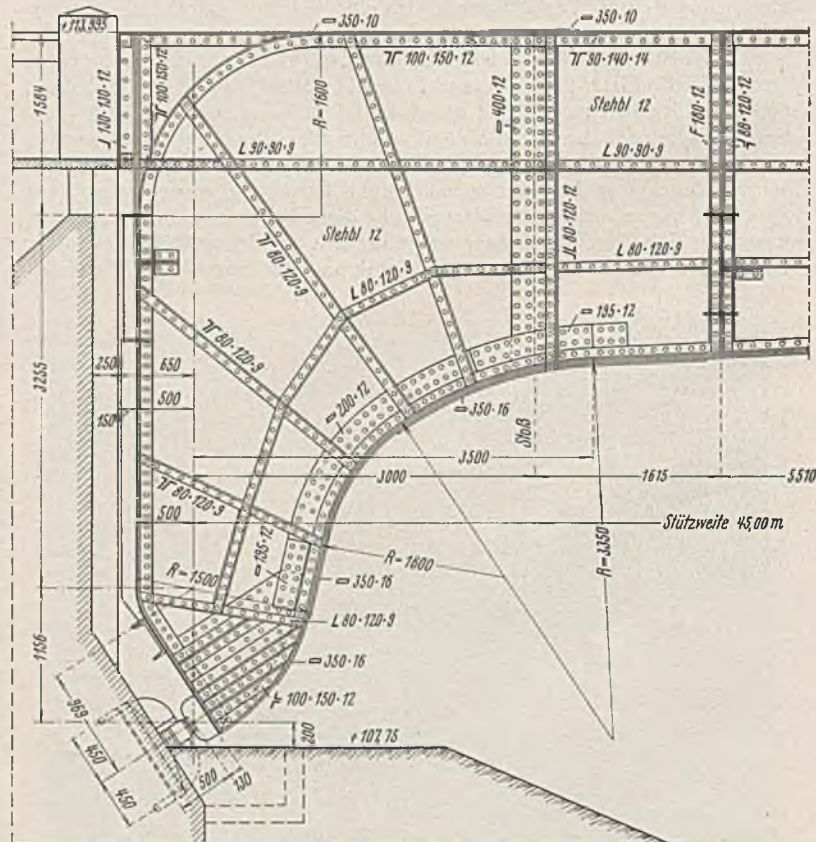


Abb. 6. Militzer Straßenbrücke, Rahmenecke und Lager.

### 6. Allgemeines.

Nach der Inbetriebnahme der Brücke wurden die beiden Widerlager fortlaufend auf ihre Bewegung nach außen sorgfältig beobachtet. Es ergab sich sehr bald eine Vergrößerung der Stützweite um etwa 1,5 cm, die sich aber nicht weiter vergrößerte, und die als unbedenklich hingenommen werden konnte.

Sollten Widerlagerbewegungen auftreten, bei denen die Zusatzspannungen im Tragwerk das zulässige Maß überschreiten, so kann der gesamte Brückenüberbau mit Wasserdruckpressen durch Zusammendrücken der Rahmenstiele von den Lagern abgehoben werden. Diese können dann durch Kelle nachgestellt werden.

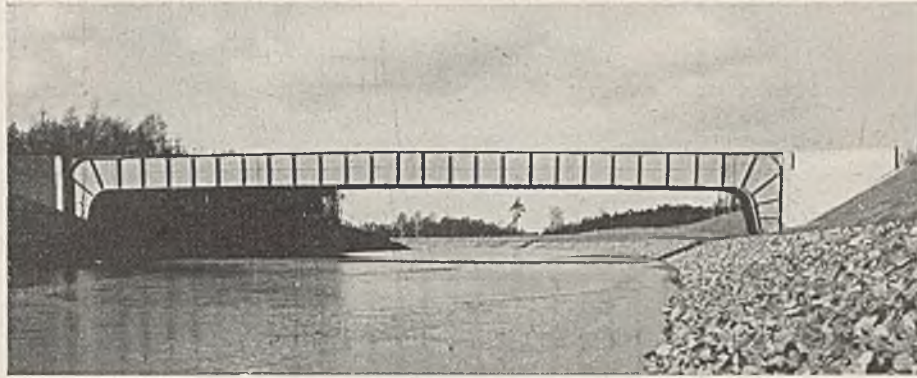


Abb. 7. Leisebeinstraßenbrücke (Länge 48 m, Breite 6,20 m).

Die beiden Brückenbauwerke, die vom benachbarten Gelände aus kaum in Erscheinung treten, können in ihrer schlanken Formgebung als ästhetisch befriedigend bezeichnet werden. Die Schlankheit tritt besonders in Erscheinung bei der in Abb. 7 wiedergegebenen Leisebeinstraßenbrücke. Der Brückenträger hat hier, da die nutzbare Brückenbreite nur 6,20 m beträgt, trotz 3 m größerer Stützweite (48 m) nur eine Trägerhöhe

von 2,15 m. Das Gesamtgewicht des Brückenbaues beträgt rd. 138 t. Hinter diesem Bauwerk, das sich leicht und beschwingt über den Kanalwasserspiegel spannt, wird man beim flüchtigen Betrachten kaum eine für schwerste Lasten berechnete Straßenbrücke vermuten.

Alle Rechte vorbehalten.

## Holz im Lehrgerüstbau bei den Brücken der Reichsautobahn.

Vortrag gehalten auf der Holztagung in Berlin im Dezember 1938 von Regierungsbaumeister Hummel, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 11.)

### Freitragende Lehrgerüste.

Solche kommen zur Ausführung, wenn irgendwelche Durchfahrtsöffnungen freizuhalten sind, wenn die Zahl der Auflagerpunkte wegen ungünstiger Untergrundverhältnisse möglichst beschränkt werden muß oder wenn wegen der großen Höhe des zu erstellenden Bauwerks das Untergerüst ganz oder teilweise gespart werden soll.

6. Bei der Helderbachbrücke<sup>6)</sup> der Strecke Kassel—Hersfeld (ausführende Firma NBG. Wayss & Freytag AG, Frankfurt) sollte das Gerüst auf möglichst wenige Punkte im Untergrund und womöglich nur auf die Stützenfundamente abgestützt werden, weshalb man im Untergerüst Sprengwerke einbaute.

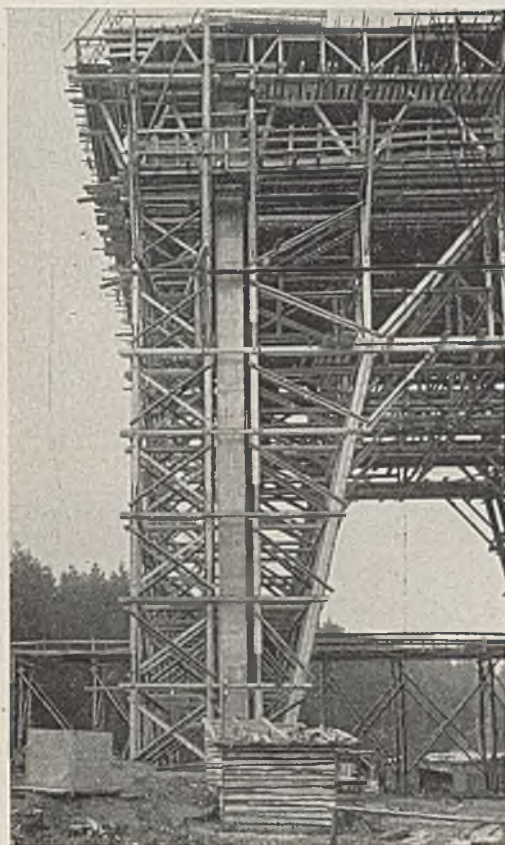


Abb. 19.

Abb. 19 zeigt einen Teilausschnitt aus dem ausgeführten Lehrgerüst. Die mitten auf den Riegel des unteren großen Sprengwerks fallende Last wird durch ein kleines oberes Sprengwerk auf die Eckpunkte des unteren abgefangen. Von den beiden waagerechten Hölzern zwischen den beiden Sprengwerken ist das obere Zugband des kleinen Sprengwerks, das untere Druckriegel des großen. Die über die Rahmenecke geführten Zangen dienen der Aussteifung und der Knicksicherung des Riegels.

7. Beim Talübergang Denkendorf der Strecke Stuttgart—Ulm<sup>7)</sup> mußte

des schlechten Baugrundes wegen das Lehrgerüst auf die Fundamentabsätze der Stützen sowie auf Pfahlgruppen, die nur in Feldmitte angeordnet waren, abgestützt werden. Dies bedingte im Untergerüst kräftige Sprengwerke (Abb. 20).

Es wäre noch schöner gewesen, wenn man die über den Riegeln durchgehende Schwelle durch ein Zangenpaar ersetzt und die Sprengwerke bis unter die Spindeln geführt hätte. Die gezeigte Konstruktion wurde jedoch in Kauf genommen und durch druckverteilende Einlagen gegen allzuhohe Pressungen quer zur Faser gesichert, weil die ausführende Firma Beton- u. Monierbau AG vorhandenes Holz verwenden wollte, und die andernfalls erforderlichen längeren Strebenhölzer hätten neu beschafft werden müssen. Man beachte die Lage der Versteifungs- insbesondere der Querverbände sowie die Abstützung der weit ausladenden Fahrbahnplatte.

8. Beim Lehrgerüst der über 30 m hohen Drachenlochbrücke am Albstieg bei Wiesensteig der Strecke Ulm—Stuttgart konnte durch eine freitragende Konstruktion am Untergerüst wesentlich gespart werden (Abb. 21). Bauausführende Firma war wiederum Beton- u. Monierbau AG, Stuttgart.

Die Rundholzstreben des Obergerüsts sind auf der Schwelle in zwei Knotenpunkten zusammengeführt. Darunter befinden sich die Spindeln. Diese sitzen mittig auf den Eckpunkten des Sprengwerks des Unter-

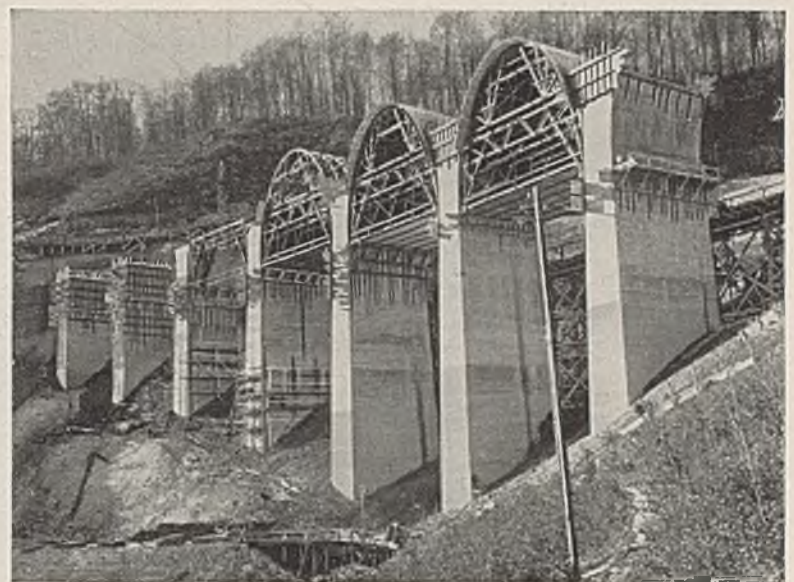


Abb. 21.

gerüsts. Der vermeintliche Fachwerkträger des Untergerüsts hat einzeln und allein die Aufgabe, den Druckriegel des Sprengwerks gegen Ausknicken in senkrechter Richtung zu sichern. Die Knicksicherung in waagerechter Richtung besorgt ein waagerechter Verband, der in der Ebene des Riegels angeordnet ist. Die Hölzer in der Höhe der Sprengwerksfußpunkte tragen nur eine Arbeitsbühne. Abb. 22 zeigt noch einige Einzelheiten. Am Hauptknotenpunkt erkennt man, wie das druckverteilende Hartholz auf der Schwelle gegen Verschieben durch Hartholzdübel ge-

<sup>6)</sup> Vgl. Schlüter, Die Helderbachbrücke. Bauing. 1937, Heft 23 bis 28.

<sup>7)</sup> Vgl. Schaechterle, Talübergang bei Denkendorf. B. u. E. 1936, Heft 1 u. 2.

