

# DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 27. Februar 1931

Heft 9

## Die im Straßenzuge Haupt-, Rhein- und Schloßstraße in Berlin angewendeten Pflasterarten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Magistratsoberbaurath W. Frost, Berlin.

Von den Berliner Ausfallstraßen ist nachweisbar der Straßenzug: Haupt-, Rhein-, Schloßstraße und weiter Wannsee—Potsdam am stärksten vom Verkehr belastet. Während nach Norden, Osten und Süden hinreichend Ausfallstraßen vorhanden sind, drängt sich der Verkehr nach Südwesten und Westen auf diesen Straßenzug zusammen. Die zahlreichen Unfälle in der Haupt-, Rhein- und Schloßstraße, die zum nicht geringen Teil auch auf die ungünstige Seitenlage der Straßenbahngleise zurückzuführen waren, haben dazu geführt, daß bald nach der Stabilisierung der Mark die Entwurfbearbeitung für den Umbau dieses Straßenzuges in die Wege geleitet wurde. Bis auf die Verlegung der Dreilindenstraße in Wannsee nach Süden zur Beseitigung des Gefahrenpunktes an der Überführung der Wannseebahn und die Abtragung des sogenannten Kilometerberges zwischen Wannsee und Glienicke-Brücke sind wesentliche Veränderungen an der Plan- und Höhenlage nicht nötig. Für die Querschnittsgestaltung sind zwei Richtungsfahrdämme mit dem Straßenbahnkörper in der Mitte für den gesamten Straßenzug vorgesehen. Der Teil in der Haupt-, Rhein- und Schloßstraße zwischen Mühlen- und Grunewaldstraße am Rathaus in Steglitz ist bereits umgebaut. Es dürfte von allgemeinem Interesse sein, zu erörtern, welche Pflasterarten hier verwendet sind.

Zunächst ist eine Zusammenstellung gegeben, aus der die Lage der einzelnen Pflasterarten, die Art des Pflasters, die Zeit der Ausführung, die ausführende Firma und der Umfang des Pflasters zu entnehmen sind.

### Zusammenstellung.

1. Hauptstraße zwischen Mühlenstraße (Tempelhofer Straße) und Innsbrucker Platz — beide Fahrdämme —.
  - a) Art der Ausführung (A. d. A.):
    - I. 30 cm starker Beton 1 : 8 (hochwertiger Zement) und 5 cm starker Stampfasphalt auf der gesamten Strecke.
    - II. Rd. 40 m südwestlich der Tempelhofer Straße Hartgußasphaltteppich von 2 cm Stärke auf dem vorhandenen Stampfasphalt.
    - III. Auf der Nordwestseite: Oberflächenbehandlung mit Spramex unter Anwendung des Grecoverfahrens; jedoch vor Haus Nr. 56: Asphaltfeinbetonteppich nach dem gleichen Verfahren.
  - b) Zeit der Ausführung und Ausführende (Z. d. A. u. A.):
    - Von a) I. Stampfasphalt: März bis Juni 1927.
    - II. Hartgußasphaltteppich südlich der Tempelhofer Straße: 1929.
    - III. Oberflächenbehandlung: September 1930; sämtliche Ausführungen durch AG. Joh. Jeserich.
  - c) Fläche: insgesamt 6100 m<sup>2</sup>.
- 1a. Innsbrucker Platz — Nordwestseite —.
  - a) A. d. A.:
    - I. Wie bei 1. a) I.
    - II. Geplant: Hartgußasphaltteppich von 1,2 cm Stärke auf dem vorhandenen Stampfasphalt.
  - b) Z. d. A. u. A.:
    - Von a) I. Stampfasphalt: Juni 1927 durch die Deutsche Asphalt AG.
    - II. Hartgußasphaltteppich: Geplant durch dieselbe Firma.
  - c) Fläche: rd. 300 m<sup>2</sup>.
2. Hauptstraße zwischen Innsbrucker Platz und Rubensstraße — beide Fahrdämme —.
  - a) A. d. A.: wie 1. a) I.
  - b) Z. d. A. u. A.: anschließend an 1. bis 8. Dezember 1927 durch Firma zu 1.
  - c) Fläche: rd. 1200 m<sup>2</sup>.
3. Hauptstraße zwischen Rubens- und Sponholzstraße — beide Fahrdämme —.
  - a) A. d. A.: 30 cm starker Beton 1 : 8 und 5 cm starker Stampfasphalt.
  - b) Z. d. A. u. A.: Juli bis Oktober 1928 durch Louis Schier.
  - c) Fläche: rd. 3500 m<sup>2</sup>.
4. Hauptstraße — Südostseite — zwischen Sponholzstraße und Haus Nr. 108 und zwischen Hähnel- und Stierstraße — Nordwestseite —.
  - a) A. d. A.: wie bei 3. a).
  - b) Z. d. A. u. A.: 1928 durch Berliner Asphalt-Gesellschaft Kopp & Co., AG.
  - c) Fläche: 6100 m<sup>2</sup>.
5. Hauptstraße — Nordwestseite — zwischen Stierstraße und Lauterplatz.
  - a) A. d. A.: 30 cm starker Beton 1 : 8 und 5 cm starker Hartgußasphalt.
  - b) Z. d. A. u. A.: wie vor.
  - c) Fläche: 1200 m<sup>2</sup>.
6. Rheinstraße — Südostseite — zwischen Lauterplatz und Ringstraße.
  - a) A. d. A.:
    - I. 30 cm starker Beton 1 : 8 aus hochwertigem Zement und 5 cm starker deutscher Stampfasphalt, bestehend aus: Vorwohler Asphaltfelsen mit 10,5% Bitumengehalt mit einem Erweichungspunkt nach Krämer-Sarnow von 40° C.
    - II. Geplant: Hartgußasphaltteppich von 1,2 cm Stärke auf dem vorhandenen Stampfasphalt.
  - b) Z. d. A. u. A.:
    - Von a) I. Juli 1928 durch Deutsche Asphalt AG.
    - II. Geplant durch dieselbe Firma.
  - c) Fläche: rd. 960 m<sup>2</sup>.
7. Rheinstraße — Nordwestseite — vom Lauterplatz bis Schmargendorfer Straße.
  - a) A. d. A.: 5 cm starker Hartgußasphalt in zwei Lagen auf 30 cm starkem Beton 1 : 8.
 

Zusammensetzung der Decke: rd. 52% Hartgußasphaltmastix aus Vorwohler Asphaltfelsen, 45% Hartgesteingerus 2 bis 7 mm, 3% mexikanisches Bitumen mit Trinidadasphalt gemischt.

Die Unterlage enthält weiches Bitumen als die Oberlage. Bitumengehalt rd. 10%. Erweichungspunkt des Bitumens der Deckschicht nach Krämer-Sarnow etwa 65° C.
  - b) Z. d. A. u. A.: Oktober 1928 durch Firma zu 6.
  - c) Fläche: 970 m<sup>2</sup>.
8. Rheinstraße von Schmargendorfer Straße bis Hausgrenze 14/15 — Nordwestseite —.
  - a) A. d. A.: 5 cm starker Hartgußasphalt wie zu 7. auf Beton, wie zu 7.
  - b) Z. d. A. u. A.: Juni 1929 durch Firma zu 6.
  - c) Fläche: 1600 m<sup>2</sup>.
9. Rheinstraße von Ring- bis Illstraße — Südostseite —.
  - a) A. d. A.: wie zu 8.
  - b) Z. d. A. u. A.: August bis September 1929 durch Firma zu 6.
  - c) Fläche: rd. 2700 m<sup>2</sup>.
10. Rheinstraße von Nr. 14/15 bis Nr. 21 — Nordwestseite —.
  - a) A. d. A.: 10 cm hohes Holzpfaster auf 31 cm starkem Beton mit 1 bis 2 cm starkem Glattstrich.
 

Das Holzpfaster besteht aus schwedischer Kiefer, die unter Hochdruck durchtränkt und nach australischem System in Klebmasse eng verlegt ist.
  - b) Z. d. A. u. A.: Juli 1929 durch Heinrich Freese G. m. b. H.
  - c) Fläche: rd. 1070 m<sup>2</sup>.
11. Rheinstraße zwischen Ill- und Peschkestraße — beide Fahrdämme —.
  - a) A. d. A.: Steinsplittasphalt auf 30 cm starkem Beton 1 : 8.
  - b) Z. d. A. u. A.: Juni bis September 1929 durch Berliner Asphalt-Gesellschaft Kopp & Co., AG.
  - c) Fläche: rd. 5570 m<sup>2</sup>.
12. Rheinstraße zwischen Peschke- und Schöneberger Straße — beide Fahrdämme —.
  - a) A. d. A.: Steinsplittasphalt auf 30 cm starkem Beton 1 : 8.
  - b) Z. d. A. u. A.: Juni bis September 1929 durch AG. Joh. Jeserich.
  - c) Fläche: rd. 2000 m<sup>2</sup>.
13. Schloßstraße zwischen Schöneberger Straße und Haus Nr. 108 und zwischen Kaiserallee und Haus Nr. 18.
  - a) A. d. A.: 5 cm starker Sizilianer Stampfasphalt auf 30 cm starkem Beton 1 : 8 mit hochwertigem Zement.
  - b) Z. d. A. u. A.: Juni bis August 1928 durch die Firma zu 12.
  - c) Fläche: rd. 8000 m<sup>2</sup>.
14. Schloßstraße zwischen Haus Nr. 108 und Haus Nr. 89 — südöstlicher Fahrdamm —.
  - a) A. d. A.: Walzasphalt, bestehend aus: 4 cm starker Binder-(Asphaltbeton) und 3 cm starker Oberlage (Asphaltfeinbeton) — Zusammensetzung gemäß vorläufigem Merkblatt der Studiengesellschaft für Automobilstraßen — auf 30 cm starkem Beton 1 : 8 mit hochwertigem Zement.

- b) Z. d. A. u. A.: Oktober 1928 durch die Firma zu 12.
- c) Fläche: rd. 3100 m<sup>2</sup>.
- 15. Schloßstraße zwischen Haus Nr. 18 und Nr. 34 — Nordwestseite —.
  - a) A. d. A.: 5 cm starker Hartgußasphalt auf 30 cm starkem Beton 1:8.
  - b) Z. d. A. u. A.: November bis Dezember 1928 durch Asphaltwerk Franz Wigankow G. m. b. H.
  - c) Fläche: rd. 3200 m<sup>2</sup>.
- 16. Schloßstraße vor dem Steglitzer Rathaus — beide Fahrdämme —.
  - a) A. d. A.: Rauher künstlicher Stampfasphalt auf 30 cm starkem Beton 1:8.
  - b) Z. d. A. u. A.: Juni 1930 durch die Firma zu 15.
  - c) Fläche: rd. 1650 m<sup>2</sup>.
- 17. Schloßstraße südwestlich der Grunewaldstraße bis zum Anschluß an das behelfsmäßige Steinpflaster — beide Fahrdämme —.
  - a) A. d. A.: 5 cm starker Teerbeton auf dem vorhandenen vorläufigen 20 cm starken Beton.
  - b) Z. d. A. u. A.: Oktober bis November 1929 durch die Firma zu 15.
  - c) Fläche: rd. 800 m<sup>2</sup>.