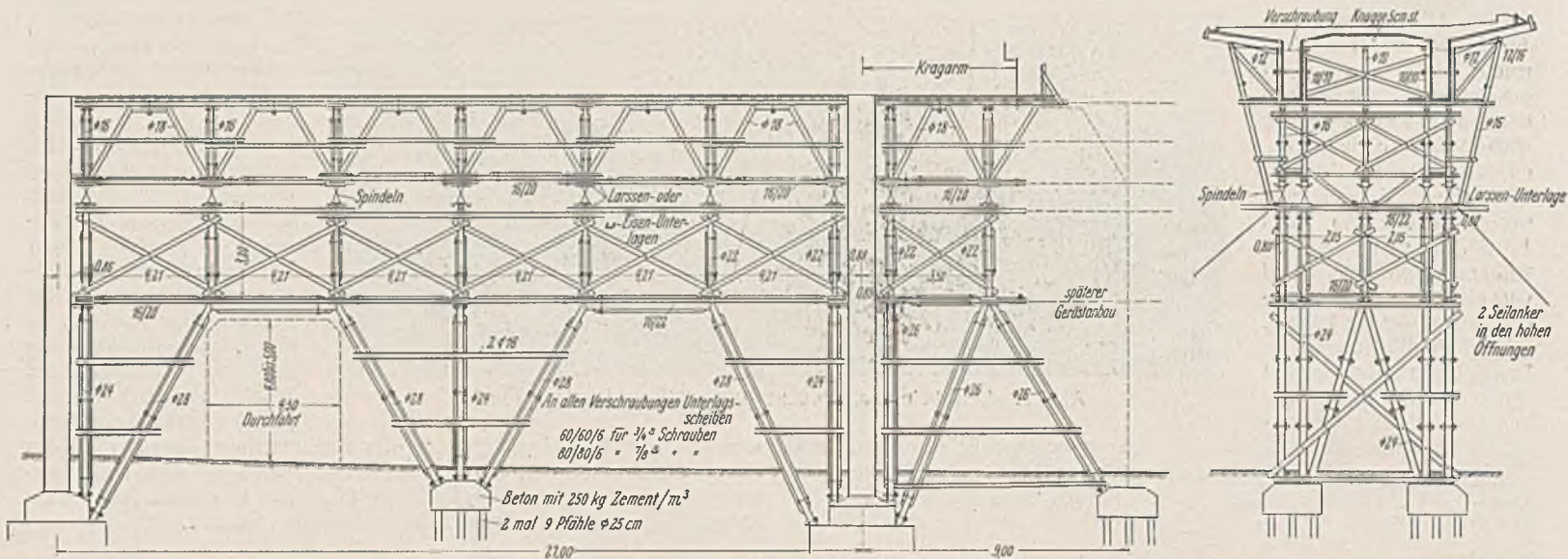


Abb. 20.

sichert ist. Darunter wird die Druckverteilung durch ein Abfallstück einer Larsen-Spundwandleite erreicht. Die Spindel steht genau mittig über dem theoretischen Eckpunkte des Sprengwerks. Die Rundholzstrebe des Sprengwerks legt sich mit senkrechtem Anschnitt gegen den Riegel aus Kantholz. Damit das Strebenrundholz gegen Riegel und Spindel genügend Druckübertragungsfläche erhält, ist sein dickes Stammende nach oben gelegt. Der Riegel wird nach rückwärts durch ein Zangenpaar weitergeführt, das durch senkrechte Hartholzdübel angeschlossen ist.

Rechts zeigt Abb. 22 noch den Fußpunkt des Sprengwerks mit der auf dem Werkplatz hergestellten und später wieder entfernten Eisenbetonkonsole.

9. In der einen Vorlandöffnung der Donaubrücke Leipheim im Zuge der RAB Stutt-

gart—München<sup>8)</sup> mußte für die zweigleisige elektrische Hauptbahn Ulm—München eine Durchfahrtsöffnung freigehalten werden. Hierzu wurden von der bauausführenden Firma NBG Ways & Freytag AG zwei übereinanderliegende Sprengwerke angeordnet (Abb. 23). Das untere wird durch den Strebenzug *CEFD* gebildet. *EF* ist gleichzeitig Zugband des oberen Sprengwerks, dessen Riegel unter den eisernen Kranzeisen liegt. Diese müssen das unsymmetrische Sprengwerk in seiner Lage festhalten und erhalten dadurch nicht unerhebliche Zusatzkräfte. Damit nun Kranzeisen und Riegel fest miteinander zusammenhängen, wurde dieser in drei Teile geteilt; der mittlere Teil ist gleichzeitig Futter zwischen den Kranzhölzern. Der Strebenzug *B—F* erhält Zug und wurde durch zwei Zangen 14/20 gebildet, die über die doppelten Streben bei *E* und *F* hinausragen und hinter diesen durch ein verzahntes Hartholzfutter verbunden sind.

Man beachte weiterhin die Ausbildung der übrigen Knotenpunkte. Das Untergerüst wurde gleich zu Anfang für die ganze Brückenbreite

<sup>8)</sup> Vgl. Klett u. Hummel, Die Donaubrücke bei Leipheim im Zuge der Reichsautobahn Stuttgart—München. Bautechn. 1938, Heft 40/41.

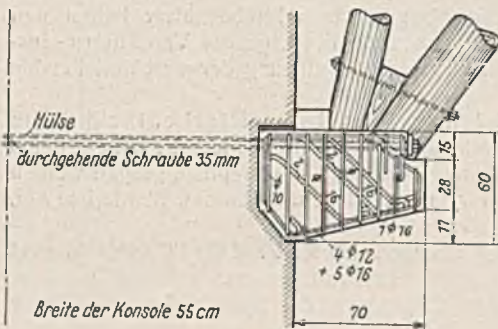
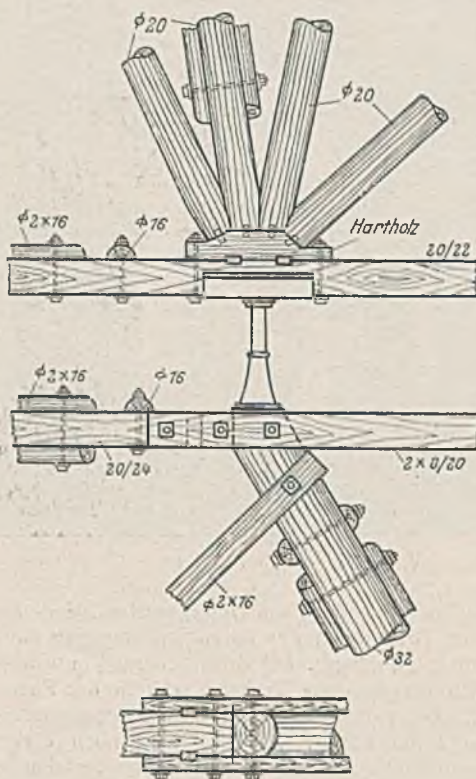


Abb. 22.



Zu Abb. 22.

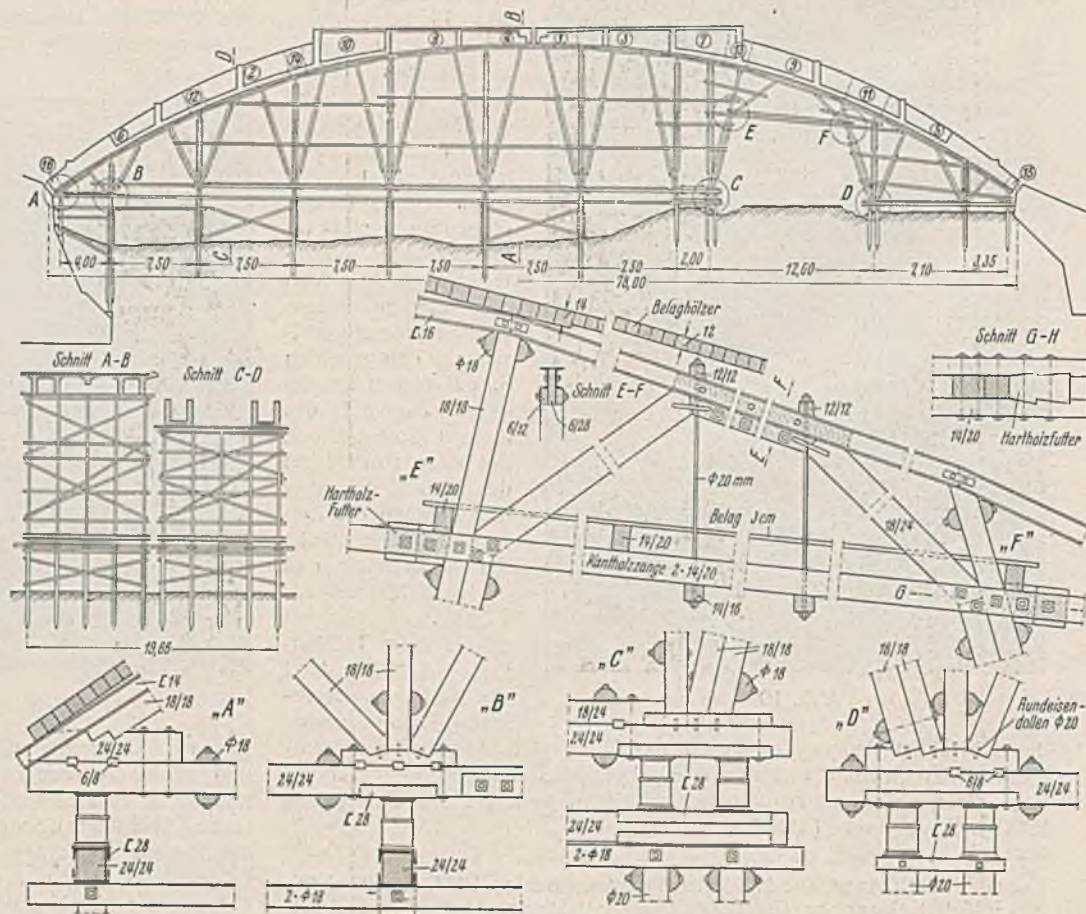


Abb. 23.

erstellt; das Obergerüst wurde nur für eine Brückenhälfte ausgeführt und nach deren Fertigstellung verschoben (Abb. 24). Hierzu wurden die Sandtöpfe ausgebaut und an ihrer Stelle Querschwellen eingezogen. Zwischen diese Schwellen und die Querschwellen des Untergerüsts wurden gleichzeitig noch eiserne Spundwanddielen eingeschoben, die die Laufbahn für die Stahlrollen bildeten.

10. Ein sehr schönes freitragendes Lehrgerüst hat die Firma Heilmann & Lüttmann, Bau AG. an der Fischerhäusle-Brücke im Zuge des Albstiegs bei Wiesensteig erstellt (Abb. 25). Es besteht streng genommen aus drei ineinandergeschobenen Sprengwerken mit

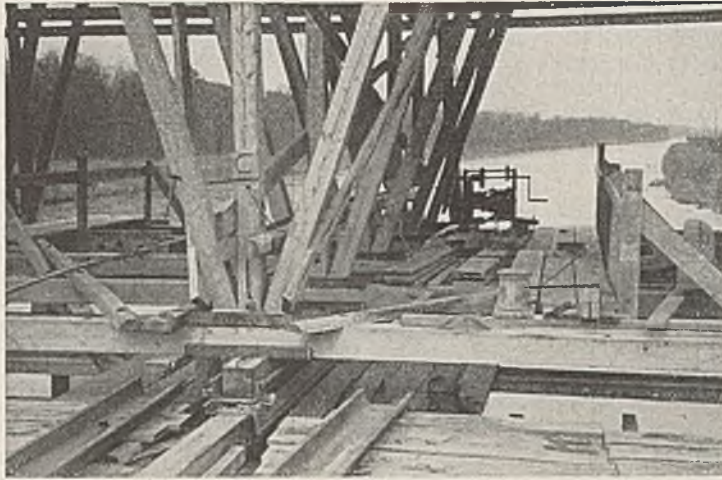


Abb. 24.

Frankfurt a. M. — Köln (Abb. 26). Ober- und Untergurte bestehen aus dicken Kanthölzern, die Schrägen sind in der einen Richtung aus einem einzelnen, in der anderen Richtung aus einem doppelten Holz gebildet; für die Pfosten sind großenteils Rund-eisen gewählt.

Da sich beide Hälften der Dreigelenkbinder nicht gleichzeitig miteinander mit dem Turmdrehkran versetzen lassen, hat man zuerst ein aus Fachwerkträgern bestehendes Montagegerüst hochgezogen (Abb. 27), und darauf die ersten Halbbinder des Lehrgerüsts abgestützt, bis die andere Binderhälfte ebenfalls oben war. Die Ausführung liegt in Händen einer Arbeitsgemeinschaft aus Ed. Züblin & Cie. und Philipp Holzmann AG.

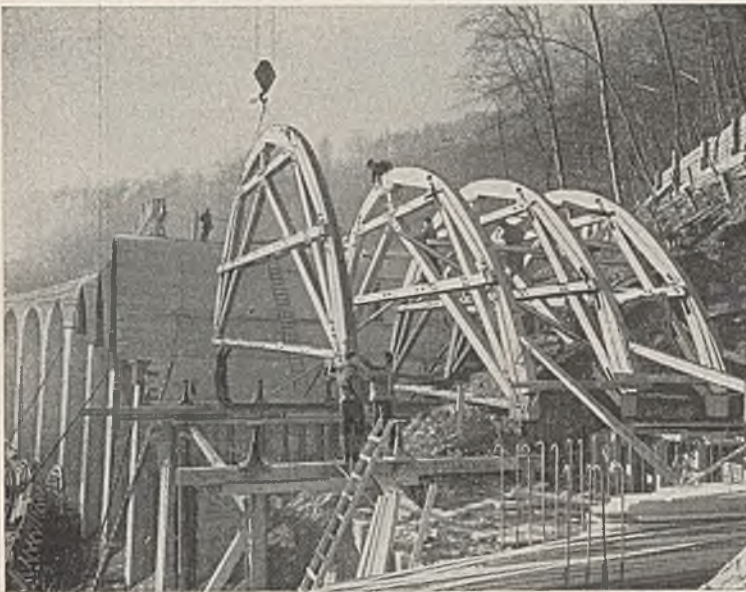


Abb. 25.

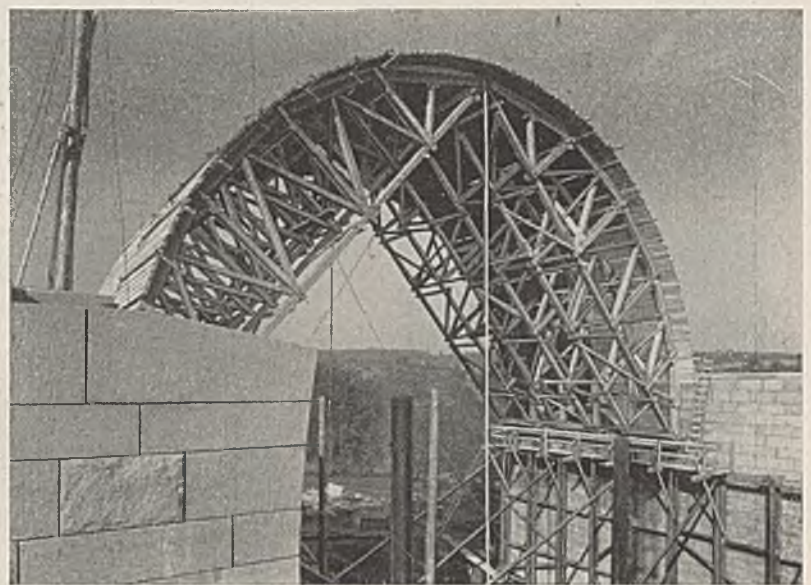


Abb. 28.

daraufgesetzten vollwandigen Kranzhölzern. Der Riegel des unteren Sprengwerks ist aus zwei Hölzern gebildet, die die beiden anderen Sprengwerke gleich einem Zangenpaar umfassen und versteifen. An den Knotenpunkten sind die Hölzer durch Flacheisenbänder festgehalten. Auf Einhaltung der zulässigen quer zur Faser gerichteten Pressung ist überall sorgfältig geachtet. Die Fußpunkte sind durch ein Zugband aus Flacheisen zusammengehalten.

11. Zum Schluß komme ich noch zu den Dreigelenkfachwerkbindern und erwähne zuerst das Lehrgerüst der Theißtalbrücke im Zuge der Strecke

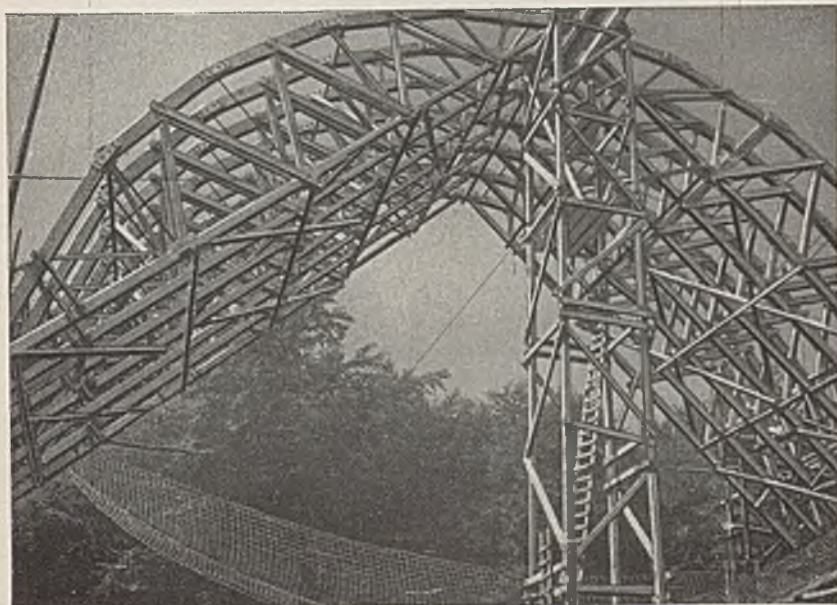


Abb. 26.

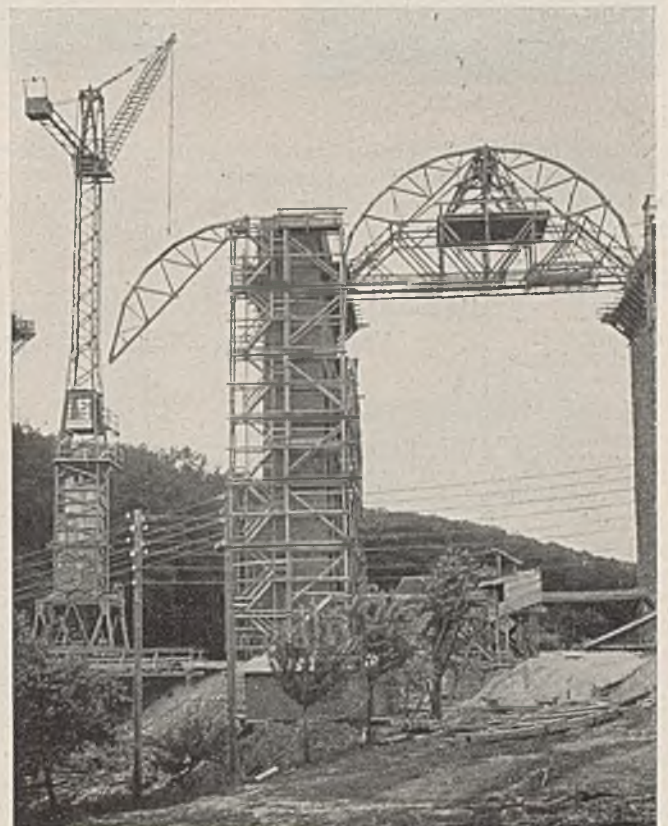


Abb. 27.

In Abb. 28 ist eine Lehrgerüstöffnung der Kämpfelbachbrücke bei Pforzheim im Zuge der Strecke Stuttgart—Karlsruhe dargestellt; Ausführer ist die Beton- u. Monierbau AG., Mannheim. Die auf Zug beanspruchten Pfosten bestehen aus Doppelhölzern, alle übrigen Stäbe aus einfachen Hölzern. An allen Knotenpunkten sind in die Holzfugen zur Erhöhung der Reibung Alligatordübel eingelegt. Damit möglichst viele Stäbe Druck erhalten und die Zugkräfte möglichst gering werden, muß das Gerüst im Scheitel vorbelastet werden.

Abb. 29 zeigt Einzelheiten verschiedener Knotenpunkte. In den Figuren links ist das oberste Holz des Pfostens entfernt gedacht. Am Knickpunkte des Obergurtes sind die beiden Obergurtsstäbe mit einem darunter befindlichen Kantholz verschraubt. An dieses Holz schließen beiderseitig mit Krallendübeln die Pfosten an. Am Untergurtnotenpunkte werden die beiden Schrägen mit Einkerbungen versehen, in die oben ein Klemmholz paßt, das mit dem Untergurtholz verschraubt ist; auch sind die Schrägen einige Zentimeter in den Untergurt eingelassen. Die Pfosten sind wieder mit Alligatordübeln angeschlossen.

Der Gelenkpunkt im Scheitel wird durch zwei locker verschraubte Flacheisen gebildet, die je an einem Schuh aus  $\square$ -Eisen angeschweißt sind. In diesen Schuh werden die zusammenlaufenden Fachwerkhölzer eingeführt und dort durch angeschweißte Flacheisen gehalten.

Abb. 30 zeigt den Fußpunkt der Binder. Im Auflagerpunkt ist am Untergurtstab noch ein kräftiges Kantholz befestigt, unter das noch Stahlrollen mit doppeltem Spurkranz geschraubt werden. Vor den Spindeln wird auf dem Untergurtt bzw. den Lehrgerüstkonsolen eine Kranbahnschiene verlegt. Nach Einbauen

Lage gestellt (Abb. 31). In dieser werden sie durch ein Seil festgehalten, das über einen auf dem anschließenden Pfeiler aufgestellten Hilfsbock läuft und an einem rückliegenden Pfeiler verankert ist.

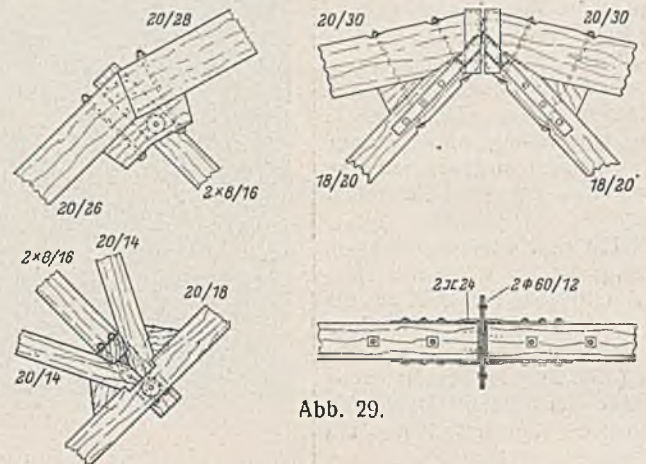


Abb. 29.



Abb. 30.

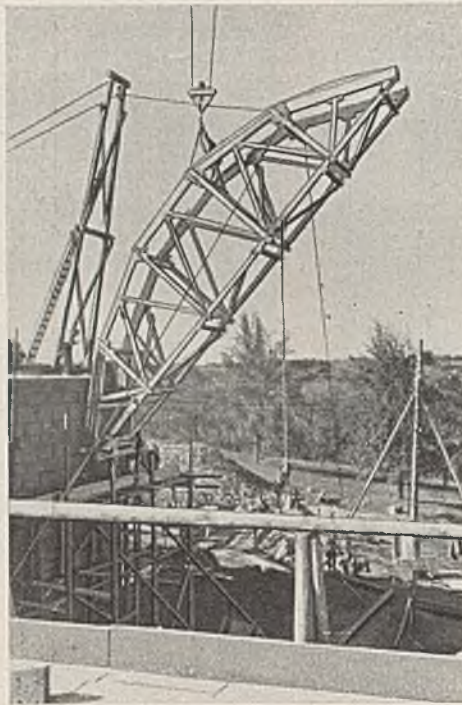


Abb. 31.

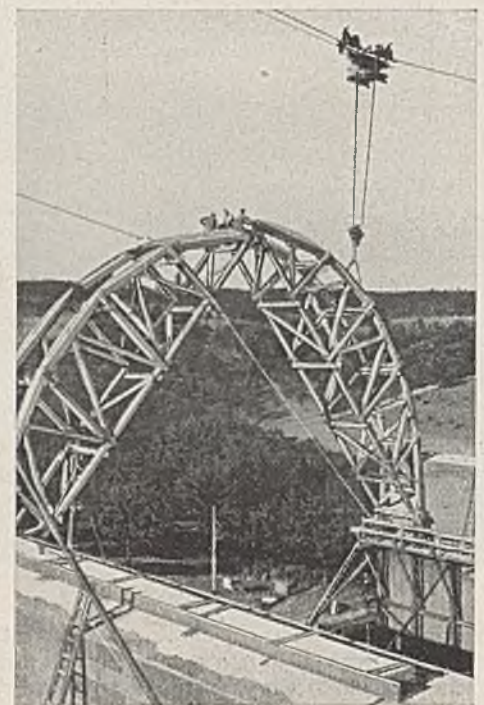


Abb. 32.

eines behelfmäßigen Zugbandes kann das Gerüst mit den Stahlrollen auf die Schiene abgelenkt und verschoben werden.

Für die Montage werden jeweils zwei Halbbinder durch Querverbände miteinander verbunden, hochgezogen und gleich in die richtige

Anschließend wird das andere Halbbinderpaar mit dem Kabelkran hochgezogen und in die richtige Lage gebracht (Abb. 32). Einige Akrobaten verschrauben noch das Scheitelgelenk, und die Binder stehen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Augenblicklicher Stand des Schweißens von Stahlbauwerken in Deutschland.

Von Abteilungspräsident a. D. Dr.-Ing. Otto Kommerell im Reichsbahn-Zentralamt in Berlin.

(Schluß aus Heft 12.)

Zunächst einiges über die

Risse an den geschweißten Überbauten des Talübergangs bei Rüdersdorf.

In Rücksicht auf die Schadensfälle an den Überbauten am Bahnhof Zoo wurden die Stumpf- und Kehlnähte der Überbauten des Viadukts bei Rüdersdorf ganz besonders sorgfältig hergestellt und durch Röntgenaufnahmen genau untersucht. Schadhafte Stellen wurden sorgfältig ausgebessert und von neuem durchstrahlt. Schließlich konnte die einwandfreie Beschaffenheit des ganzen geschweißten Überbaues als erwiesen angesehen werden.

Es handelt sich um einen durchlaufenden, etwa 700 m langen, geschweißten Blechträger aus St 52 mit festem Lager auf einem Mittelpfeiler, sonst 1,4 m hohen Pendellagern. Die Wulstprofile der Gurte sind 39 mm dick, rd. 660 mm breit. Unmittelbar auf dem Stahlüberbau ruht die rd. 40 cm dicke Fahrbahnbetonplatte, in der alle 20 m eine Trennungsfuge angeordnet ist (Abb. 8 u. 9). In der Nacht vom 2./3. Januar 1938 ist plötzlich mit lautem Knall ein glatter verformungsloser Trennungsbruch im Untergurt aufgetreten (Abb. 10). Offenbar erst nachträglich

setzte sich der Riß durch den Steg hindurch bis fast zum Obergurt fort. Der 30 mm breite Riß trat in der Nähe der Momentennullpunkte auf und ging von einer Stelle aus, wo der — unverletzt gebliebene — Stegblechstumpfstoß mit der Kehlnaht der unteren Kopfplatte zusammentrifft (Abb. 11). Der Schrägstoß der Gurtplatte liegt über 2 m von der Rißstelle entfernt und hat gehalten.

Zwei Stunden später trat in einem anderen Hauptträger desselben Talübergangs, aber in einem anderen Brückenzug in einer anderen Öffnung ebenfalls ein gleichartiger Riß mit lautem Knall auf.

Selbstverständlich trat infolge dieser Schadensfälle in Rüdersdorf eine große Beunruhigung ein; es wurde zunächst angeordnet, daß bis zur völligen Klärung der Ursache Brücken aus St 52 nicht mehr geschweißt werden sollen.