Zur besseren Übersicht ist nachfolgend ein Lageplan (Abb. 1) beigegeben. Im Jahre 1929 ist in der Asphaltherstellung und -unterhaltung eine grundlegende Wandlung eingetreten. Trotz der zahlreichen Vorteile des Stampfasphaltes in technischer, wirtschaftlicher und hygienischer Beziehung

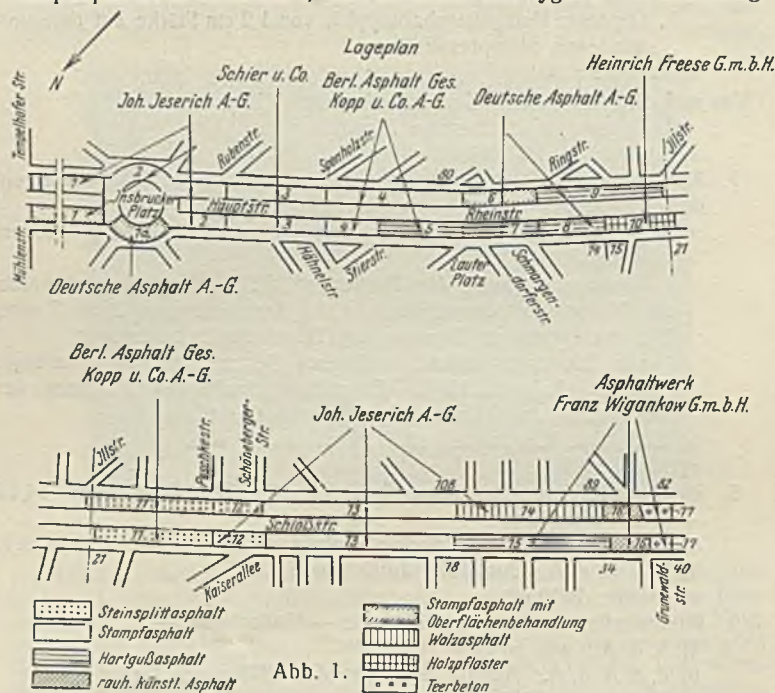


Abb. 1.

hat die Anwendung des reinen Stampfaspaltplasters, wie aus der Zusammenstellung zu ersehen ist, wegen seiner Glätte bei einsetzendem Regen seitdem aufgehört.

Bei Neuherstellungen werden von den Asphaltplasterarten in den Hauptverkehrsstraßen jetzt nur Walz-, Hartguß- und die weiter unten beschriebenen rauhen Asphaltdecken verlegt.

Bei der Unterhaltung des Stampfasphaltes und zur Beseitigung der Glätte haben sich folgende Verfahren durchgesetzt:

1. Riffelung nach Erweichung durch Erhitzen,
2. Oberflächenbehandlungen ohne und mit Erweichung der Decke durch Erhitzen,
3. Teppichbeläge ohne und mit Erweichung durch Erhitzen.

Aus der Zusammenstellung und dem Lageplan ergibt sich, daß Stampfasphalt, Holzpflaster, Hartguß-, Walz-, Rauhasphalt in Form von Steinsplittasphalt, künstlicher Asphalt und Teerbeton verlegt sind. Auf dem Stampfasphalt sind teils die vorstehend angegebenen Verfahren zu 2. und 3. angewendet.

Die Verwendung des Holzpflasters ist in den letzten Jahren wegen seines hohen Anlagepreises immer mehr zurückgegangen. Selbst bei dem Gebrauch nur 10 cm hoher Klötze ist es noch um rd. 50% teurer als Asphaltplaster.

Hartguß- und Walzasphalt sind schon seit Jahren in Berlin wegen ihrer Rauheit verlegt worden, so daß jetzt rd. 200 000 m<sup>2</sup> von ersterem und 300 000 m<sup>2</sup> von letzterem vorhanden sind. Beim Walzasphalt hat sich in einigen Verkehrsstraßen ein sehr großer Verschleiß gezeigt. Auch mit der Verwendung von Hartgußasphalt in Hauptverkehrsstraßen ist man zurückhaltend gewesen. Nachteile haben sich aber nicht gezeigt, sofern bei der Herstellung hinreichende Sorgfalt beachtet wurde. Auch im vorliegenden Falle hat er sich gut bewährt.

Von den neuen rauhen Asphaltplasterarten sind in größerem Umfange bei Neuherstellungen bisher hauptsächlich drei Arten, deren Benennung

noch nicht endgültig festgelegt ist, ausgeführt worden, und zwar: Steinsplittasphalt, Rauhaturasphalt und Stampfasphalt mit Rauhbelag.

Beim Steinsplittasphalt wird dem Stampfasphalt in der Regel vor dem Darren bituminisiertes oder seltener mit Teer umhülltes Mineral von 3 bis 7 mm Körnung zugesetzt. Die Menge des Mineralzusatzes schwankt zwischen 15 bis 30%; die zur Umhüllung benötigte Bitumenmenge beträgt rd. 20% des Minerals. Der Mineralzusatz ist nach der Schatten- und Sonnenlage abzustufen.

Beim Rauhaturasphalt wird dem Stampfasphalt vor dem Darren 15 bis 20% magerer Asphaltfelssplitt mit 5 bis 6% Bitumengehalt von etwa 10 mm Körnung zugefügt. Der Einbau sowohl des Steinsplitts als auch des Rauhaturasphaltes deckt sich mit dem des Stampfasphaltes.

Beim Stampfasphalt mit Rauhbelag wird das gedarrte Stampfasphaltpulver in gleicher Weise wie beim Stampfasphalt aufgebracht und wie üblich festgestampft. Hierauf wird die Oberfläche mit einer Bitumen- oder Teerlösung kalt angestrichen. Auf diese Lösung wird kalt mit Bitumen umhüllter Quarzkies von 7 bis 10 mm Körnung gestreut, gegebenenfalls eingestampft und eingewalzt. Das Verfahren eignet sich auch für Aufrauhungen vorhandenen, bereits komprimierten Stampfasphaltplasters.

Von diesen drei Arten sind bis jetzt schon größere Ausführungen in Berlin vorhanden, und zwar:

I. Steinsplittasphalt . . . . .	86 000 m <sup>2</sup>
II. Rauhaturasphalt . . . . .	24 000 .
III. Stampfasphalt mit Rauhbelag	
a) als Neuherstellung . . . . .	7 000 .
b) auf vorhandenem Stampfasphalt	7 000 .

II. und III. sind im genannten Straßenzuge nicht verlegt.

Bei den Steinsplittasphaltausführungen zu 11. und 12. — vgl. Zusammenstellung und Lageplan — ist verschiedenartig verfahren.

Bei 11. hat die Firma eine Grundmasse hergestellt, bei der der Mineralstoff aus Hochofenschlacke von äußerster Zähigkeit besteht. Diese ist mit Steinkohlenteer-Erzeugnissen ummantelt. Man hat so eine grobkörnige Masse erhalten, die dem Stampfasphaltpulver als solchem verhältnismäßig ähnlich ist. Ihr wird in bestimmtem Verhältnis Naturasphaltpulver zugesetzt. Dieses Material wird nunmehr wie gewöhnliches Stampfasphaltpulver gedarrt und weiter verarbeitet.

Bei der Ausführung 12. ist dem normalen Sizilianer Asphaltmehl vor dem Darren etwa 20% bituminierter Steingrus von der Körnung 2 bis 7 mm zugesetzt, so daß die fertige Masse aus rd. 80% Sizilianer Stampfasphaltpulver und 20% bituminiertem Steingrus besteht. Das so gemischte Material wird in der üblichen Weise auf einer sich drehenden Tellerdarre aufgedarrt und wie Stampfasphalt auf der Straße verlegt.

Die bisherigen Erfahrungen mit Steinsplittasphalt sind gut. Der Preis in 5 cm Stärke beträgt wie beim Stampfasphalt einschließlich der 30 cm starken Betonbettung rd. 20 RM/m<sup>2</sup>; hierin ist eine fünfjährige Garantie enthalten.

Die Praxis hat gezeigt, daß auf dem Steinsplittasphalt keine Schleudergerfahr besteht. Die Rauheit ist gegenüber dem Stampfasphalt infolge des eingelagerten Hartgesteins erhöht. Bei der Ausführung zu 11. verspricht man sich eine weitere Erhöhung der Rauheit dadurch, daß Hochofenschlacke und zu ihrem Verkitten und Binden mit dem Naturasphaltpulver Steinkohlenteer benutzt ist. Die durch das technische Untersuchungsamt der Stadt Berlin angestellten Versuche zur Bestimmung des Reibungsbeiwerts haben ergeben, daß der Reibungsbeiwert höher ist als bei gewöhnlichem, unter dem Verkehr gedichtetem Stampfasphalt und etwa ebenso groß wie bei Walzasphaltbelägen.

Die Ausführungen zu 16. und 17. sind versuchsweise vorgenommen.

Bei 16. wurde im Oktober 1929 ein Splittasphalt verlegt, der aus ungefähr 30% Splitt mit einer Körnung 3 bis 8 mm, 4% Straßenteer und 66% Mischmehl besteht. Letzteres enthält Stampfasphaltaufbruch und Rüdgersdorfer Kalkmehl zu gleichen Teilen. Diese stampfasphaltartige Masse wurde gestampft, gewalzt und durch eine Oberflächenbehandlung geschlossen. Im Juni 1930 zeigte sich so starke Wellenbildung, daß die Decke entfernt werden mußte. Nach dem Gutachten des technischen Untersuchungsamts hätte der Belag bei zweckmäßig bemessener Bindemittelmenge nicht versagt.

Er wurde durch einen Rauhbelag ersetzt, der im wesentlichen aus 95% Mischmehl, d. h. Korallenkalk und Stampfasphaltpulver zu gleichen Teilen, und 5% Straßenteer besteht. Der verwendete Kalk hat die Eigentümlichkeit, vollkommen tonfrei, sehr hart und stark porös zu sein.

Die sich hieran nach Südosten anschließende Teerbetondecke Nr. 17 liegt auf dem noch nicht umgelegten 20 cm starken Unterbeton. Der Ausbau dieses Straßenteils ist noch nicht endgültig. Er bildet zur Zeit den Übergang von den fertiggestellten zwei Fahrdämmen zur alten Einteilung. Der 5 cm starke Teerbeton wurde aus Korallenkalk unter Teerzusatz nach dem Prinzip des Hohlraumminimums hergestellt. Er erhielt als Abschluß eine Oberflächenbehandlung bei vorheriger Kompression durch Walzen.

Ein endgültiges Urteil über die Bewährung der Decken zu 16. und 17. kann noch nicht gefällt werden.

Die Unterbettung besteht durchweg aus 30 cm starkem Beton im Mischungsverhältnis 1:8, für den nach 28 Tagen eine Festigkeit von 90 kg/cm<sup>2</sup> vorgeschrieben ist, soweit nicht hochwertiger Zement verwendet wird.

Zur Erzielung einer größeren Rauheit sind vor kurzem in der Hauptstraße an mehreren Stellen auf dem Stampfasphalt Oberflächenbehandlungen und Teppichbeläge ausgeführt. Die Rhein- und Schloßstraße gehört zu den Straßen Berlins, in denen zuerst in dieser Richtung Versuche angestellt wurden. Schon vor dem Umbau im Jahre 1926 nahm man Anstriche mit Emulsionen aus Asphalt oder Teer und auch solche mit Spramex vor. Einem Teil der Hartgesteinbewürfe wurden elektrolytische Härtmaterialien zugesetzt. Da in jenem Jahre zum ersten Male in größerem Maße Emulsionen im Straßenbau verwendet wurden, glaubte man, daß diese auch zur Anrauhung von Stampfasphalt geeignet seien. Trotz sorgfältiger Reinigung des Asphaltes haben diese Oberflächenbehandlungen und Teppiche nur verhältnismäßig kurze Zeit gelegen. Die Haftung zwischen Asphalt und Belag war unregelmäßig, so daß sich die Beläge kurze Zeit nach der Herstellung teilweise abheben ließen. Behandlungen mit Emulsionen sind aufgegeben worden.

Zur besseren Verbindung der Decklage mit dem Asphalt wandte man nunmehr nach der Reinigung Anstriche an, die den Asphalt erweichen. Mit diesen sind zum Teil sehr gute Erfahrungen gemacht.