Die Untersuchung wurde sofort in Angriff genommen. Zunächst wurden nach Abbohren der Rißstellen im Stegblech an dem einen zuerst gerissenen Hauptträger die gerissenen Teile herausgeschnitten und in der Mechanischen Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamts untersucht. Die Rißstelle wurde freigelegt, es wurden Querschnitte gefertigt (Abb. 12).

Wenn sich auch an der Stelle, von der offenbar der Riß ausging, eine erbsengroße Fehlstelle in der Schweißwurzel vorfand, so konnte diese, da es sich ja nur um eine statische Belastung handelte, nicht allein für die Bruchursache verantwortlich gemacht werden, zumal da die Schweiße namentlich am Übergang vom Steg zur Gurtplatte als einwandfrei anzusprechen ist. Die Vermutung, daß der Mutterwerkstoff wie beim Zoo zu hoch legiert sein könnte, hat sich ebenfalls nicht bestätigt. Die Analyse ergab folgendes:

- C = 0,20 %
- Si = 0,59 %
- Mn = 1,0 %
- P = 0,06 %
- S = 0,02 %
- Cr = 0,03 %
- Ni = 0,03 %
- Cu = 0,34 %

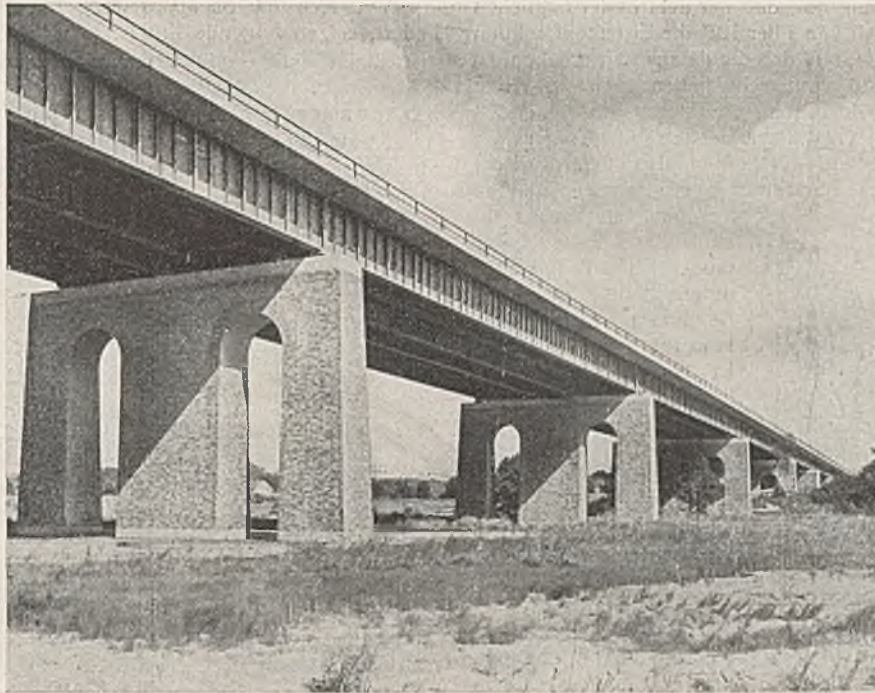


Abb. 8. Talbrücke bei Rüdersdorf.

Zugfestigkeit rd. 58 kg/mm<sup>2</sup>, Streckgrenze 35 bis 39 kg/mm<sup>2</sup>, Dehnung ( $\delta_5$ ) 24 bis 30 %, Kerbschlagzähigkeit in der Walzrichtung 8 bis 12 kgm/cm<sup>2</sup>, senkrecht dazu zwischen 4 und 6 kgm/cm<sup>2</sup>.

Die Proben konnten im Anlieferungszustande um 180° gefaltet werden, ohne Risse auf der Zugseite zu bekommen. Also auch der Werkstoff war in Ordnung.

In der Übergangszone wurde allerdings eine ziemlich starke Aufhärtung mit einer Zugfestigkeit von etwa 80 kg/mm<sup>2</sup> festgestellt. (Es mußte auch im Winter geschweißt werden.) Um über die Verformungsfähigkeit der Schweiße sich Klarheit zu verschaffen, wurde aus der gerissenen Gurtplatte eine Probe quer durch die Schweißnaht herausgeschnitten und dem Biegeversuch unterworfen. Bei der 25 mm breiten und 30 mm dicken Probe ergab

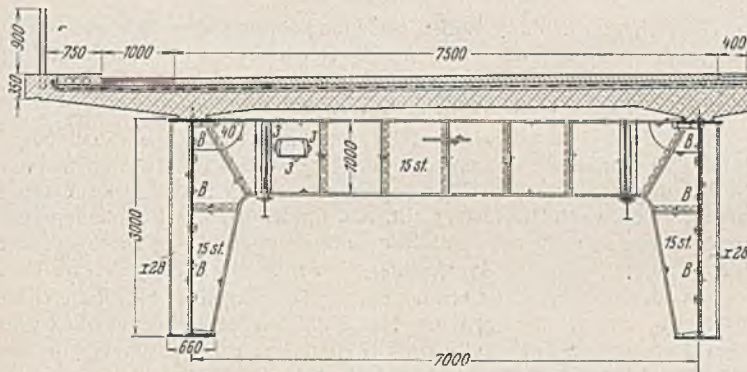
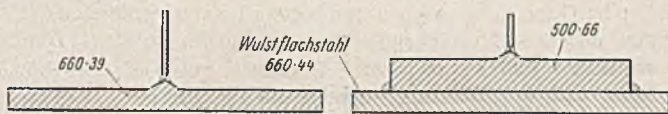


Abb. 9. Querschnitt der Talbrücke bei Rüdersdorf.



Zu Abb. 9.

sich ein Biegewinkel beim ersten Anriß von 55° und von 89° beim Bruch (Abb. 13). Da damit gerechnet werden mußte, daß durch das Schweißen nach den bis dahin gemachten Unter-

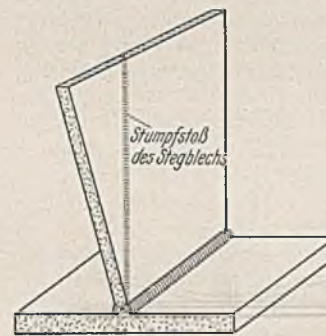


Abb. 11.



Abb. 12.

suchungen eine starke Aufhärtung an der Übergangszone eingetreten sein mußte, so war dieser große Biegewinkel zunächst eine Überraschung, so daß erst recht Zweifel über die wirklichen Bruchursachen aufkamen. Jedenfalls zeigte sich, daß die Schweiße trotz der großen Aufhärtung (bis 80 kg/mm<sup>2</sup>) gut verformungsfähig war. Erst nachträglich wurde uns klar, daß durch das Herausschneiden der schmalen Probe das Spannungs-

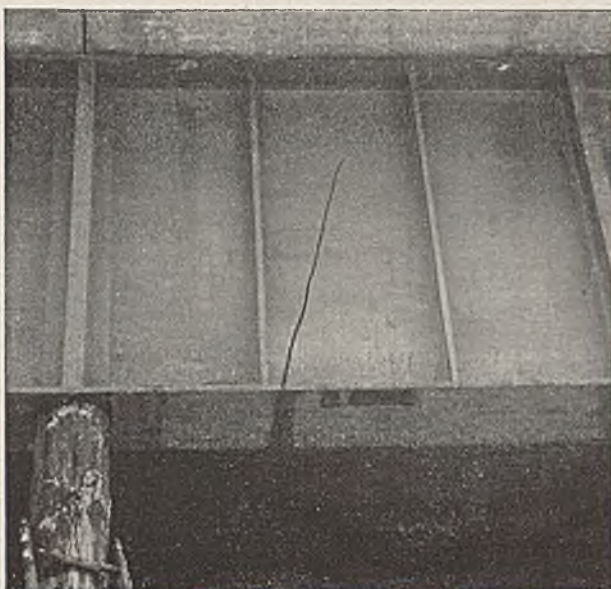


Abb. 10. Riß im Hauptträger der Talbrücke bei Rüdersdorf.

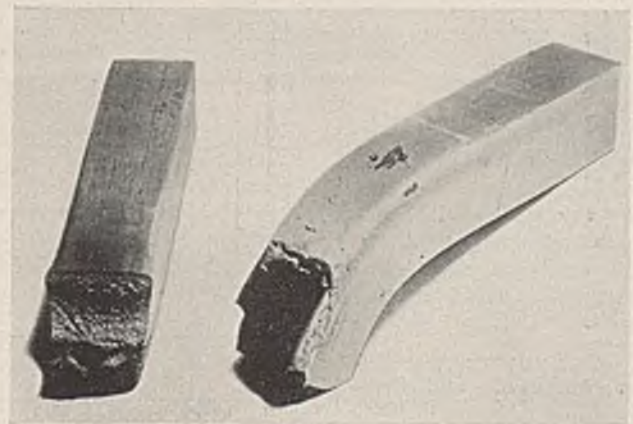


Abb. 13.

Die Analyse war somit nicht zu beanstanden, sie entsprach den neuen Lieferbedingungen für St 52. Die mechanischen Gütewerte der Gurtplatten ergaben:

bild vollständig verändert sein mußte und eine Behinderung der Verformung — wie es in der Brücke an der fraglichen Stelle tatsächlich der Fall ist — bei der schmalen Probe nicht mehr vorhanden war.

Es trat nun weiter die Vermutung auf, daß bei dem in der fraglichen Nacht eingetretenen Temperaturabfall von über 10° die Eisenkonstruktion schneller abkühlte als die Betonplatte, und daß die daraus sich ergebenden Zugspannungen im Träger den Riß verursacht haben könnten. Eine rechnerische Nachprüfung ergab jedoch, daß die hieraus abzuleitenden Spannungen von 300 kg/cm<sup>2</sup> die Gesamtspannungen im Träger auf höchstens 1600 kg/cm<sup>2</sup> bringen konnten. Es könnte also hieraus dieser Bruch nicht erklärt werden. Daß diese Berechnungen richtig waren, zeigten Spannungsmessungen in einer Zeit, während der tatsächlich Temperaturunterschiede zwischen Betontafel und Eisenkonstruktionen auftraten. Es kann als ein Glück bezeichnet werden, daß diese Zusatzspannungen unbedeutend sind, daß ferner der Werkstoff und die Schweißnähte in Ordnung waren, sonst würde man vielleicht nie auf den eigentlichen Grund des Bruches kommen.

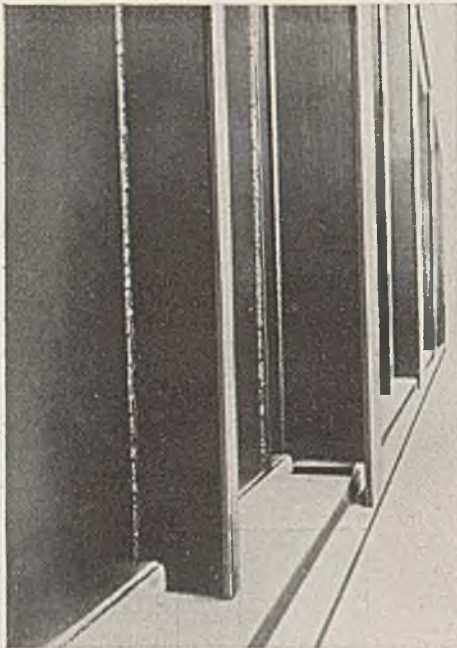


Abb. 14.

im Zusammenhang mit der Art, wie die Aussteifungen des Stegblechs eingebracht wurden. Die Aussteifungen wurden nämlich zuerst auf die Stegbleche aufgeschweißt, dann erst die Halsnähte gezogen (Abb. 14).

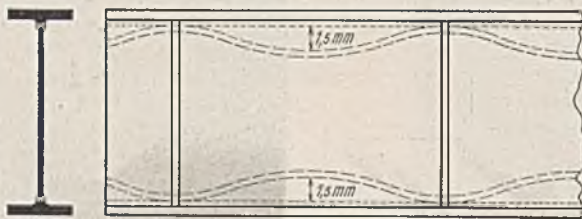


Abb. 15.

Die Aussteifungen saßen unmittelbar auf den Gurtungen auf. Um zu ermitteln, ob dabei große Spannungen in den Aussteifungen sind, wurden einige Aussteifungen an der Brücke quer durchgeschnitten; dabei ergab sich, daß sich die Außenkanten der Gurtplatten des Ober- und Untergurts nach dem Durchschneiden der Aussteifungen um 1,5 mm näherten (Abb. 15).

Mehrachsiger Spannungszustand<sup>b)</sup>.

Ist  $\sigma_z$  die reine Zugspannung, so ergibt sich (schematisch) die in Abb. 16 gezeichnete Spannungsdelinungslinie  $OM$ . Bringt man aber  $\perp$  zur Zugspannung  $\sigma_z$  noch eine Zugspannung  $\sigma_{x_1} = \frac{1}{4} \cdot \sigma_z$ , dann  $\sigma_{x_2} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_z$  und schließlich  $\sigma_{x_3} = \frac{3}{4} \cdot \sigma_z$ , so ergeben sich die Linien  $OM_1$ ;  $OM_2$ ;  $OM_3$ .

„Je mehr sich also die Spannung  $\sigma_x$  der Spannung  $\sigma_z$  nähert, nach um so geringerer Formänderung und Verfestigung erfolgt der Bruch“.

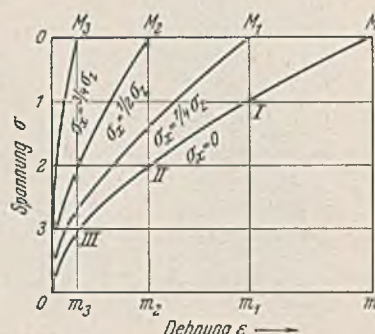


Abb. 16.