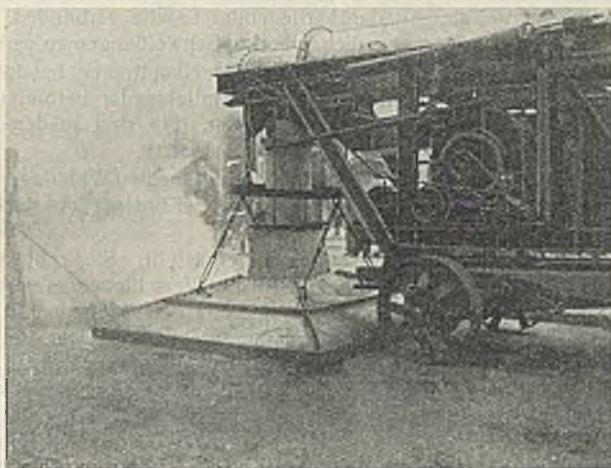


Abb. 2.

In neuester Zeit hat man den Stampfasphalt vor Aufbringung des Rauhbelages erwärmt. Hierbei wurden Flammenwerfer und insbesondere in der Hauptstraße — vgl. 1. Nordwestseite — zum ersten Male die „Grecomaschine“ (Good road equipment corporation) verwendet. Sie besteht im wesentlichen aus folgendem:

Auf einem fahrbaren Untergestell (Fordson Traktor) befindet sich ein Behälter, in dem die Luft mittels eines Rohölbrenners erhitzt wird. Ein Gebläse bringt die heiße Luft in eine Rohrleitung, die in einem Trichter von etwa 6 1/3 m<sup>2</sup> Grundfläche ausmündet. Die Verbrennung des Rohöls geschieht durch Zuführung eines besonderen Luftstromes so vollkommen, daß Rauchbelästigungen nicht entstehen. Die aus der Rohrleitung in den am Ende befindlichen quadratischen, in der Höhenlage verschiebbaren Trichter ausströmende Heißluft kann bis auf 200° erhitzt werden. Diese Temperatur genügt, um eine alte Asphaltdecke vollkommen aufzuweichen, so daß rd. 2 bis 3 min ausreichen, um die obere Haut der Asphaltdecke, die sog. „tote Schicht“, abzukratzen und sodann abzufegen. Nach dem Erhitzen rückt die Maschine weiter.

In Abb. 2 ist die Maschine dargestellt. Sie ist gerade vorgerückt; im Hintergrunde wird noch die „tote Schicht“ abgekratzt.

Bei dem ersten Versuch in der Hauptstraße vor dem Hause Nr. 56 wurde der alte Stampfasphalt mit dieser Maschine erhitzt, mit Rechen abgekratzt und der verbliebene Rest abgefegt. Sodann wurde eine bituminöse heiße Masse (Spramex) aufgetragen oder aufgespritzt und darauf eine dünne Asphaltfeinbetondecke verlegt. Die Mineralsubstanz dieser Decke besteht aus etwa 30% Steingrus (Grünstein), 59% Sand und 11% Füller. In der fertigen Asphaltmasse sind rd. 9,8% Bitumen enthalten, das zusammengesetzt ist aus: 30% präpariertem Teer, 62% mexikanischem Asphalt und 8% Trinidadasphalt. In Abb. 3 ist das Aufbringen des Spramex durch Spritzmaschinen, also der Arbeitsvorgang dargestellt, der sich an den in Abb. 2 gezeigten anschließt.

In Abb. 4 sieht man, wie die eben aufgebrachte Asphaltfeinbetondecke gerade abgewalzt wird. Im Vordergrund ist die aufgekratzte Stampfasphaltdecke nach ihrer Behandlung mit der Grecomaschine gut erkennbar.

Auf dem übrigen Teil der Nordwestseite der Hauptstraße zwischen Mühlenstraße und Innsbrucker Platz wurde ebenfalls unter Verwendung

der Grecomaschine ein einfacher Rauhüberzug hergestellt. Dazu wurde der Stampfasphalt wie oben mit der Grecomaschine erhitzt, abgekratzt, abgefegt, ein Heißanstrich auf die Oberfläche aufgebracht und dann mit Bitumen umhüllter Grus aufgestreut und eingewalzt. Das für den Anstrich verwendete Bitumen hat die gleiche Penetration wie das Umhüllungsmaterial für den Grus.



Abb. 3.

Ein Urteil über die Bewährung beider Ausführungen kann wegen der kurzen Liegezeit noch nicht abgegeben werden. Die Versuche müssen daraufhin beobachtet werden, ob die Stampfasphaltdecke durch die Heißbehandlung nicht beschädigt und die „tote Schicht“ so restlos an allen Stellen entfernt worden ist, daß eine Haftung zwischen Decklage und Asphalt gewährleistet wird. Probeaufbrüche haben eine ausgezeichnete Haftung gezeigt.

Ein besonderer Vorteil der Erhitzung wird darin erblickt, daß verhältnismäßig dünne Decken aus Hartguß, Walzasphalt und Teerbeton auf dem Stampfasphalt verlegt werden können. Ohne Zweifel sind die Kosten der Erhitzung gering gegenüber den Kosten, die für stärkere Decken aufzuwenden sind.

Hartgußasphaltteppiche haben wegen ihrer längeren Liegezeit und ihres geringeren Risikos trotz des höheren Preises gegenüber Anstrichen in letzter Zeit an Bedeutung gewonnen. So ist vor Jahresfrist auf der Nordwestseite südlich der Tempelhofer Straße auf einer Länge von rd. 40 m ein rd. 2 cm starker Hartgußasphaltbelag, in dem eine Musterung eingepreßt ist, aufgebracht. Derartige Einprägungen werden zur Zeit bei fast allen Neuausführungen von Hartgußasphalt angewendet. Üblich ist auch die Anwendung einer Stachelwalze.

An anderen Stellen — Unter den Linden und Hofjägerallee — sind unter vorheriger Erhitzung mit Flammenwerfern Hartgußasphaltbeläge von nur 1,5 cm Stärke mit gutem Erfolg verlegt. Gegenwärtig ist geplant, bei 1. a) und 6. — vgl. Zusammenstellung und Skizze — einen nur 1,2 cm starken Hartgußasphaltbelag ohne Erhitzen aufzubringen.



Abb. 4.

Der Fahrzeugverkehr auf der Haupt-, Rhein- und Schloßstraße ist ungefähr in beiden Richtungen gleich. Gezählt wurden 1928 an Omnibussen, Kraftwagen und Fuhrwerken in der Schloßstraße am Rathaus Steglitz und an der Kaiserallee rd. 4000 Fahrzeuge und am Innsbrucker Platz rd. 5000 Fahrzeuge am Tage in einer Richtung. Um das Gewicht in Tonnen zu erhalten, sind diese Zahlen mit rd. 2,6 zu multiplizieren, so daß wir eine Belastung von 10 400 bis 13 000 t haben.

Alle Rechte vorbehalten.

### Bau einer geschweißten Straßenbrücke.

Von Regierungsbaumeister a. D. Kleinicke, Wiesbaden.

Die im Zuge der Landstraße Biedenkopf—Gießen liegende alte Lahnbrücke bei Eckelshausen wurde vor etwa 50 Jahren erbaut. Sie kreuzt die Lahn unter einem Winkel von 19° 30'. Die beiden Öffnungen waren mit zwei Einzelüberbauten von je 20 m Stützweite überbrückt. Die Hauptträger waren als Fachwerkparallelträger ausgebildet und lagen außerhalb der Gehwege. Ihr Abstand betrug 7 m, so daß sich als Fahrbahn- und Gehwegbreiten zusammen 6,80 m ergaben. Die Brückentafel bestand aus eichenen bzw. kiefernen Trag- und Fahrbohlen, die auf den Längsträgern ruhten. Bei der statischen Berechnung ist seinerzeit für die Hauptträger eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von 400 kg/m<sup>2</sup> und für die Quertträger eine Walze von 7 t Gesamtgewicht zugrunde gelegt. Den neuzeitlichen Verkehrslasten entsprach daher die Brücke schon seit langer Zeit nicht mehr. Es war demgemäß geplant, sie durch Verstärkung der Tragkonstruktion und Herstellung einer massiven Brückentafel für sämtliche Straßenlasten tragfähig zu gestalten. Da der Pfeiler und die beiden Widerlager noch in gutem Zustande waren, so brauchten Änderungen an ihnen nicht vorgenommen zu werden.

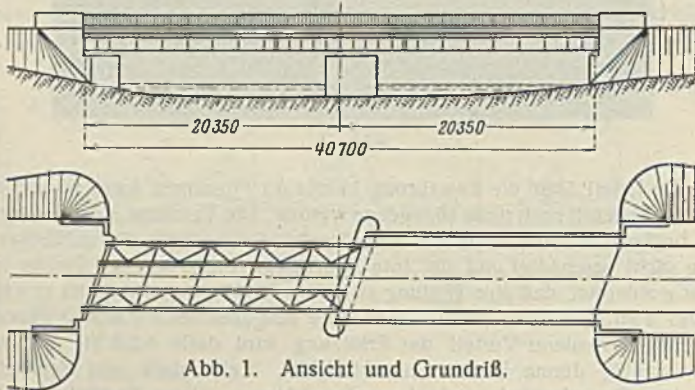


Abb. 1. Ansicht und Grundriß.

Bei der Ausschreibung dieser Arbeiten zeigte sich jedoch, daß die Kosten einer Verstärkung nicht geringer waren als die eines Neubaus der Tragkonstruktion. Es wurde daher wegen der durch einen Neubau erzielten größeren Vorteile der Plan der Verstärkung fallen gelassen. Neben genieteten Konstruktionen, die größtenteils als Vollwandträger über zwei Öffnungen ausgebildet waren, brachte die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG., Werk Gustavsburg, eine geschweißte Konstruktion in Vorschlag. Im Hinblick auf die neuartige Ausführung wurde der Entwurf nebst statischer Berechnung von Herrn Prof. Kayser, Technische Hochschule Darmstadt, geprüft. Nachdem sämtliche ursprünglich bestandenen Zweifel geklärt waren, erhielt die M. A. N. den Auftrag zur Ausführung der geschweißten Konstruktion. Die Eisenbeton-Fahrbahn- und -Gehwegbefestigungsarbeiten wurden von Spezialfirmen ausgeführt. Die M. A. N. blieb aber Generalunternehmerin für sämtliche Arbeiten. Auftraggeber war der Bezirksverband des Regierungsbezirks Wiesbaden.

Ober- und Untergurt zusammengesetzt. Die Stärke dieser Gurtplatten beträgt entsprechend dem Verlauf der Momentenlinie 10, 20, 30 und 40 mm. An den Stoßstellen sind die Gurtplatten durch eine V-Naht und durch zwei an der Stegblechseite aufgeschweißte Laschen miteinander verbunden (Abb. 4). Die Stärke dieser Laschen ist so bemessen, daß die im Verhältnis der zulässigen Spannungen reduzierte Querschnittsfläche der Schweißnähte gleich der Querschnittsfläche der dünneren der zu stoßenden

$$\text{Gurtplatten wurde } (a + b) \frac{\sigma_{zul. Schw.}}{\sigma_{zul. St 37}} = a.$$

Als Aussteifungen der Stegbleche sind an den Stellen, an denen keine Querverspannungen vorhanden sind, im Felde Flacheisen 80 · 9 und an den Auflagerpunkten, wegen der hier zu übertragenden Auflagerkräfte, L-Eisen angeordnet.