Einfluß räumlicher Spannungszustände auf das Formänderungsschaubild nach Ludwik (schematisch).

<sup>b)</sup> Nach Ludwik: Die Bedeutung des Gleit- und Reißwiderstandes, Z. d. VdI 1927, S. 1536, zweiter Absatz links, „Können sich bei dreiaxiger Zugbeanspruchung Stoffe, die im gewöhnlichen Zugversuch große Dehnbarkeit zeigen, wie ganz spröde Körper verhalten?“

Wie sich die Schubspannung bei mehrachsigem Spannungszustand ändert, zeigen folgende Bilder:

„Beim einachsigen Spannungszustand (Abb. 17), also beim gewöhnlichen Zugversuch (bis Beginn der Einschnürung), ist die größte auftretende Schubspannung  $\tau$  halb so groß wie die Zugspannung  $\sigma_z$ “.

„Anders bei dreiaxiger Zugbeanspruchung (Abb. 17a), wo der gleichen Spannung  $\sigma_z$  eine kleinere Schubspannung  $\tau$  entspricht. Je mehr sich die Hauptspannungen  $\sigma_x$  und  $\sigma_z$  einander nähern, je stärker also die Versteifung, um so größere Zugspannungen sind erforderlich, den Gleitwiderstand zu überwinden.“

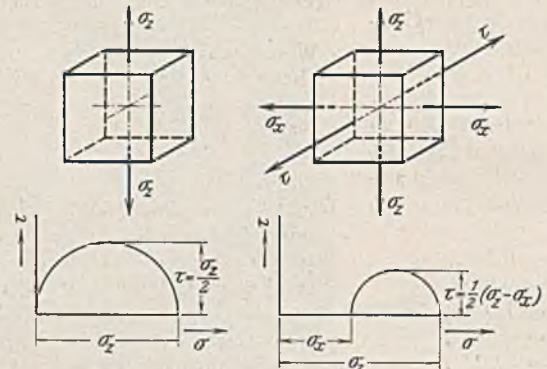


Abb. 17.  
Einachsiger  
Spannungszustand.

Abb. 17a.  
Mehrachsiger  
Spannungszustand.

„Übersteigt die dazu nötige Spannung örtlich den Reißwiderstand (Kohäsion), so erfolgt der erste Anriß. Geschieht dies, bevor noch die Schubspannung die Schubgrenze erreicht hat, so wird der Stoff reißen, bevor er sich noch bleibend dehnt“ (Trennungsbruch).

Nach Siebel und Maier: „Der Einfluß mehrachsiger Spannungszustände“<sup>b)</sup> wurde bei Röhren, die dem Zugversuch unterworfen wurden und bei denen durch eine Flüssigkeit verschiedene Innendrücke erzeugt wurden, durch Versuche festgestellt, daß tatsächlich das Formänderungsvermögen um so mehr bei zweiachsigem Spannungszustand herabgedrückt wird, je mehr die beiden Zugspannungen der Größe nach gleich werden.

Aus der Festigkeitsberechnung des Talübergangs bei Rüdersdorf ergibt sich, daß in der kritischen Nacht die aus dem Eigengewicht und einem Temperaturabfall von etwa 10° berechnete Zugspannung in der Halsnaht höchstens rd. 1600 kg/cm<sup>2</sup> betrug.

Es wurde gemessen, daß die Aussteifungen I 28 nach dem Durchschneiden im Querschnitt  $a-a$  sich um etwa 1,5 mm verkürzten (Abb. 18). Sie waren auf die Stegbleche aufgeschweißt, ehe die Gurtnähte  $B$  gezogen wurden. Wären nun die Aussteifungen nicht vorhanden gewesen, so hätte sich die Gurtung, übertrieben gezeichnet, wie in Abb. 19 angedeutet, beim Verschweißen der Gurtung mit dem Stegblech nach oben gekrümmt.

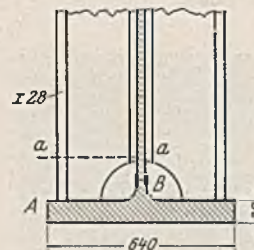


Abb. 18.

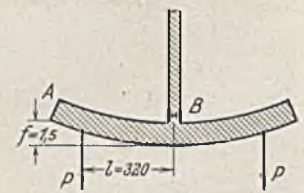


Abb. 19.

Da wegen der Aussteifungen eine solche Verformung nicht möglich war, so entstanden Zugspannungen bei  $B$ , die aus der Kraft  $P$  berechnet werden können, die notwendig wäre, um den Pfeil  $f = 0,15$  cm zu beseitigen, d. h. die Platte geradezubiegen. Es ist

$$(1) \quad f = \frac{P l^3}{3 E J} = 0,15 \text{ cm,}$$

wenn man ungünstigerweise annimmt, daß nur die Flansche der Aussteifungen satt bei  $A$  anliegen.

Nimmt man als Breite des Gurtquerschnitts, der die Biegespannung  $\sigma = \frac{M}{W}$  aufzunehmen hat, die Flanschbreite der Aussteifung an, so wird mit  $M = P l$  und  $W = \frac{2 J}{3,9}$

$$(2) \quad \sigma = \frac{P l}{J} \cdot \frac{3,9}{2}$$

<sup>b)</sup> Z. d. VdI 1933, S. 1346.



Aus (1) wird

$$\frac{Pl}{J} = \frac{0,15 \cdot 3 E}{l^2}$$

also 
$$\sigma = \frac{3,9}{2} \cdot \frac{0,15 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 100\,000}{32^2} = \text{rd. } 1800 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ergibt sich also, daß nach beiden Richtungen der Größenordnung nach etwa gleich große Zugspannungen in der Schweißnaht geherrscht haben können.

Nach dem obenerwähnten Aufsatz von Siebel und Maler ergibt der normale Zugversuch am Flachstab bei St 37 eine Bruchformänderung von 93%, während beim zweiachsigen gleichen Zug das Formänderungsvermögen auf 12 bis 15% sinkt.

Bei St 60 gegläht liegen die Werte beim Zerreiversuch am Flachstab bei 62% gegenüber 12 bis 15% beim zweiachsigen Zug. Im vergüteten Zustande beträgt das Formänderungsvermögen bei diesem Werkstoff beim Flachstab rd. 16% und ist bei zweiachsigen Zug mit 2 bis 4% nahezu verschwunden.

Wenn auch vielleicht die Versuchsergebnisse mit den dünnen Röhren nicht ohne weiteres auf den bei Rüdersdorf vorliegenden Fall übertragen werden können, so ist es doch nicht unwahrscheinlich, daß in dem durch die Aussteifungen hervorgerufenen zweiachsigen Spannungszustand die Ursache für den Bruch der Brücke zu sehen ist.

Um diese Theorie zu prüfen, soll versucht werden, den Fall Rüdersdorf am Modell zu rekonstruieren. Zu diesem Zweck sind an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart (Graf) entsprechende Versuche vom Deutschen Ausschuß für Stahlbau eingeleitet. Bei den bis jetzt durchgeführten Versuchen konnte aber trotz eines zweiachsigen Spannungszustandes ein Trennungsbruch nicht erzielt werden.

Sicher ist, daß mehrere ungünstige Umstände den Bruch an der Reichsautobahnbrücke bei Rüdersdorf herbeigeführt haben. Vielleicht haben auch eine ausschlaggebende Rolle die eigenartigen inneren Spannungen gespielt, die beim Verschweißen der dicken Gurtplatten entstanden sind, die durch den mehrachsigen Spannungszustand eine Querdehnung verhindert haben.

Die Untersuchungen der Bruchursachen am Talübergang bei Rüdersdorf sind noch nicht abgeschlossen. Jedenfalls ist heute schon soviel klar, daß zur Verhütung von Bruchschäden folgende drei Hauptgesichtspunkte ins Auge gefaßt werden müssen:

- a) Es muß ein Stahl geliefert werden, der auch nach dem Schweißen große Verformungsfähigkeit besitzt; Werkstofffrage,
- b) die konstruktive Frage,
- c) die technische Ausführung des Schweißens selbst.

Bei den Beratungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbau in Weimar am 10. Februar 1939 habe ich zusammenfassend folgende Forderungen gestellt:

1. Der Werkstoff muß schweißbar und möglichst unempfindlich gegen die Schweißhitze sein. Bei dem Biegeversuch mit Platten 200 · 50 und aufgeschweißter Längsnaht dürfen auch bei Temperaturen von -20° C die Platten nicht durchschlagen, sondern müssen sich plastisch verformen lassen, wobei Biegewinkel über 20° erwünscht sind, ehe der erste Anriß auftritt.

Ob es gelingt, allein durch die Schmelzföhrung einen solchen Werkstoff zu erzeugen, oder ob ein „Normalisieren“ nach dem Schweißen bei Dicken über 30 mm trotzdem notwendig wird, müssen die eingeleiteten Versuche zeigen.

Es wird empfohlen, zu geschweißten Stahlbauten auch bei St 37 nur Siemens-Martin-Stahl zu verwenden. Dies bezieht sich insbesondere auf die Gurtplatten.

2. Es ist wichtig, daß die chemische Zusammensetzung des niedergeschmolzenen Schweißdrahts bei der Zulassungsprüfung ermittelt wird, da festgestellt wurde<sup>7)</sup>, daß an sich vorzügliche Schweißdrähte nach dem Niederschmelzen starke Verunreinigungen an Schwefel zeigten, die sie nur aus der Umhüllung aufgenommen haben können.

3. Mit der Dicke der Gurtplatten sollte man vorläufig nicht über 50 mm hinausgehen. Reichen bei diesen Plattendicken die Gurtquerschnitte nicht aus, so ist es unbedenklich, weitere Gurtplatten durch seitliche auf die ganze Länge durchlaufende Kehlnähte anzuschließen.

4. Die Halsnähte zur Verbindung der Gurtplatten mit dem Stegblech müssen näher an die Neutralachse des Trägerquerschnitts herangerückt werden (L-förmige Gurtquerschnitte). Abgesehen davon, daß dann die Halsnähte geringere Biegespannungen erhalten, wird der gefährliche, zu Abschreckwirkungen föhrende rasche Wärmeabfluß vermieden, weil die Wärme erst durch den Engpaß gehen muß und sich dort länger staut, ehe sie sich im dicken Gurtquerschnitt schnell ausbreiten kann.

5. Sonst sind Schweißungen an über 30 mm dicken Platten zu vermeiden. Um die Aussteifungen der Stegbleche satt an den Gurtungen zum Anliegen zu bringen, sind zwischen den Gurtungen nicht

30 mm dicke Ausgleichplättchen zu verwenden, die aber nur mit den Aussteifungen verschweißt werden dürfen.

6. Beim Schweißen müssen die Stahlteile besonders vor Zugluft und großer Kälte geschützt werden.

Bei Querschnittsdicken über 30 mm wird Vorwärmen der Schweißkanten auf 200° bis 300° empfohlen (z. B., wenn der Gurt aus mehreren Platten besteht, oder an Stumpfstoen).

7. Die Schweißdrähte dürfen wegen des Wärmeabflusses nicht zu dünn sein. Ihre Dicke muß entsprechend den zu verschweißenden Bauteilen bemessen werden. Bei X-Nähten, an denen die Wurzel nach Ziehen der ersten Lagen ausgeräumt wird, hat das früher übliche Vorschiweien mit dünnen Drähten ohnedies keinen Sinn.

8. Wichtig ist, daß nach dem Abschmelzen eines Schweißdrahts sofort der neue Draht zum Abschmelzen gebracht wird, ehe die Schweiße erkaltet (Zusammenarbeiten zweier Schweißer). Ist dies nicht möglich, so muß die Schweiße vor dem Weiterschweien erhitzt werden. Die Ansatzstellen sind, weil sie in erster Linie gefährdet sind<sup>8)</sup>, besonders gründlich zu untersuchen.

9. Ausflicken von Fehlstellen im Mutterwerkstoff durch Zuschweien muß unbedingt verboten werden, weil namentlich bei dickeren Querschnitten gefährliche<sup>9)</sup> Aufhärtungen entstehen können. Unbedenklich ist es, solche Stellen sorgfältig auf größere Flächen auszuschleifen, sofern die entstandenen Vertiefungen nicht größer sind als die bei der tatsächlich vorhandenen Blechdicke zulässigen Dickenabweichungen der Bleche.

10. Schweißspritzer an den Stahlteilen sind sorgfältig wegzuputzen, danach sind die Stahlteile an den beschädigten Stellen örtlich zu erwärmen.

11. Bei geschweißten Bauwerken, in denen Blechdicken über 30 mm vorkommen, sollten grundsätzlich Probebelastungen vorgenommen werden, wobei die Lasten und Laststellungen möglichst den bei den Festigkeitsberechnungen gemachten Annahmen entsprechen sollen. In manchen Fällen wird man mit Vorteil die Belastung mit Wasser in Holztrögen vornehmen, wie dies mit Vorteil bei einer Hängebrücke in Frankreich gemacht wurde<sup>10)</sup>.

Bei den Beratungen im Deutschen Ausschuß für Stahlbau in Weimar konnten die Vertreter der Eisenhüttenleute die erfreuliche Mitteilung machen, daß es nunmehr gelungen ist, einen Stahl herzustellen, der auch nach dem Schweißen genügend verformbar ist, was durch den Schweißbigeversuch bewiesen werden kann. Damit war der wichtigste der obigen drei Hauptpunkte erledigt. Auf Grund der Aussprachen kam der Deutsche Ausschuß für Stahlbau zu folgenden Forderungen:

1. Als Werkstoff St 52 kommt nur ein feinkörniger, im Siemens-Martin-Ofen mit besonderer Schmelzföhrung hergestellter St 52 in Frage.