Die Querverbände haben einen gegenseitigen Abstand von 4,07 m. Sie liegen parallel zu den Auflagerlinien der Hauptträger, also unter einem Winkel von 70° 30' gegen die Brückenachse. Streben und Gurtungen dieser Querrahmen bestehen aus L-Eisen. Ihre Anschlüsse sind aus Abb. 2 zu ersehen. Die waagerechten Flanschen der oberen Gurtungen liegen über den oberen Gurtplatten der Hauptträger; die hier zusammenstoßenden Obergurtflanschen von je zwei nebeneinanderliegenden Querverbänden sind durch eine V-Naht mit darüberliegender Lasche verbunden. Durch diese Anordnung wurde es möglich, Überkopfschweißungen zu vermeiden.

Der Windverband ist im Untergurt der Hauptträger in der Weise ausgebildet, daß die Hauptträger paarweise miteinander verbunden sind. Die Streben bestehen ebenfalls aus L-Eisen. Sie sind an den unteren Gurtungen durch Flankenkehlnähte angeschlossen.

Auf dem Mittelpfeiler sind feste und auf den beiden Widerlagern Gleitlager für die Hauptträger angeordnet. Weitere Konstruktionseinzelheiten sind aus Abb. 3 zu ersehen.

Die Brückentafel ist in Eisenbeton hergestellt. Sie ruht auf den Obergurten der Hauptträger. Um ein seitliches Verschieben zu verhindern, sind in Abständen von rd. 1,35 m kleine quadratische Plättchen 70 · 70 · 11 auf die Obergurtplatten der Hauptträger aufgeschweißt. Über die äußeren Hauptträger ist die Brückentafel um 0,95 m überkragt. Auf diesen Kragarmen befinden sich die Gehwege. Die Stärke der Eisenbetonplatte beträgt 20 bis 26 cm. Zur Herstellung des Fahrbahnquergefalles ist auf der Eisenbetonbrückentafel eine Betonausgleichsschicht von 5 cm Stärke in Straßenmitte aufgebracht. Darauf liegt eine Isolierung aus Asphaltfilzplatte mit Bitumenanstrich. Diese Isolierschicht ist hinter den Bordsteinen bis an die Asphaltabdeckung der Gehwege hochgezogen. Zum Schutze der Isolierung ist auf ihr eine 2 cm starke Betonschicht mit Drahtnetzeinlage verlegt. Die Fahrbahnbefestigung besteht aus 5 cm Gußasphalt, der auf der Betonschicht haftet. Seitlich ist die Fahrbahn mit Bordsteinen aus Kunstbasalt begrenzt. Die Gehwege sind mit einem 2 cm starken Hartgußasphalt, der unmittelbar auf der ausgekragten Eisenbetonplatte aufgebracht ist, befestigt. Die Gehwege sind mit einem Stabeisengeländer begrenzt. Die Breite der Fahrbahn beträgt 5,20 m und die der beiderseitigen Gehwege je 0,70 m.

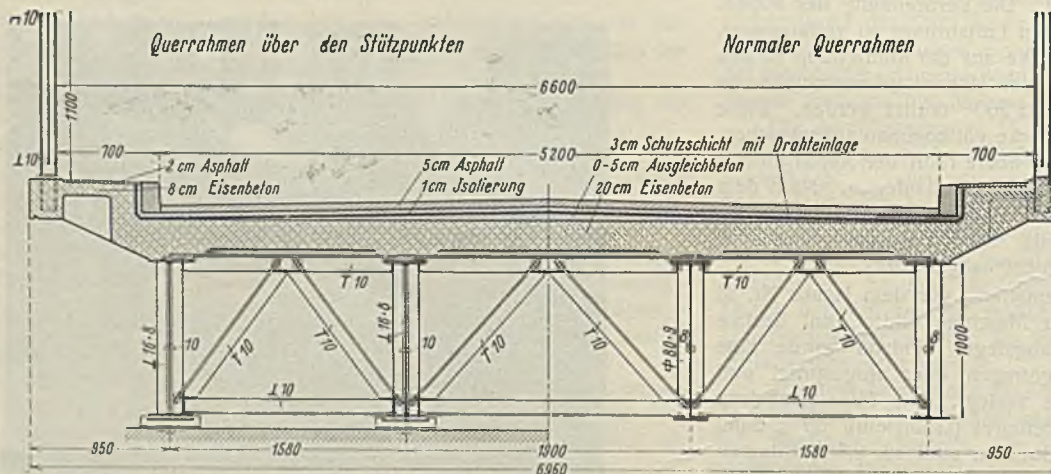


Abb. 2. Querschnitt.

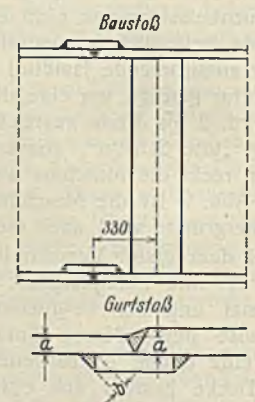


Abb. 4 u. 5.

Bei diesem Bauwerk handelt es sich um die erste vollständig geschweißte Brücke in Deutschland. Als Tragsystem sind vier unter der Brückentafel auf drei Stützpunkten ruhende durchlaufende Blechträger ohne Gelenke mit 1 m Höhe und zweimal 20,35 m Stützweite gewählt (Abb. 1). Die beiden äußeren Träger haben einen Abstand von je 1,58 m und die beiden mittleren einen solchen von 1,90 m. Die vollwandigen Hauptträger sind aus Stegblech und je einer Gurtplatte aus Breit Eisen im

Berechnet wurde die Brücke für eine Belastung der Brückenklasse I der DIN 1072. Die statische Berechnung der Stahlkonstruktionen wurde nach DIN 1073 und die Berechnung der geschweißten Verbindungen nach den „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten, herausgegeben 1929 vom Verein deutscher Ingenieure“ durchgeführt. Für die Eisenbetonkonstruktion war die DIN 1045 maßgebend. An Baustoffen wurden verwendet:

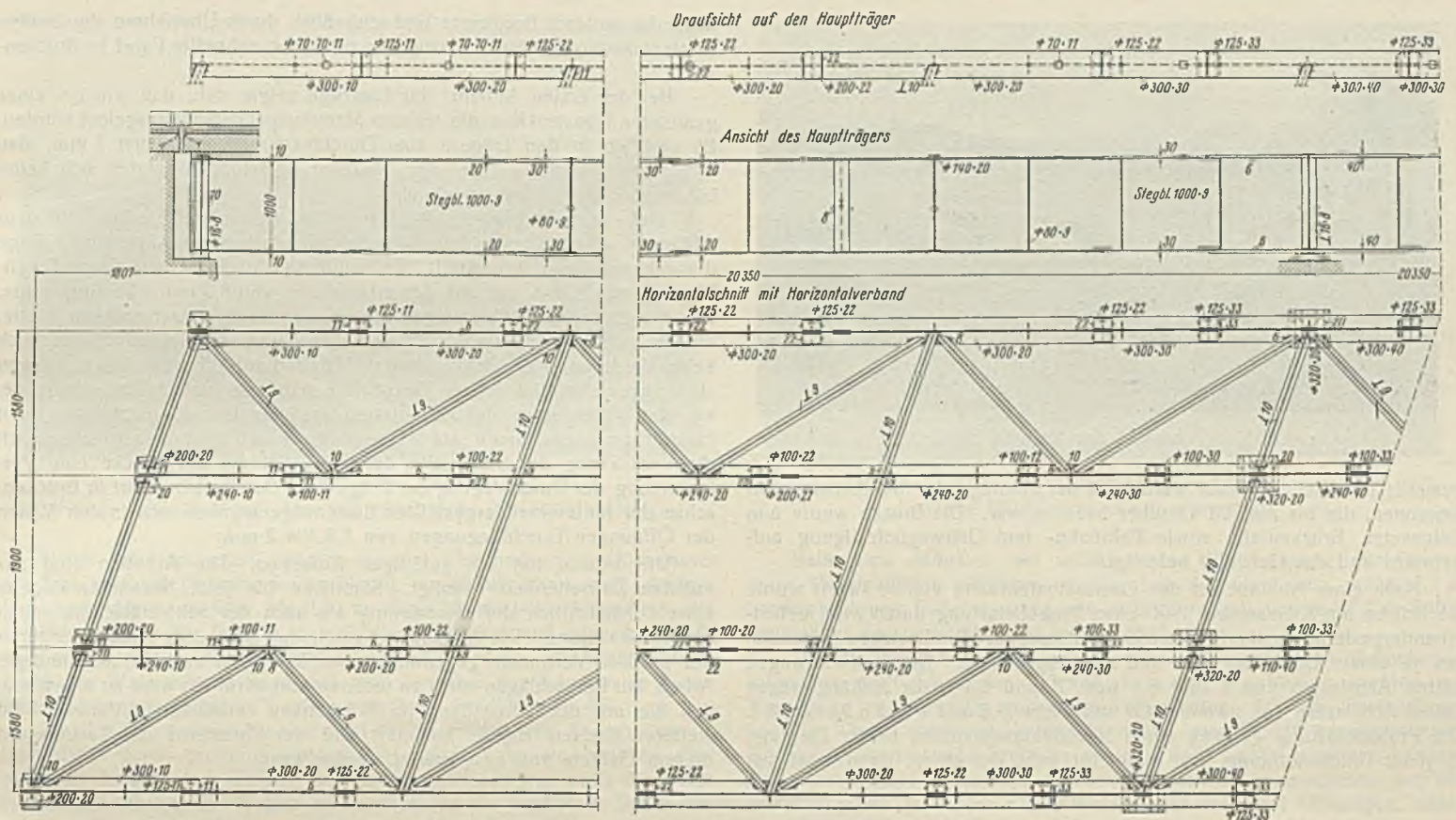


Abb. 3. Hauptträger und waagerechter Verband.

- für die Stahlkonstruktionen: St 37 · 12 nach DIN 1612,
- für die Lager: Stg. 50 · 81 R nach DIN 1681,
- für die geschweißten Verbindungen: blanke G. H. H.-Baustahl-Elektroden,
- für die Eisenbetonkonstruktionen: Dyckerhoff-Normalzement und Rundeisen St 00 · 12 nach DIN 1612.

In der Werkstätte wurde jeder Hauptträger in drei Stücken hergestellt. Der Baustoß war an eine Stelle gelegt, an der die Gurtplatten nur 20 mm stark sind, und so angeordnet, daß Stegblech und Gurtplattenstoß um 330 mm versetzt waren (Abb. 5). Es ergaben sich daher für die beiden äußeren Teile eines Hauptträgers Längen von rd. 15,40 m und für das Mittelstück eine Länge von rd. 10,20 m. Das Stegblech ist durch eine X-Naht und beiderseits aufgelegte Laschen gestoßen. Der Gurtplattenstoß ist so ausgebildet, daß alle Quernähte von oben geschweißt werden konnten; lediglich die 330 mm langen Längsnähte zwischen Stegblech und Obergurt mußten „über Kopf“ geschweißt werden (Abb. 5). Die Querrahmen wurden im Werk vollständig zusammengeschweißt, so daß auf der Baustelle nur die Anschlüsse an die Hauptträger zu schweißen waren. Als Schweißstrom fand ausschließlich Gleichstrom Verwendung, der in der Werkstätte in Umformern von Siemens-Schuckert und Kjellberg erzeugt wurde. Für die Schweißarbeiten auf der Baustelle wurde der

Strom von der Transformatorstation im Dorfe Eckelshausen abgezweigt und mit einer 500 m langen Freileitung zur Baustelle gebracht. Als Schweißstromerzeuger diente hier eine Querfeldschweißmaschine von Siemens-Schuckert. Alle Schweißarbeiten gingen programmäßig und ohne Störung vor sich (Abb. 6 u. 7). Verziehen und Werfen der Werkstücke wurde durch geeignete Wahl in der Anordnung der Schweißnähte und in der Reihenfolge ihrer Herstellung vollständig vermieden. Der Zusammenbau auf der Baustelle geschah lediglich durch Aneinanderklemmen mittels Schraubzwingen ohne Verwendung von Heftschrauben. Die Hauptträgerstöße auf der Baustelle wurden unter Aufsicht eines Spezialingenieurs geschweißt, sämtliche Schweißnähte wurden während ihrer Herstellung und nach Beendigung der Schweißung genauestens untersucht. Die Schweißer wurden mehrmals der in den „Richtlinien“ angegebenen Prüfung unterzogen.