2. Die Schweißbigeproben dürfen nicht durchschlagen, sondern müssen bei großem Biegewinkel einen zähen Verformungsbruch aufweisen.

3. Alle Walzerzeugnisse müssen, wenn sie über 30 mm dick sind, normalgeglüht werden.

4. Für Sonderprofile mit mindestens 40 mm hohem angewalztem Steg und für Breitflachstähle, die nur mit seitlichen Flankenkehlnähten angeschweißt werden, kann bei Dicken bis 40 mm nach besonderer Vereinbarung von dem Normalglühen abgesehen werden.

5. Dickere Walzerzeugnisse als von 50 mm sollen vorläufig nicht verwendet werden.

Der Deutsche Ausschuß für Stahlbau hat weiter für das Schweißen von Brücken und von Hochbauten aus St 37 folgende Richtlinien aufgestellt:

1. Für geschweißte Brücken aus St 37 darf nur beruhigt gegossener Siemens-Martin-Stahl verwendet werden. Die dicksten Walzerzeugnisse sollen 50 mm nicht überschreiten.

2. Für Hochbauten dürfen Walzerzeugnisse bis 20 mm Dicke aus Handelsbaustahl, bis 30 mm Dicke allgemein aus St 37, darüber hinaus nur aus beruhigt gegossenem Siemens-Martin-Stahl St 37 gebildet werden.

Auch hier sollen die Walzerzeugnisse Dicken über 50 mm vorläufig nicht überschreiten.

Schluß: Nachdem es den deutschen Stahlwerken nunmehr gelungen ist, einen Stahl St 52 herzustellen, der auch nach dem Auflegen einer dünnen Schweißbraupe auf 50 mm dicke und 200 mm breite Platten beim Biegeversuch nicht mehr durchschlägt, darf damit gerechnet werden, daß die Deutsche Reichsbahn alsbald wieder große Brücken aus St 52 schweißen lassen wird. Die Deutsche Reichsbahn hat sich aber vorbehalten, jedes einzelne Stahlwerk, das künftig diesen Stahl herstellen will, erst auf Grund eingehender Prüfung des Stahls auf die geforderten Eigenschaften im Reichsbahn-Zentralamt Berlin zuzulassen.

<sup>8)</sup> Elektroschweißung 1938, S. 89, unter d.

<sup>9)</sup> Elektroschweißung 1938, S. 89, unter d. Bei einem Breitflachstahl 300 · 40 entstanden durch eine solche dünne Ausbesserungsschweißung Härten von 400 Vickers ( $\sigma_B = 144 \text{ kg/mm}^2$ ). Beim Zugversuch brach an dieser Stelle der Stab (St 52;  $\sigma_S = 36 \text{ bis } 38 \text{ kg/mm}^2$ ) bei  $\sigma_S = 3760 \text{ kg/cm}^2$  bei einer örtlichen Bruchdehnung (10 cm) von 1,7%.

<sup>10)</sup> Gén. Civ. 1938 vom 9. April.

<sup>7)</sup> Dr. Zeyen, Elektroschweißung 1939, S. 21.

## Vermischtes.

**Geheimrat Prof. Rehbock 75 Jahre alt.** Am 12. April d. J. begeht Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Theodor Rehbock, Karlsruhe/Baden-Baden seinen 75. Geburtstag und feiert zugleich sein vierzigjähriges Dozentenjubiläum. Nach umfangreicher Praxis und vielseitiger Tätigkeit, auch in unseren Kolonien, wurde er 1899 an die Technische Hochschule Karlsruhe als Professor für Wasserbau berufen, wo er das Flußbaulaboratorium schuf. Die Entwicklung des wasserbaulichen Versuchswesens, heute in Wissenschaft und Praxis als ein unentbehrliches Hilfsmittel des Wasserbaues anerkannt, ist untrennbar mit seinem Namen verbunden. Er hat es trotz vieler Kämpfe nicht nur in Deutschland, sondern in der ganzen Welt zur Anerkennung gebracht, und seiner vorbildlichen Arbeit ist es zu verdanken, daß die deutsche Forschung hierin führend geblieben ist.

In seltener Frische widmet sich Geheimrat Rehbock auch heute noch der wissenschaftlichen Arbeit und den praktischen Bauaufgaben. Ad multos annos!

**Präsident Euting †.** Im Alter von 67 Jahren starb in Stuttgart der frühere langjährige Vorstand der württembergischen Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau, Präsident Walter Euting. Er war auch mehrere Jahre hindurch Vorsitzender des früheren Deutschen Straßenbauverbandes.

**Technische Hochschule Berlin.** Regierungsbaurat Dr.-Ing. Wilhelm Loos, Berlin, wurde zum ordentlichen Professor ernannt. Ihm wurde der Lehrstuhl für Wehrbautechnik in der Wehrtechnischen Fakultät übertragen.

**Technische Hochschule Dresden.** Oberbaurat Solms Wittig, Braunschweig, wurde unter Ernennung zum Professor auf den Lehrstuhl für Straßenbau und städtischen Tiefbau sowie für das Siedlungswesen und Siedlungsplanung berufen.

**Sonderlehrgang der Straßenmeisteranwärter.** Auf der Plassenburg bei Kulmbach fand in der Zeit vom 28. Februar bis 2. März 1939 ein Sonderlehrgang der Straßenmeisteranwärter unter Leitung des Ministerialrats Schulze-Fielitz statt. An dem Kursus nahmen auch der Lehrgang der Heeresfachschule für Technik, Fachrichtung Straßenbau, Hannover, sowie die Lehrer und Schüler der Straßenbauschule Nürnberg teil. Vorträge hielten der Reichsschulungswalter des NSBDT., Hauptamt für Technik, Emil Maler-Dorn sowie Landesbaurat Dr. Schmieß und Ministerialrat Schulze-Fielitz. Der letztgenannte Redner wies darauf hin, daß es die Pflicht des Straßenmeisters sei, beispielhaft zu wirken, da seine Arbeit starker Beobachtung durch die Öffentlichkeit unterliege. Der derzeitige Mangel an Straßenmeistern habe einerseits zur Folge, daß der Nachwuchs sehr günstige Berufsaussichten für das weitere Vorwärtkommen habe, andererseits ergebe sich daraus für den Straßenmeister die Verpflichtung, mehr zu schaffen als zu Zeiten des Menschenüberflusses.

**Verordnung über Garagen und Einstellplätze** (Reichsgaragenordnung — RGaO —) vom 17. Februar 1939<sup>1)</sup>. Die neue Verordnung bringt mit Wirkung vom 1. April 1939 die seit langem ersehnte Neuordnung der Unterbringung von Kraftfahrzeugen. Sie enthält 65 Paragraphen in neun Abschnitten, deren wichtigste der Abschnitt IV, „Bauvorschriften mit den Erleichterungen für Kleinanlagen“ (§§ 14 bis 29), und der Abschnitt V, „Zusätzliche bauliche Anforderungen an Mittel- und Großanlagen“ (§§ 30 bis 44), sind. Außerdem ist noch besonders hinzuweisen auf Abschnitt II „Pflicht zur Schaffung von Einstellplätzen oder Garagen“ (§§ 2 bis 8), sowie auf Abschnitt VII „Betriebsvorschriften“ (§§ 47 bis 52) und Abschnitt VIII „Zuständigkeit, baupolizeiliche Genehmigungspflicht und Verfahren“ (§§ 53 bis 58). Die Betriebsvorschriften geben außer allgemeinen Vorschriften für Einstellplätze, Garagen, feuergefährdete Nebenräume (§ 47) u. a. noch besondere Vorschriften für Garagen mit Kraftfahrzeugen, die durch Benzin, Benzol, Spiritus o. dgl. angetrieben werden (§ 48) und solche für Garagen mit anders betriebenen Kraftfahrzeugen (§ 50).

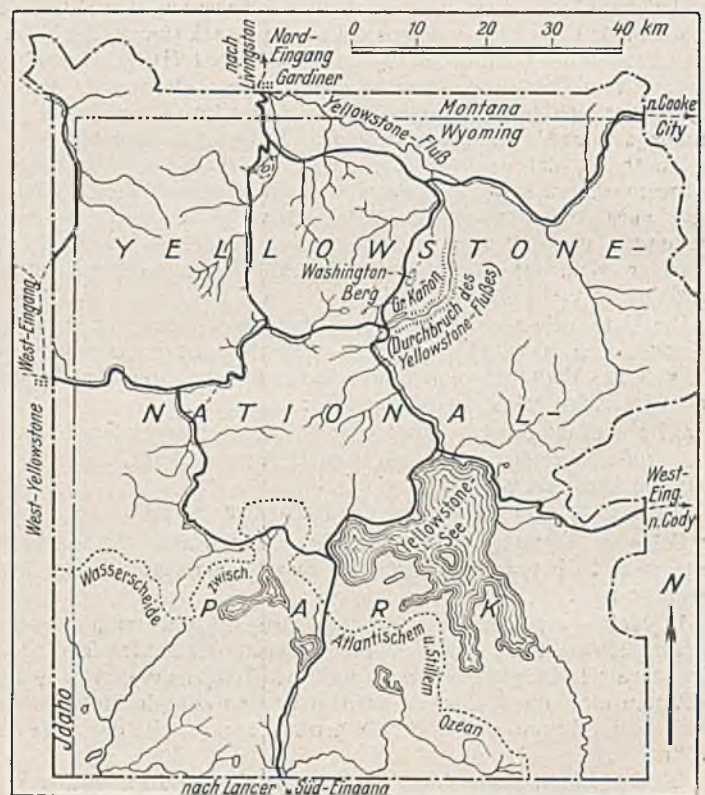
Die genaue Kenntnis und Beachtung der neuen Verordnung, die übrigens durch einen wertvollen geschichtlichen und erläuternden Aufsatz von Hermann Schultze, dem Dirigenten der Berliner Baupolizei, eingeleitet ist, dürfte für jeden Garagenbauer unerlässlich und jedem Garagenbesitzer dringend zu empfehlen sein.

Laskus.

**Straßenbau in einem amerikanischen Staatspark.** Der bekannte Yellowstone Park, eins der Naturschutzgebiete der VStA, bedeckt eine Fläche von rd. 9000 km<sup>2</sup>. Aus Flächen, die 1800 bis 2500 m über Seehöhe liegen, erheben sich Berge bis auf 3600 m Seehöhe. Das Gebirge ist vulkanischen Ursprungs, der sich heute noch durch zahlreiche heiße Quellen bemerklich macht. Die Höhe und die Geländeformen bringen oft heftige Niederschläge mit sich, was namentlich vom Schnee gilt. Er liegt oft 2,5 bis 3 m hoch, und Schneewehen erreichen eine Höhe von 15 m. Um 1870 wurde die Gegend erforscht, und ihre Reize gaben Anlaß, das Gebiet zum ersten Naturschutzgebiet der VStA zu erklären. Es erwies sich bald als nötig, das Gelände durch Straßen zugänglich zu machen; 1877 wurde hierzu der bescheidene Betrag von 15 000 Dollar bereitgestellt. Später wurden reichlichere Mittel bewilligt, so z. B. in den ersten Jahren des laufenden Jahrhunderts ein auf drei Jahre verteilter Betrag von 750 000 Dollar, und man ging, wie Military Engineer

1937, Heft Sept./Okt., berichtet, an einen planmäßigen Ausbau des Straßennetzes. Seine Durchführung sowie die polizeiliche Aufsicht des Naturschutzgebietes lag bis 1918 in den Händen der technischen Truppe des Bundesheeres, die ja auch die staatlichen Wasserbaubeamten stellt. Erst dann wurde eine besondere Parkbehörde ins Leben gerufen, die beide Tätigkeiten übernahm. Bis dahin war das Straßennetz auf 450 km Länge angewachsen, aber nur ein kleiner Teil des Netzes genügte den Ansprüchen, die der Verkehr stellte, und ein Betrag von 12 Mill. Dollar wurde für nötig erachtet, um es auf einen angemessenen Stand zu bringen. Bis 1915 war der Verkehr von Kraftwagen im Yellowstone Park verboten, einerseits weil sich die Straßen nicht für ihn eigneten, andererseits weil man es nicht für angebracht hielt, Kraftwagenverkehr in einem Naturschutzgebiet zuzulassen. Die zunehmende Verbreitung des Kraftwagens zwang jedoch dazu, von dieser Beschränkung des Verkehrs abzusehen.

Das Straßennetz des Yellowstone Park bildet heute eine Schleife mit einer Querverbindung in ihrer Mitte, wodurch ungefähr die Form einer „8“ entstanden ist. In diese Schleife münden fünf Zugangstraßen an verschiedenen Stellen ein. Es verdankt seine Entstehung neben der Arbeit der schon genannten Parkbehörde der Tätigkeit der Bundesbehörde für den Straßenbau, die im Jahre 1926 mit Vorarbeiten für den planmäßigen Ausbau des Straßennetzes begann. Als Regelbreite für die die Schleife bildende Straße wurden 8,55 m, für die Zufahrtstraßen 7,95 m festgesetzt.



Straßennetz des Yellowstone Staatsparks.