Am 1. September 1930 wurde mit den Arbeiten an der Baustelle begonnen. Unmittelbar oberhalb der alten Brücke sollte eine Notbrücke errichtet werden, über die während der Bauzeit der Verkehr zu leiten war. Auf Vorschlag der M. A. N. wurde die alte Brücke als Notbrücke verwendet und Landanschlüsse in Holzkonstruktion hergestellt. Zum Verschieben der alten Brücke wurde der Straßenverkehr für zwei Tage umgeleitet. Mitte September 1930 war die Rüstung für die neue Brücke her-

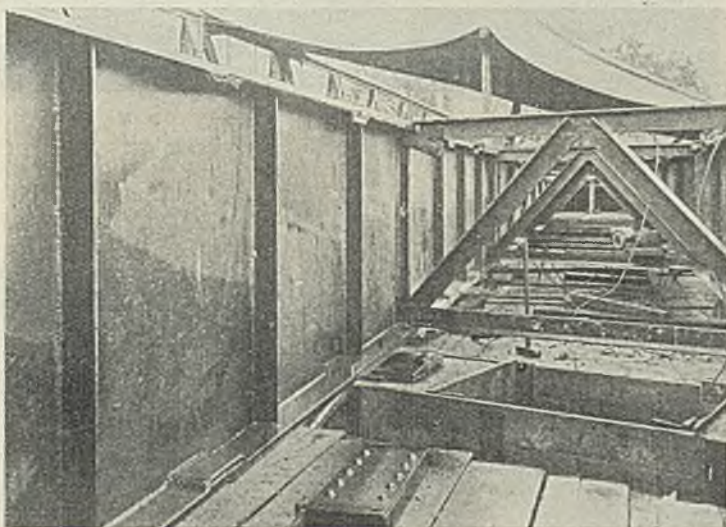


Abb. 6. Blick in die Brücke während der Montage.

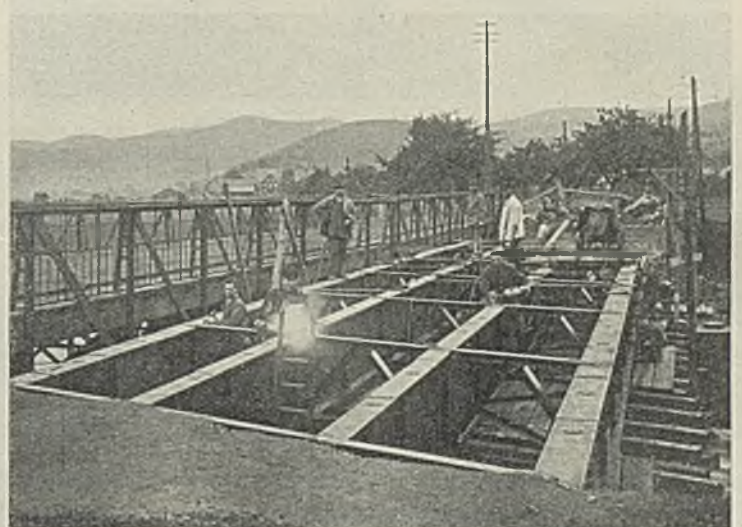


Abb. 7. Schweißung auf der Baustelle.

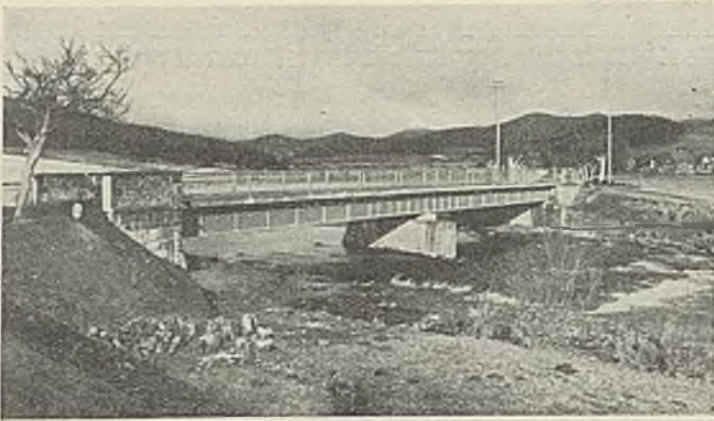


Abb. 8. Ansicht der fertigen Brücke.

gestellt; unmittelbar darauf wurde mit der Montage der Stahlkonstruktion begonnen, die bis zum 23. Oktober beendet war. Die Brücke wurde nun freigesetzt, Brückentafel sowie Fahrbahn- und Gehwegbefestigung aufgebracht und das Gelände befestigt.

Nach einer Abbindezeit der Eisenbetonfahrbahn von 30 Tagen wurde die Brücke am 2. Dezember 1930 einer Probelastung durch zwei nebeneinandergestellte Lastkraftwagenzüge unterzogen. Die Lastzüge bestanden aus je einem Lastkraftwagen und zwei Anhängern. Die Lastkraftwagen hatten Achslasten von 3 und 6 t bzw. 3 und 6,4 t, die Anhängewagen hatten Achslasten von zweimal 4,6 und 6 bzw. 3,6 und 4 und 3,9 und 3,8 t. Die Probelastung geschah durch Nebeneinanderstellen beider Lastzüge in jeder Brückenöffnung, erst möglichst nahe der einen, dann möglichst

nahe der anderen Bordkante und schließlich durch Überfahren der beiden hintereinandergestellten Lastzüge in möglichst schneller Fahrt in Brückenachse.

Bei der ersten Auffahrt der Lastzüge zeigte sich, daß wie bei einer genieteten Konstruktion die inneren Materialspannungen ausgelöst wurden. Es verblieb in den Trägern eine Durchbiegung von äußerst 2 mm, also  $\frac{1}{10.000}$  der Stützweite. Bei den weiteren Belastungen zeigten sich keine bleibenden Durchbiegungen mehr.

Nach dem Aufbringen der Eisenbetonbrückentafel, jedoch vor dem Abbinden des Betons wurde die Durchbiegung der Hauptträger infolge der ruhenden Last festgestellt. Es zeigte sich, daß die gemessene Durchbiegung von 8 mm gut mit der errechneten von 8,3 mm übereinstimmte. Die elastischen Durchbiegungen infolge der Verkehrslast ergaben Werte, die die rechnungsmaßigen nicht erreichten, und es zeigte sich, daß auch keine Verdrehung der Träger eintrat. Die Gründe für diese Abweichungen sind augenscheinlich in der Hauptsache darin zu suchen, daß die starre, auf den Obergurten der Hauptträger ruhende Eisenbetontafel mit den Hauptträgern zusammen als Verbundkörper wirkt, andererseits aber auch die Verkürzung der Stützweite durch die Schiefe der Brücke eine Verkleinerung der Durchbiegung zur Folge hat. Bei der Überfahrt in Brückenachse der hintereinandergestellten Lastzüge ergaben sich in den Mitten der Öffnungen Durchbiegungen von 1,5 bis 2 mm.

Die Brücke hat ein gefälliges Aussehen. Die Arbeiten sind zur vollsten Zufriedenheit erledigt. Sämtliche bis jetzt bekannten Regeln, sowohl hinsichtlich der Berechnung als auch der Schweißtechnik selbst fanden Beachtung. Die Ausführung zeigt, daß man dem neuen Verfahren mit großem Vertrauen gegenüberstehen kann und daß bei sachkundiger Arbeit mit Fehlschlägen nicht zu rechnen sein wird. Es wäre zu wünschen, daß die mit der Schweißung im Brückenbau verbundenen Vorteile bald weiteren Kreisen zugute kommen und der Fortschritt der Technik auf diesem Gebiete voll ausgewertet werden kann.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1930.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. e.h.r. Gährs.

(Schluß aus Heft 7.)

### 8. Die Neckarkanalisation.

Im Jahre 1930 sind die in den Vorjahren eingeleiteten Bauarbeiten an den Staustufen Heidelberg, Neckargemünd, Neckarsteinach, Münster und Cannstatt im wesentlichen fertiggestellt, neue

techn. 1930, Heft 6 u. 8, im einzelnen beschrieben sind, konnten die Bauarbeiten im Jahre 1930 gut gefördert werden.

Die Staustufe Neckargemünd ist, mit Ausnahme der mittleren Walze, die eine Aufsatzklappe erhält, fertig. Da in dieser Wehröffnung

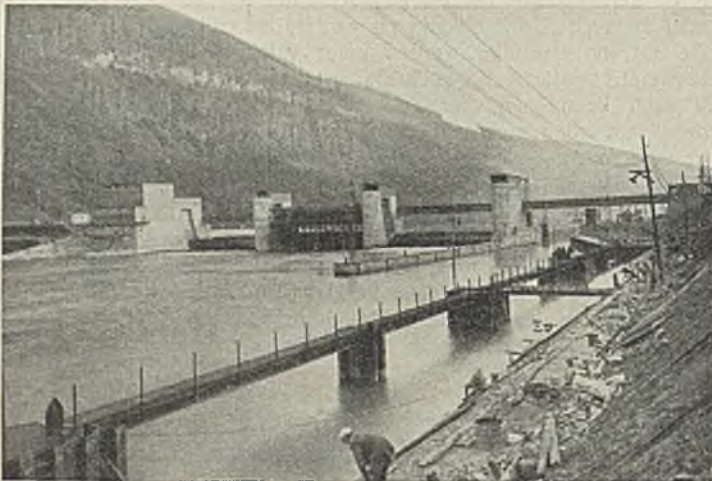


Abb. 46. Staustufe Neckargemünd. Kraftwerk, Wehr und Schleuse vom Unterwasser aus.

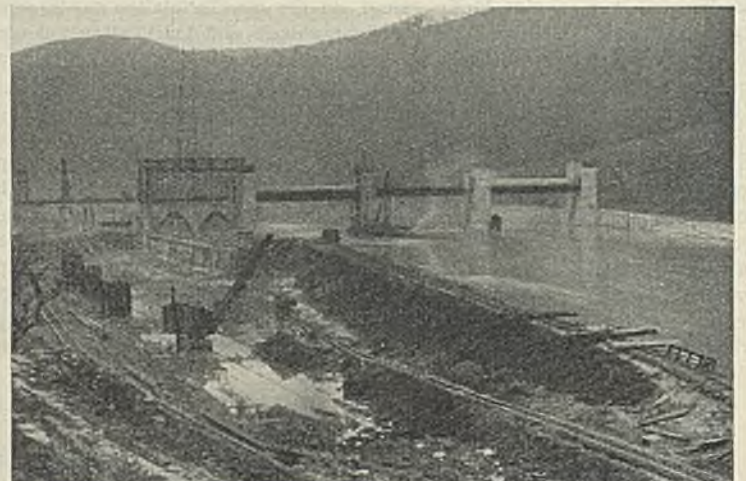


Abb. 47. Staustufe Neckarsteinach vom Unterwasser aus.

Stufen jedoch nicht in Angriff genommen worden.