Der Straßengraben zu beiden Seiten erhielt eine Breite von 1,5 m bei 0,3 m Tiefe. Für unübersichtliche Krümmungen wurden 60 m als Mindesthalbmesser festgesetzt, an übersichtlichen Stellen wurde ein Halbmesser von 45 m zugelassen, man war aber bemüht, mit dem Halbmesser nicht unter 175 m herunterzugehen. In den Krümmungen erhielten die Straßen ein einseitiges Gefälle von 1:50 bis 1:10. Scharfe Krümmungen sind auf der Innenseite bis auf 1,5 m verbreitert; sie haben auch Übergangsbogen. Als höchste Steigung wurde 1:20 festgesetzt, wobei für Strecken bis zu 600 m Länge 1:17 und bis 300 m Länge 1:14 zugelassen wurde. Um einen sanften Übergang in den Krümmungen zu erreichen, wurde die Achse, in der die entwerfsmäßige Steigung durchgeführt wurde, in den Krümmungen 3 m nach innen verschoben.

Das Netz, das nach diesen Grundsätzen ausgebaut werden soll und zum Teil bereits ausgebaut ist, hat eine Länge von 410 km, wovon 215 km auf die Schleife und 195 km auf die Zufahrtstraßen entfallen. Es wurde zunächst ein Fünfjahresplan aufgestellt, die Arbeiten konnten aber beschleunigt werden, da mittlerweile Bundesmittel, die zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit bereitgestellt wurden, für den Straßenbau verwendet werden konnten.

Da der Hauptverkehr im Naturschutzgebiet in die trockene Jahreszeit fällt, galt es zunächst, den Staub zu bekämpfen. Um eine staubfreie Straßendecke herzustellen, wurde die Straße abgezogen, wobei Unebenheiten ausgeglichen wurden. Die so freigelegte Fläche wurde mit 1,1 bis 2,3 l/m<sup>2</sup> Öl getränkt, das man etwa eine Viertelstunde einziehen ließ, ehe man das abgezogene lose Deckmaterial wieder aufbrachte. Die Verdichtung überließ man dem Verkehr. Es entstand so eine Dicke von 1,5 bis 2 cm, die ausreichte, bis man an eine weitere Verstärkung ging.

<sup>1)</sup> Erschienen als Beilage zum Ztrbl. d. Bauv. 1939, Heft 10, Berlin W9, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Einzelpreis 0,80 RM, Partiepreise billiger.

Die Arbeiten wurden nacheinander auf der halben Straßenbreite ausgeführt, so daß immer eine Hälfte der Straße befahrbar war.

Der Grundbau der Straße schwankt je nach der Lage; er ist entweder einschichtig oder besteht aus zwei Schichten. Ob die einschichtige oder die zweischichtige Bauart angewendet wird, hängt im wesentlichen von der Tragfähigkeit des Untergrundes ab. Auch die Korngröße des Gerüstes der Straßendecke wurde den örtlichen Verhältnissen angepaßt. Zum Straßenbau geeignetes Gestein steht zwar im Naturschutzgebiet an, es mußte aber vermieden werden, daß durch seine Gewinnung unschöne „Narben“ entstünden, und so mußte das Gestein häufig aus größerer Entfernung angefordert werden. Auf seine Eignung zum Straßenbau wurde es wissenschaftlich untersucht.

Die endgültige Straßendecke besteht aus einem 6,5 cm dicken Steinbett in 6 bis 7,3 m Breite, dessen Gestein von 2 bis 2,5 cm Korngröße mit einem Verschnittasphalt vorgemischt ist. Vor dem Aufbringen dieses Steinbetts wird der Grund sauber abgekehrt und mit Öl getränkt. Auf das Steinbett kommt eine Verschleißschicht aus Splitt. Das Steinbett wird mit einer 5- oder einer 10-t-Walze verdichtet und dann 15 Tage dem Verkehr überlassen, ehe die Verschleißschicht aufgebracht wird, die aus 5 bis 7,5 kg/m<sup>2</sup> Splitt und 0,5 bis 1 l/m<sup>2</sup> Öl besteht.

Wegen der heftigen Niederschläge und der Beschaffenheit des Untergrundes mußte auf dessen Entwässerung besondere Sorgfalt verwendet werden. Vermutlich um keine Mückenplage aufkommen zu lassen, sollte kein Wasser auf der Oberfläche abgeführt werden, sondern unter den Straßengraben wurden Dränrohre von 15 und 20 cm Durchm. verlegt. Hierzu wurden 75 cm bis 1 m tiefe Rohrgräben ausgehoben, deren Boden 5 cm hoch mit Sand bedeckt wurde. Die Stöße der Rohre wurden, um Verstopfungen zu verhindern, mit Teerpapier abgedeckt. Mindestens 30 cm hoch wurde der Rohrgraben dann mit durchgeworfenem Kies von 2 bis 9 cm Korngröße verfüllt. Unter der Straße wurde, wo nötig, ein entsprechendes Rohrnetz eingebaut.

Dammschüttungen wurden in Schichten ausgeführt, gegebenenfalls eingeschlämmt und mit den bekannten Schafffußwalzen verdichtet. An feuchten Stellen wurde der Untergrund abgegraben und mit Grobschlag von 8 cm Korngröße wieder aufgefüllt.

Stellenweise mußten besondere Maßnahmen zur Ableitung des Wassers der heißen Quellen getroffen werden.

Die Straßenböschungen wurden so gestaltet und bepflanzt, daß keine Härten im landschaftlichen Bilde entstanden. Zu Neupflanzungen wurden an Ort und Stelle vorkommende Bäume verwendet.

Alte abgeworfene Straßenzüge wurden so weit abgegraben, daß ihre Tränkung mit Öl kein Hindernis mehr für die Begrünung der frei gewordenen Flächen bilden kann.

An Brücken sind bisher 20 mit mehr als 6 m Weite gebaut worden, und der Bau von zehn solchen Brücken steht noch aus. Sie bestehen zum Teil aus Beton mit Steinverkleidung, zum Teil aus Holz. Eine von ihnen, als Anglerbrücke bezeichnet, ein Bauwerk von 160 m Länge, hat einen besonderen Steg, von dem aus die Angler ihren Köder nach Forellen im Yellowstone-Fluß auswerfen können.

Die bisherigen Straßenbauarbeiten im Yellowstone Park haben 8,5 Mill. Dollar gekostet, und ungefähr der gleiche Betrag wird nötig sein, um das Straßennetz vollständig auszubauen.

**Luft-Förderrinne für Zement.** Bei dieser Fördereinrichtung (Bauart Polysius) wird der Zement oder ein anderes pulverförmiges bis griesiges Massengut durch den Zusatz von Luft in einen flüssigkeitsähnlichen Zustand versetzt, so daß das Zement-Luft-Gemisch auf schwach geneigter Bahn wie eine Flüssigkeit abfließt.

In der Förderrinne mit rechteckigem Querschnitt (Abb. 1) ist in der Längsrichtung ein luftdurchlässiger Zwischenboden *c* eingebracht, durch den die Rinne in den Förderraum *a* und den Luftkanal *b* unterteilt wird. Oben ist die Rinne durch einen Deckel verschlossen. Auf der ganzen Rinnenlänge dringt dauernd aus dem Luftkanal durch den durchlässigen Zwischenboden Luft in den Förderraum, die das Fördergut auflockert und dadurch in der schwach schrägen Rinne zum Fließen bringt. In dem Deckel auf der Rinne sind in gewissen Abständen Öffnungen angebracht (Abb. 2), durch die die aus dem Fördergut austretende Luft entweicht.

Zur Erzeugung der Luft dienen Niederdruck-Flügelgebläse. Der Arbeitsluftdruck für die Rinnen beträgt nur 100 mm WS, die Gebläse selbst ergeben aber einen Druck von 250 mm WS. Aus dem niedrigen Arbeitsluftdruck folgt auch ein sehr geringer Energiebedarf. Zum Fördern eines Massengutes mit einem Gewicht von z. B. 1 kg/l gibt der Antriebsmotor für das Gebläse bei einer Förderleistung der Rinne von 40 t/h und einer Förderlänge von 25 m eine Leistung von 1,1 PS ab. Der Energiebedarf der Rinne selbst beträgt aber nur 0,95 PS. Bei dem genannten Beispiel kommt man mit einem Energiebedarf von 0,024 PS/t aus. Der Energiebedarf für verschiedene Förderstrecken und -leistungen ist in der folgenden Übersicht zusammengestellt.

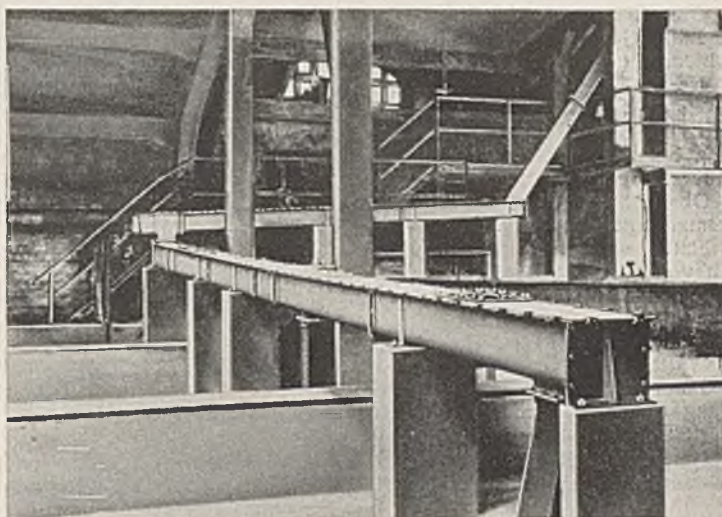


Abb. 2. Ansicht einer Luft-Förderrinne.  
Werkaufnahme.

Breite der Rinne mm	Leistung m <sup>3</sup> /h	Energiebedarf bei Förderstrecken von		
		10 m PS	25 m PS	40 m PS
125	15	0,45	0,75	1
250	40	0,75	1,1	2
400	65	1	2	3
500	100	1,1	2,5	3,5

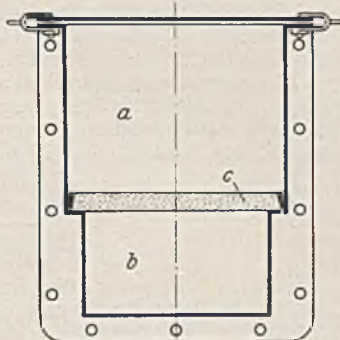
Beschickt werden die Förderrinnen in einfacher Weise durch Rohrleitungen oder Schurren, die in die Deckel einmünden. Zum Entleeren dienen seitliche Ablaufkasten mit Klappenverschlüssen. Durch Handhebel werden in den Ablaufkasten seitliche Trogleble ausgehend, wobei gleichzeitig bewegte Fallklappen den Fördergutstrom von den Rinnen seitlich in Richtung der Klappen ablenken. — Die Förderrinnen können ohne weiteres in jedem Winkel abgelenkt sein.

**Verbreiterung und Verstärkung einer Straße mit Beton.** Die älteren Betonstraßen der VStA scheinen nicht sehr haltbar zu sein, es wird wenigstens öfter darüber berichtet, daß sie, meist unter Beibehaltung der alten Betondecke, mit einem neuen Überzug von Beton versehen worden sind. Eine solche abgenutzte Straßendecke ist z. B., wie Eng. News-Rec. 1937 vom 30. Dezember berichtet, auf der Staatsstraße Nr. 2 in der Gegend von Elkhart im Staate Indiana instand gesetzt worden, wobei man zugleich die feste Decke von 5,5 m auf 9,15 m verbreitert hat. Es handelte sich im ganzen um die Herstellung einer 11 km langen Straßenstrecke, von der 2,7 km mit Beton befestigt waren, während 3,7 km eine Ziegelpflasterdecke hatten. (Auf dem Rest der Strecke [4,6 km] war eine völlig neue Betondecke herzustellen.) Neben der alten Decke wurde zunächst eine 18 cm dicke Betonplatte in 3,65 m Breite hergestellt, die am äußeren Rand auf 23 cm verstärkt war, wobei die Verstärkung auf 61 cm in die Dicke des übrigen Teils der Platte verlief. Sodann erhielt die Straße auf ihrer ganzen Breite noch eine Deckschicht von Beton in 13 cm Dicke. Diese Schicht wurde auf dieselbe Art aufgebracht, gleichviel, ob sie auf das Ziegelpflaster, den alten oder den neuen Beton zu liegen kam, nur wurde auf dem Ziegelpflaster eine Schicht Papier untergelegt.

Damit die Deckschicht überall die vorgeschriebene Mindestdicke von 13 cm erhielt, wurde die Fläche genau einnivelliert. Alle 7,6 m wurde der Querschnitt durch Ermittlung der Höhenlage von 60 cm voneinander entfernten Punkten aufgenommen. Lagen zwischen diesen Querschnitten erhöhte Punkte, so wurde deren Höhenlage ebenfalls eingemessen, und nach den so ermittelten höchsten Punkten wurden die seitlichen Schalungen aufgestellt, die schließlich sorgfältig auf ihren gleichförmigen Verlauf geprüft und eingestellt wurden.

Auf dem Ziegelpflaster wurde zunächst das Papier, das mit Teer getränkt war und ungefähr 200 g/m<sup>2</sup> wog, ausgelegt; die Ziegelerdecke wurde dazu angefeuchtet, und die Papierbahnen, die 90 bis 120 cm breit waren, erhielten eine Überlappung von 2,5 cm. Beim Verlegen des Papiers mußte darauf geachtet werden, daß es satt auflag, und ebenso mußte beim Aufbringen des Betons verhütet werden, daß sich Falten im Papier bildeten, damit die Betondecke die verlangte Mindestdicke erhielt und nicht etwa schwache Stellen entstanden.