An der Staustufe Heidelberg wurde die neue Turbinenanlage in der Herrenmühle, deren seitherige Wasserkraft mit rd. 100 PS durch die Anlagen der neuen Staustufe Heidelberg eingehen mußte, als Restarbeit ausgeführt. Das neue Kraftwerk hat eine Kaplan turbine für 12 m<sup>3</sup> Schluckfähigkeit und bei 2,5 m Gefälle eine gleichmäßige Leistung von rd. 350 PS, die der Herrenmühle gegen finanzielle Gegenleistungen zur Verfügung stehen und auch den Betriebsstrom für die Wehr- und Schleusenanlagen der Staustufe Heidelberg liefern.

An den beiden fließaufwärts nächsten Staustufen Neckargemünd und Neckarsteinach, die in der Bau-

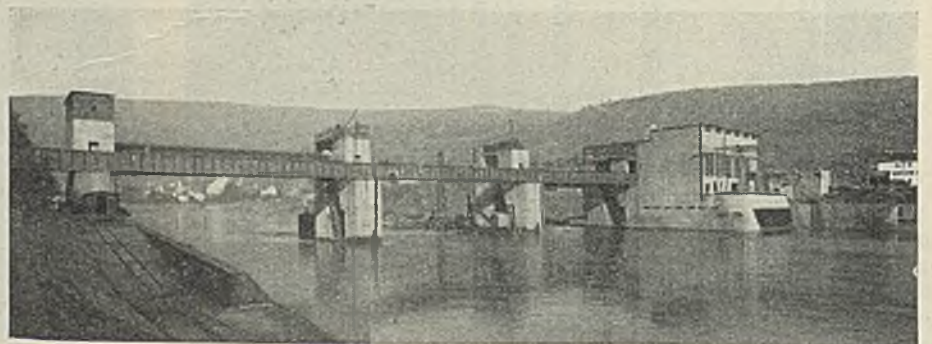


Abb. 48. Staustufe Neckarsteinach. Wehr und Kraftwerk vom Oberwasser aus.

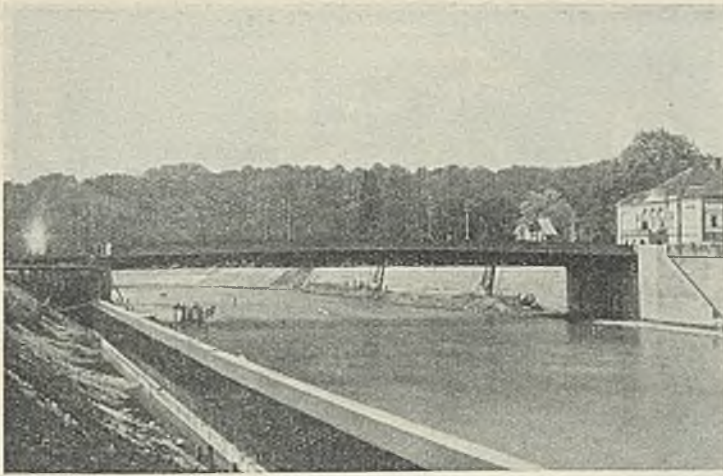


Abb. 50. Staustufe Cannstatt.  
Neues Neckarbett mit neuer Straßenbrücke (Rosensteinbrücke).

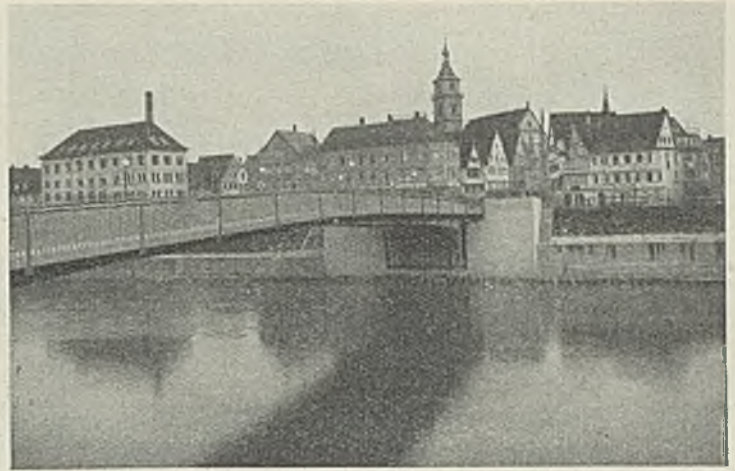


Abb. 51. Staustufe Cannstatt.  
Neue Wilhelmsbrücke in Cannstatt.

die Walze auf Hochgerüst zusammengesetzt wird und gegen Oberwasser der Notverschluß (System Schön-Noell) eingebaut ist, konnte anfangs November der neue Stau bis 0,50 m unter Normalhöhe hergestellt, die Schifffahrt durch die fertige neue Schleuse geleitet und auch das Kraftwerk am rechten Ufer in Betrieb gesetzt werden. Bei einigermaßen günstigem Wasserstande kann mit dem Abschluß der Arbeiten an dieser Staustufe in den nächsten Wochen gerechnet werden (Abb. 46).

An der Staustufe Neckarsteinach wurden die Bauarbeiten im Jahre 1930 durch mehrere Hochwässer aufgehalten; sie konnten aber immerhin so gefördert werden, daß im wesentlichen nur noch die Walze in der Mittelöffnung des Wehres einzubauen und der Aushub im Schleusenunterkanal fertigzustellen ist. Im ersten Vierteljahr 1931 werden die Bauarbeiten auch an dieser Staustufe vollständig abgeschlossen werden können (Abb. 47 u. 48).

Bei den beiden Staustufen Münster und Cannstatt, deren Einzelheiten in der Bautechn. 1929, Heft 9, und 1930, Heft 8, dargestellt sind, wurden die Arbeiten 1930 abgeschlossen. Diese beiden Staustufen sind nach dem Gesamtplan für die Neckarkanalisation, zunächst aber ohne die für die Großschifffahrt erforderlichen Schleusen samt Vorhäfen, ausgeführt worden.

An dem Wehr der Staustufe Cannstatt wurde im Frühjahr 1930 die Walze für die rechte Wehröffnung und die einfache Ausrüstung für die Bootschleuse am rechten Ufer neben dem Wehr eingebaut. Das Cannstatter Wehr, bestehend aus zwei Versenkwalzen mit 38 m Lichtweite und 5,8 m Höhe, ist seit Juni 1930 im Betrieb (Abb. 49).

Das Kraftwerk mit zwei Kaplan-turbinen mit 55 m<sup>3</sup> Schluckfähigkeit und 5,6 m Gefälle ist im Juli 1930 in Betrieb genommen worden.

Die Verbreiterung und Verlegung der rd. 7 km langen Flußstrecke in teils engem Stadtgebiet mit den nun bis über den Hochwasserstand vom Jahre 1824 reichenden Ufern (Dämme, befestigte Böschungen und Mauern) sind fertig (Abb. 50).

An Stelle der im Oktober 1929 gesprengten gewölbten Wilhelmsbrücke<sup>13)</sup> ist im Jahre 1930 statt des von der Bauverwaltung geplanten Fußgängersteiges eine eiserne Straßenbrücke mit 69,12 m Stützweite und 5,20 m Fahrbahnbreite sowie zwei auskragenden Gehwegen von je 2,50 m Breite erstellt worden, wobei die Stadt Stuttgart die gegenüber dem Fußgängersteg erwachsenden Mehrkosten trägt. Die zwei kastenförmigen Hauptträger der Brücke, deren mittlere Ebene 0,60 m voneinander entfernt liegt, sind als Zweigelenrahmen konstruiert. Um für alle Belastungsfälle eine einwandfreie, der statischen Berechnung entsprechende Kämpferdruckübertragung auf die Widerlager zu erzielen, wurden zwei Rollenlager, von denen das eine die waagerechte, das andere die senkrechte Komponente des Kämpferdrucks übernimmt, angeordnet. Die Fahrbahn ist auf Buckelplatten verlegt und besteht aus einer Betonlage und darüber einer 40 mm starken Asphaltdecke. Die Gehwege bestehen aus 8 cm starken Eisenbetonplatten und einer darüberliegenden Asphaltschicht. Der Baustoff für die Hauptträger ist St 48, für die übrige Konstruktion St 37 (Abb. 51).

Beim Orte Münster, wo anlässlich der Flußverlegung der Betrieb einer Personenfähre eingehen mußte, hat die Gemeinde einen 2,2 m breiten eisernen Fußgängersteg mit zwei Öffnungen von je 40,5 m Stützweite über das neue Flußbett erstellt (Abb. 52).

Die Bauarbeiten für die auf die Stufe Neckarsteinach flußaufwärts folgenden zwei Staustufen Hirschhorn und Rockenau werden zur Vergebung so frühzeitig ausgeschrieben werden, daß die Unternehmer noch im Winter die Baustelle einrichten und beim Eintritt der eigentlichen Bauzeit im kommenden Frühjahr mit den Bauarbeiten beginnen können. Bei diesen zwei Staustufen handelt es sich im wesentlichen um die Erstellung von je einem neuen Walzenwehr mit drei Öffnungen, einer Kammerschleuse, sowie eines Kraftwerks mit zwei Turblinen.

Außerdem ist im Arbeitsbereich der Neckarbauverwaltung zum Zweck der Arbeitsbeschaffung für die zahlreichen Erwerbslosen von Heilbronn ein Teilstück der Staustufe Heilbronn, bestehend aus einem etwa 2,2 km langen Durchstich und einer neuen Straßenbrücke über den letzteren, ausgeschrieben worden.



Abb. 49. Staustufe Cannstatt. Wehr und Kraftwerk (Unterwasserseite).

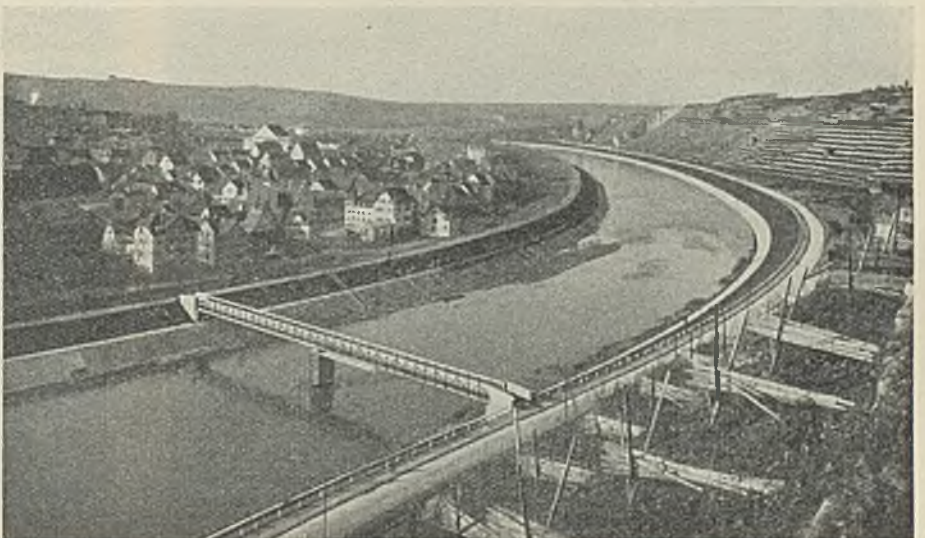


Abb. 52. Staustufe Münster. Neues Neckarbett bei Münster mit Fußgängersteg.

<sup>13)</sup> Bautechn. 1930, Heft 19, S. 283.

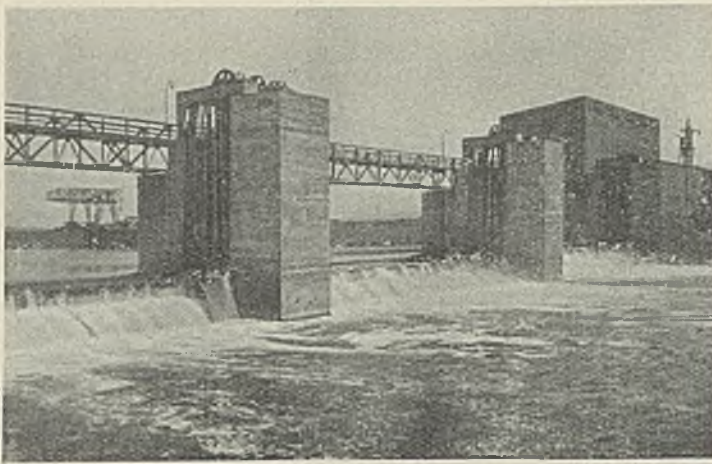


Abb. 54. Staustufe Obernau. Krafthaus und Wehr von Unterwasser. Schützenverschluß mit aufgesetzter Klappe.

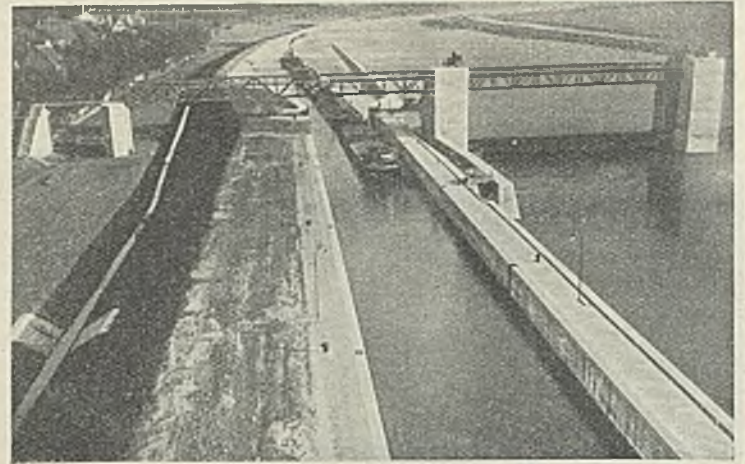


Abb. 55. Staustufe Obernau. Wehr, Schleuse und Schleusenoberkanal mit ausfahrendem Schleppzug.

9. Rhein-Main-Donau-Verbindung.

Die Arbeiten für die Rhein-Main-Donau-Großschiffahrtstraße haben trotz Behinderungen und Schwierigkeiten, die in den letzten Jahren hauptsächlich in der Geldbeschaffung für die sehr umfangreichen Bauten lagen, bisher einen im ganzen befriedigenden Fortgang genommen.

An der Donau ist das Haupthindernis für die Schifffahrt auf der Strecke zwischen Passau und Regensburg durch den Bau der Ende 1927 fertiggestellten Kachletstufe beseitigt. Gleichzeitig ist dort das größte Kraftwerk an der Wasserstraße in Betrieb genommen worden und trägt zur wirtschaftlichen Förderung des ganzen Unternehmens wesentlich bei. Die Niederwasserregulierung zur Verbesserung der Donauschifffahrt vom

Am Main sind im Laufe des Jahres 1930 die Staustufen Kleinwallstadt und Klingenberg fertiggestellt, und mit diesen und der schon früher vollendeten Staustufe Obernau oberhalb Aschaffenburg die Schifffahrtsverhältnisse auf einer Strecke von etwa 50 km wesentlich verbessert worden. In der stromaufwärts anschließenden Mainstrecke von 110 km



Abb. 53. Lageplan des Mains von Aschaffenburg bis Würzburg.

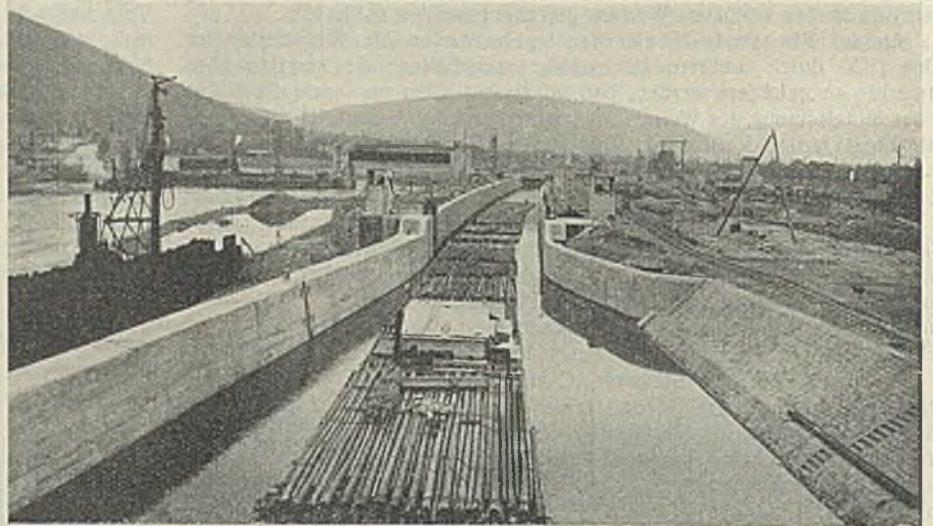


Abb. 58. Staustufe Klingenberg-Trennfurt Schleuse und Wehr vom Unterwasser mit ausfahrendem Floß.

Kachletstau stromaufwärts bis Regensburg ist im Gange und wird auch in den nächsten Jahren weiter gefördert werden, so daß die ganze 155 km lange Donaustrecke Passau—Regensburg in verhältnismaßig kurzer Zeit allen an eine Großschiffahrtstraße zu stellenden Anforderungen entsprechen wird.

bis Würzburg ist die Staustufe Kleinheubach im Jahre 1930 weitgehend gefördert und an der nächst anschließenden Staustufe Freudenberg die Schifffahrtsschleuse begonnen worden (Abb. 53). Die Stromverwertung aus den fertigen Wasserkraftwerken und aus jenen, die bei Ausführung der Staustufen am Main zwischen Aschaffenburg und Würzburg errichtet

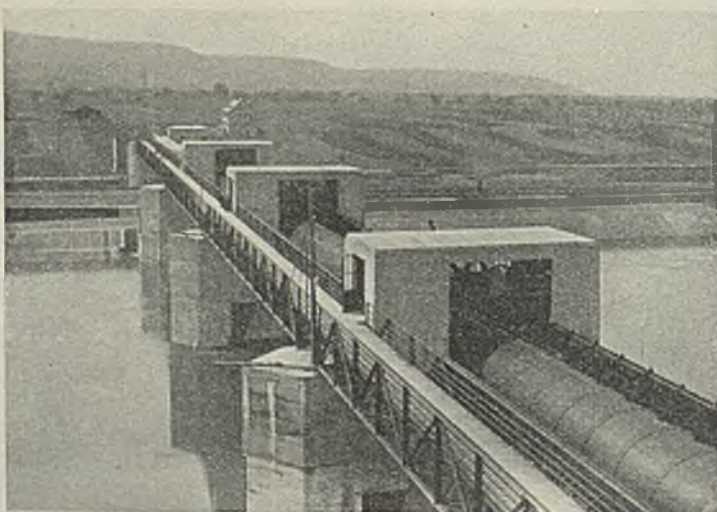


Abb. 56. Staustufe Kleinwallstadt. Blick vom Dach des Krafthauses auf die Wehranlage.

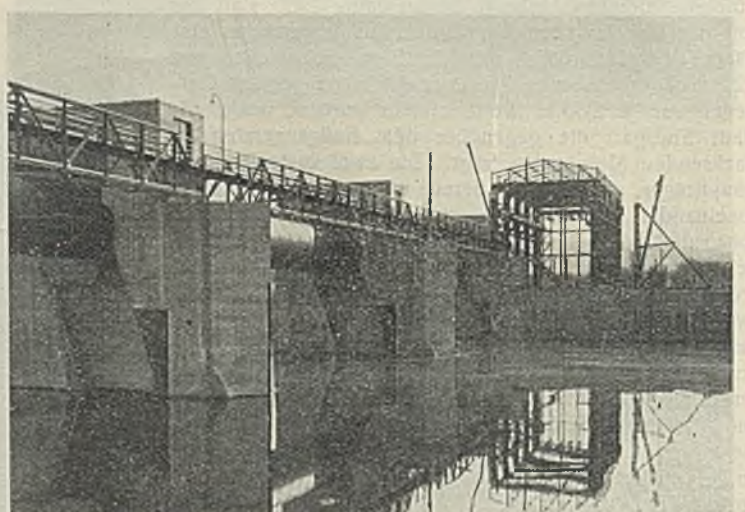


Abb. 57. Staustufe Kleinwallstadt. Wehr und Krafthaus (Stahlskelettbau) vom Unterwasser aus.



werden, ist durch Verträge sichergestellt, die eine dauernde Rentabilität der Kraftwerkanlagen gewährleisten. Wenn das nächste Bauziel, Würzburg, programmäßig im Jahre 1937 erreicht wird, so wären damit in verhältnismäßig kurzer Zeit an der Donau und am Main zusammen über 300 km Großschiffahrtweg, das ist etwa die Hälfte der Gesamtstrecke der Rhein-Main-Donau-Verbindung geschaffen.

Was die einzelnen Bauarbeiten anlangt, so ist an der Donau eine Teilstrecke von etwas über 4 km Länge bei Metten in Angriff genommen worden. Entsprechend dem allgemeinen Bauprogramm werden die Niederwasser-Regulierungsbauten als Grundswellen- und Bühnenbauten ausgeführt.

Am Main waren die Schifffahrtanlagen der Staustufe Obernau ohne den Vollstau schon längere Zeit in Betrieb (Abb. 54 u. 55). Die Schifffahrtanlagen der Staustufe Kleinwallstadt, die in der Hauptsache im Jahre 1929 erbaut wurden, sind 1930 vollendet worden. Außerdem wurden in Kleinwallstadt noch das Krafthaus mit der ganzen maschinellen und elektrischen Einrichtung erstellt (Abb. 56 u. 57).

An der Staustufe Klingenberg-Trennfurt waren im Jahre 1929 die 300 m lange Schleppzugschleuse (Abb. 58) und zwei Öffnungen des Wehres, das im ganzen drei Öffnungen von je 35 m lichter Weite erhält (Abb. 59 u. 60), vollendet worden. Im Baujahre 1930 wurden die dritte Öffnung ausgebaut und die absenkbaren Wehrwalzen montiert.

Bei der nächsten Stauanlage Kleinheubach sind im Laufe von 1930 die 300 m lange Kammerschleuse (Abb. 61) und zwei Wehröffnungen vollendet worden. Bemerkenswert ist dort die Verwendung einer fahr-

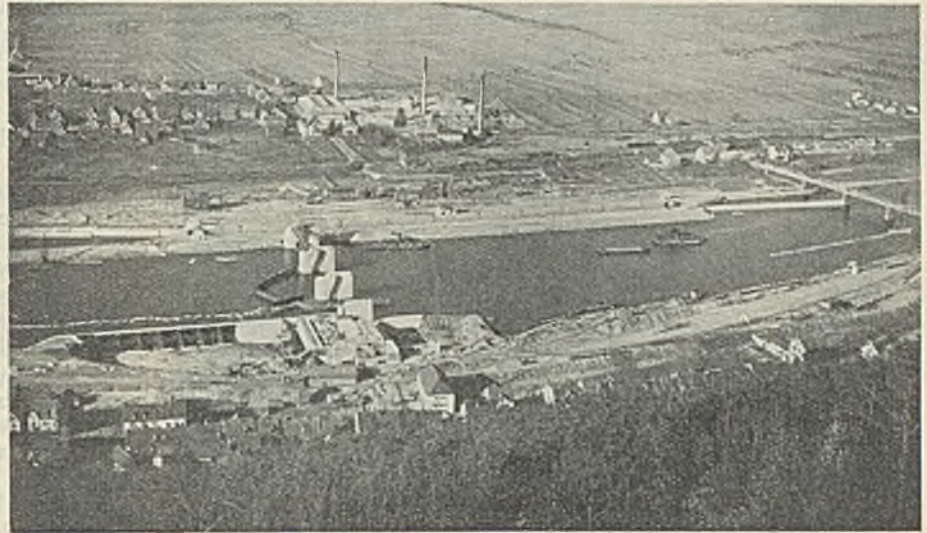


Abb. 59. Staustufe Klingenberg-Trennfurt. Übersicht über die gesamte Baustelle (Februar 1930).

ausgeführten Schleusen oberhalb Aschaffenburg, nämlich 300 m Länge, 12 m Breite und 3 m Drempeltiefe unter dem hydrostatischen Unterwasser. Die Stufenhöhe beträgt 4,50 m.