Der Beton für alle Teile der Straße bestand aus 280 kg Zement, 600 kg Sand, 630 kg Feinkies und 150 kg Grobkies. Die unrunder Maße rühren daher, weil eine Füllung des Mixers immer mit sechs Sack Zement hergestellt wurde. Das Mischungsverhältnis der festen Bestandteile wurde während der ganzen Arbeit beibehalten, der Wasserzusatz schwankte jedoch zwischen 103 l und 117 l für die Mischung. Das Setzmaß durfte höchstens 7,6 cm betragen; augenscheinlich waren die Bestandteile des Betons etwas ungleichmäßig, so daß dieses Setzmaß nur mit einem verschiedenen Wassergehalt erreicht werden konnte.



*a* = Förderraum, *b* = Luftkanal,  
*c* = luftdurchlässiger Zwischenboden.

Abb. 1. Querschnitt einer Luft-Förderrinne.

Die Bestandteile des Betons wurden trocken in einer festen Anlage vorgemischt und in Wagen, die drei Füllungen des Mixers aufnehmen konnten, dem Mischer zugeführt.

Der Deckbeton wurde auf die volle Straßenbreite in einem Arbeitsgang aufgebracht. Er wurde zunächst 5 cm unter der Sollhöhe abgestrichen, worauf ein Drahtgewebe eingelegt wurde. Weiter wurde der Beton bis zur Sollhöhe eingebaut und abgeglichen, und die Oberfläche wurde mit einem Straßenfertiger mit doppelter Bohle bearbeitet. Statt die Oberfläche, wie es sonst im Staate Indiana üblich zu sein scheint, zweimal mit diesem Fertiger oder mit einem zweiten Fertiger zu bearbeiten, wurde sie noch mit einer Maschine abgerieben, was schließlich noch von Hand wiederholt wurde, wobei die Arbeiter auf einer Brückendecke geprüft. Diese Prüfung wurde wiederholt, als der Beton so fest geworden war, daß er betreten werden konnte. Dazu wurde ein 3 m langes Richtscheit verwendet, und wenn sich dabei hohe Stellen von mehr als 3 mm fanden, wurden diese von Hand mit einem Stein abgerieben. Gelang es dabei nicht, die Sollhöhe herzustellen, so wurde das weitere Erhärten des Betons abgewartet und die Stelle dann abgeschliffen.

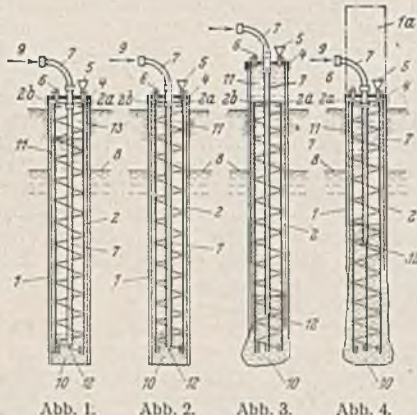
Um eine griffige Oberfläche zu erhalten, wurde der frische Beton mit dem Besen abgekehrt. Er wurde dann 24 Stunden lang mit nassem Rupfen abgedeckt, worauf weiter eine Schicht nasses Stroh aufgebracht wurde.

In Abständen von 12 m hat die Betondecke Dehnungsfugen. Wo diese bis auf den Erdboden durchgehen, sind sie mit einem Kupferblech überbrückt, das nur 2,5 cm in die alte Decke einbindet. In der Fuge liegen in 30 cm Abstand 60 cm lange Dübel von 15 mm Durchm.; ihre Enden sind von Kappen eingehüllt, und die Dübel sind gefettet, so daß sie die Bewegungen der Decke nicht hindern. Die Fugen sind mit einem 13 mm dicken Gummiband ausgefüllt. In der Längsrichtung verlaufen 3 m von den Rändern entfernt Scheinfugen, die mit 5 cm breiten, 6 mm dicken vorgeformten Blumenstreifen ausgefüllt sind; sie sind mit der Maschine in den fertigen Boden eingeschnitten.

Die Straße soll später noch bis auf 12,2 m verbreitert werden. Ihr Quergefälle beträgt daher auf der einen Seite 7,6 cm, auf der anderen 2 cm. Wkk.

Patentschau.

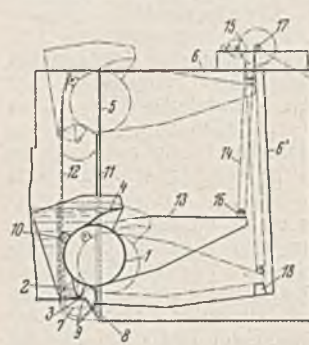
Verfahren zur Herstellung von Preßbetonpfählen. (Kl. 84c, Nr. 631 557, vom 30. 9. 1933, von Giovanni Rodio in Mailand.) In das Rohr 1 setzt man die Bewehrung 2a, 2b ein sowie auch eine oder mehrere Röhren 3, die zum Einfüllen der Zementmilch dienen und etwas über den unteren Teil des Rohres 1 hinweggehen. Am Oberende des Rohres ist ein Deckel 4 angebracht, der mit einem Trichter 5 und einem Hahn 6 versehen ist. Das durch den Deckel 4 geführte Rohr 7 ist mit einem Ventil 12 ausgestattet, das die Auswaschungen des in das Rohr 7 zunächst eingebrachten Betons vermeidet. Der Grundwasserspiegel liegt bei 8. Um den Pfahl herzustellen, preßt man durch die Öffnung 9 Beton ein, der das Rohr 7 allmählich ausfüllt. Gleichzeitig öffnet der Beton das Ventil 12 und dringt in den unteren Teil des Bohrrohres ein. Der bel 10 zusammengepreßte Beton stößt die über ihm stehende Wassersäule 11 nach oben. Die Betonschicht 10 trennt das im Rohr 1 enthaltene Grundwasser von dem der Umgebung. Man füllt dann mittels des Trichters 5 den am Oberende des Rohres verbliebenen Zwischenraum z. B. mit Zementmilch aus, indem man die Luft durch den Hahn 6 entweichen läßt. Der Hahn 6 sowie die Zuführung zu dem Trichter wird verschlossen, worauf man den Beton unter Druck durch das Rohr 7 einführt. Dieser Beton fließt in den bereits eingefüllten



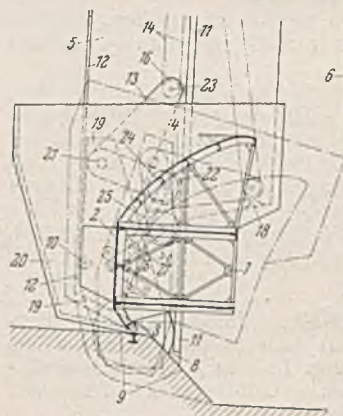
Beton ein und preßt den schon eingebrachten Beton zusammen. Dieser Beton drängt das über ihm stehende Wasser nach oben zurück. Der auf den Beton ausgeübte Druck hebt das Rohr 1 nach Maßgabe der eingeführten Betonmengen hoch. Die Röhre 7 folgt der Steigbewegung, so daß der unter dem äußersten Ende dieser Röhre liegende Beton zur Ruhe kommt. Ist ein genügendes Stück des Rohres aus der Erde getrieben, so nimmt man den Deckel 4 ab, entfernt den obersten Schuß des Rohres 1, zieht ebenfalls einen Teil der Röhre 7 heraus, verbringt den Deckel 4 wieder an seinen Platz und bringt Beton unter Druck durch die Röhre 7 ein. Während der Wegnahme des Gliedes 1a hält das im Rohr 1 enthaltene Wasser mit dem Gewicht des schon vorhandenen Betons dem Druck der Erdmassen das Gleichgewicht.

Hubschütz mit einem in der Staulage kippbar gelagerten Staukörper. (Kl. 84a, Nr. 634 484, vom 31. 8. 1933, von Fried. Krupp Grusonwerk AG in Magdeburg-Buckau.) Um sowohl das Verändern der Stauhöhe als auch das Herausheben des Staukörpers mit nur einem Hubmittel zu erreichen und um zu vermeiden, daß beim Kippen des Schützes der Dichtungsbalken sich auf der Wehrsohle verschiebt, liegen die Drehachsen der Tragrollen des Staukörpers und die Berührungslinie zwischen dem Dichtungsbalken und der Wehrsohle in einer Geraden, die die Kipp-

achse für den Staukörper bildet. Letzterer besteht aus einer Walze 1, einer unteren Stauwand 2 mit dem Sohlendichtungsbalken 3 und dem oberen Stauschild 4. Die Walze greift mit beiden Stirnenden in Nischen 5 der Pfeiler 6 ein. An den Enden der Walze sind Stützen 7 angeordnet, in die je eine Tragrolle 8 eingebaut ist, deren Drehachsen mit der Berührungslinie zwischen dem Dichtungsbalken 3 und der Sohle 9 in einer Geraden liegen. An den in die Nischen 5 hineinragenden Enden der Walze sind Stützrollen 10 gelagert. In jeder Nische sind Laufschiene 11 und 12 für die Tragrolle 8 und die Stützrolle 10 vorgesehen. Die Enden der Walze 1 sind je mit einem in einer Ausnehmung 6' jedes Pfeilers 6 liegenden Arm 13 verbunden, an dessen freiem Ende ein Hubmittel, z. B. eine Kette 14, angreift, dessen eines Ende in der Nähe der Antriebsvorrichtung 15 befestigt ist; die Kette läuft über eine Rolle 16 nach dem Antriebsrad 17. Soll der Stauspiegel gesenkt oder Eis usw. abgeführt werden, so werden die Hubmittel um den jeweils erforderlichen Betrag nachgelassen, wodurch das Schütz um die Berührungslinie zwischen Dichtungsbalken und Sohle gekippt wird. Zum Heben des Schützes werden die Hubmittel 14 angezogen. Das Schütz rollt dann mit den Laufrollen 8 und den Stützrollen 10 zwischen den Schienen 11 und 12 aufwärts. Die Laufschiene 12 sind in ihrem oberen Teil in Richtung der freien Enden der Arme 13 gekrümmt, um den Hubweg der Enden der Arme zu verkürzen und die Pfeilerhöhe möglichst klein zu halten.



Hubschütz mit einem in der Staulage kippbar gelagerten Staukörper. (Kl. 84a, Nr. 640 774, vom 16. 5. 1933, vom Fried. Krupp Grusonwerk AG in Magdeburg-Buckau, Zusatz zum Patent 634 484<sup>1)</sup>.) Um die durch das Eigengewicht des Schützes veranlaßten Raddrucke auf die Laufschiene zu verringern, ist an beiden Stirnenden des Hubschützes an in Nischen eingreifenden, mit dem Staukörper starr verbundenen Wangen je ein Winkelhebel schwenkbar gelagert, dessen einer Schenkel mit dem Hubmittel verbunden ist, und dessen anderer Schenkel eine sich gegen die nach dem Unterwasser zu liegende Laufschiene abstützende Druckrolle trägt. Der Staukörper besteht aus einem Kastenträger 1, einer Stauwand 2 mit dem Sohlendichtungsbalken 3 und einem Stauschild 4. An beiden Stirnenden des Staukörpers ist je eine Wange 19 angeordnet, die unten eine Tragrolle 8 trägt, deren Drehachse etwa mit der Berührungslinie zwischen dem Dichtungsbalken 3 und der Sohle 9 in einer Geraden liegt. Die Wange 19 greift in eine Nische 5 des Pfeilers 6 ein, die durch einen Seitendichtungsschild 20 gegen Eindringen des Wassers geschützt ist. Etwa in der mittleren Höhe der Wange 19 ist eine Führungsrolle 10 vorgesehen, am oberen Ende der Wange ist um einen Zapfen 21 ein Winkelhebel 13 schwenkbar gelagert, der eine Druckrolle 22 und eine Rolle 16 trägt, an der das Hubmittel 14 angreift. In der Staulage des Schützes liegt die Drehachse 23 der Rolle 16 etwa lotrecht über dem Schwerpunkt des Schützes. Zwischen jedem Winkelhebel 13 und der zugehörigen Wange 19 ist eine aus zwei gelenkig miteinander verbundenen Lenkern 25/26 bestehende Gelenkverbindung vorgesehen, die sich gegen einen Anschlag 27 legt. Das Hubschütz ist zwischen zwei Laufschiene 11 und 12 gelagert, und zwar laufen die Rollen 8 und 22 auf der Schiene 11, während die Rolle 10 sich gegen die Schiene 12 abstützt. Zur völligen Entlastung des Hubmittels in der Kipplage wird der die Rolle 16 tragende Schenkel des Winkelhebels 13 durch einen Bock 18 abgestützt.



1) s. vorstehend.

Personalmeldungen.

Bayern. Ernann: die Regierungsauräte Sigmund Franz und Christoph v. Petz im Bayerischen Staatsministerium des Innern und Hermann Ludwig beim Bayerischen Landesamt für Wasserversorgung zu Regierungsauräten I. Klasse; — Dipl.-Ing. Rudolf Albrecht an der Staatsbauschule München unter Berufung in das Beamtenverhältnis zum Baurat.

Versetzt: Regierungsaurat Erich Grauberger vom Straßen- und Flußbauamt München an das Wasserstraßenamt Schweinfurt.

INHALT: Zwei Zweigelenkrahmenbrücken über den Elster-Saale-Kanal. — Holz im Lehrgerüstbau bei den Brücken der Reichsautobahn. (Schluß). — Augenblicklicher Stand des Schweißens von Stahlbauwerken in Deutschland. (Schluß). — Vermischtes: Gehelmrat Prof. Rehbock 75 Jahre alt. — Präsident Euting †. — Technische Hochschule Berlin. — Technische Hochschule Dresden. — Sonderlehrgang der Straßenmeisteranwärter. — Verordnung über Garagen und Einstellplätze. — Straßenbau in einem amerikanischen Staatspark. — Luft-Förderlinie für Zement. — Verbreiterung und Verstärkung einer Straße mit Beton. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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