Bei der Stauanlage Obernau ist im März 1930 der volle Stau hergestellt worden und das Kraftwerk in Betrieb gegangen. Im September und Oktober folgten die weiteren Stauanlagen und Kraftwerke Kleinwallstadt und Klingenberg-Trennfurt.

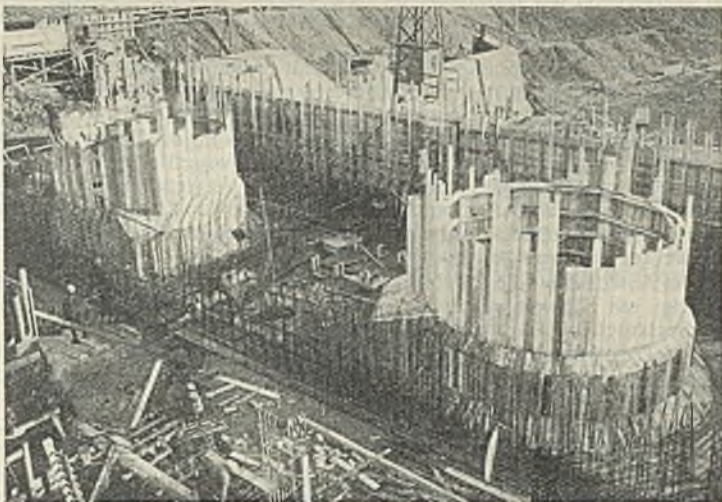


Abb. 60. Staustufe Klingenberg-Trennfurt. Kraftwerk, eingeschaltete Turbinenschächte. Einbringen der Bewehrung für die Generatorenendecke.

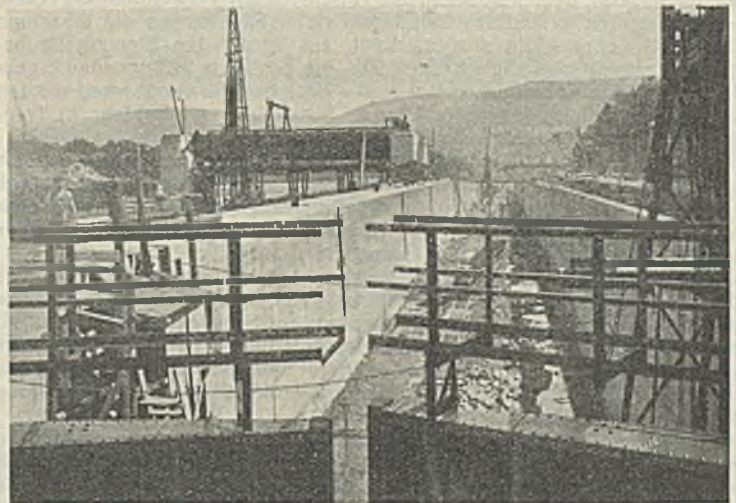


Abb. 61. Staustufe Kleinheubach. Blick vom Unterhaupt in die zu  $\frac{2}{3}$  fertige Schleuse.

baren Betonierungsanlage mit Förderband. Die Betonmaschine bewegt sich auf einem Gleis, das entlang der Schleuse verlegt ist. Mit dem Förderband, das aus Gummi besteht, kann die ganze Schleusenbreite bestrichen und der Beton den einzelnen zu betonierenden Lamellen der Schleusenmauer zugeführt werden (Abb. 62). Die Anlage hat sich für die Baustelle im ganzen bewährt, doch erscheint sie etwas schwer. Jedenfalls erfordert sie seitlich einen festen Grund.

Endlich sind an der Staustufe Freudenberg oberhalb Miltenberg im Jahre 1930 als vorbereitende Arbeiten die Zufahrtstraße, das Schleusenmeistergehöft und das Werkwohngebäude, in denen die Bauleitung und das Bau-Aufsichtspersonal untergebracht wird, erbaut worden. Während die vier unteren Stufen ganz auf bayerischem Gebiete liegen, ist die Stufe Freudenberg hälftig in Bayern und Baden gelegen. Sie befindet sich inmitten des Buntsandsteingebietes, in dem die einheimische Sandstein-Industrie schon seit langem Not leidet. Diesen Verhältnissen wurde dadurch Rechnung getragen, daß schon an den bisherigen Stufen bei den Tiefbauten der Buntsandstein ausgedehnte Verwendung fand, so insbesondere bei den umfangreichen Pflasterungen, ferner als Verkleidestein an den Schleusenmauern und als Abdeckstein. Bei Freudenberg wurde auch bei den vorgenannten Hochbauten ausschließlich Buntsandstein verwendet.

Im Spätherbst vorigen Jahres ist dort die Schleppzugschleuse vergeben worden. Die Schleuse erhält die gleichen Ausmaße wie die bisher

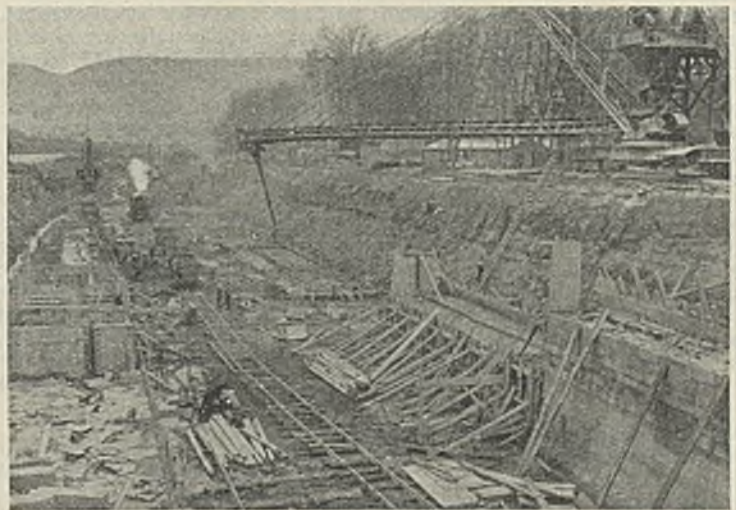


Abb. 62. Staustufe Kleinheubach. Schleusenbaugrube. Betonieren der Kammermauern mittels fahrbarer Betonmischanlage mit Förderband.

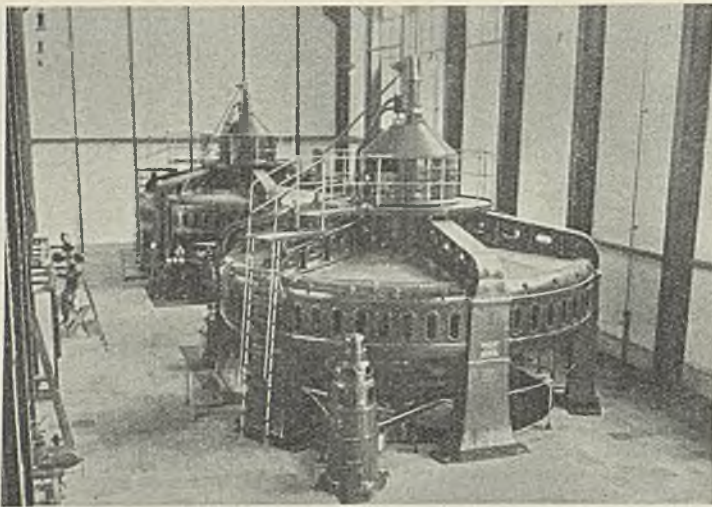


Abb. 63. Staustufe Obernau. Inneres des Kraftwerks.

Die Kraft- und Schalthäuser der drei genannten Stauanlagen erhielten ein Traggerippe aus Stahl und wurden mit Bimsbetonsteinen ausgemauert. Diese Ausführungsweise ermöglichte sehr kurze Bauzeiten. Die Montage

der Stahlkonstruktion erforderte 6 bis 8 Wochen Zeit, die Ausmauerung, Putzarbeiten und das Verlegen der Dach- und Stab-Deckenplatten 4 bis 5 Wochen. Nach Beendigung dieser Arbeiten konnte sofort mit der Aufstellung der Turbinen begonnen werden. Die daran anschließende Aufstellung der Generatoren und der Schalt- und Lichtanlage wurde in Kleinwallstadt Ende September, in Klingenberg Mitte Oktober beendet.

Beide Krafthäuser, Kleinwallstadt und Klingenberg, erforderten für den gesamten Hochbau ab Maschinenhausfußboden und für die Montage der ganzen maschinellen und elektrischen Einrichtung eine Zeit von etwa acht Monaten. Bei Obernau war der Zeitaufwand durch den dazwischenliegenden Winter etwas größer. Die Ausmaße der Krafthäuser schwanken in der Länge zwischen rd. 35,5 und 39,4 m, die Breite beträgt rd. 14,5 m, die Höhe vom Fußboden bis zur Gesimsoberkante rd. 16,5 m. Die Krafthäuser haben Raum für je zwei Maschinensätze und einen Abstellplatz, ausreichend für ein Maschinenaggregat. Auf der einen Längsseite des Krafthauses gliedert sich das Schalthaus in Höhe von 8,3 m und mit einer Länge und Breite von 17,4 m bzw. 7,70 m und übereck liegend mit 14 m Länge und 4,8 m Breite an. Es enthält die Schaltanlage und Transformatorenraum und außerdem noch verschiedene Nebenräume für den Werk- und Dienstbetrieb, als: Schmiede mit Esse, Eigenbedarfsraum, Lager, Büro- und Diensträume sowie ein Brausebad. In jedem Werk leisten die zwei eingebauten Turbinen mit den darüber befindlichen Schirmgeneratoren rd. je 2700 PS; die Jahresarbeit beträgt 18 bis 20 Mill. kWh (Abb. 63).

### Vermischtes.

**Bewertung des Douglas-Tannenholzes nach der Struktur und den verschiedenen Verwendungszwecken.** Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, Nr. 5 vom 31. Juli, S. 169, enthält einen beachtenswerten Bericht über neu aufgestellte Richtlinien für die Bewertung des Holzes der Douglas-Tanne nach der Struktur, dem Wuchs und den verschiedenen Verwendungszwecken. Hiernach werden in Amerika bereits auf vielen Sägewerken die einzelnen Hölzer mit Kennmarken ausgezeichnet, aus denen ihre Eignung für bestimmte Verwendungsmöglichkeiten und die den Preis bedingenden Eigenschaften für den Käufer erkennbar sind. Nach der Verwendbarkeit werden drei Klassen unterschieden: a) Dielen, Schwellen und Bohlen; b) Tragbalken; c) Pfosten und andere Kanthölzer.

Für die einzelnen Gütegrade der Hölzer sind außer der Festigkeit viele andere, durch den Augenschein schon erkennbare Merkmale maßgebend.

Früher begnügte man sich damit, die Festigkeit einer Holzart durch Bruchversuche festzustellen und danach unter Zugrundelegung eines Sicherheitsfaktors eine zulässige Grenze vorzuschreiben.

Da jedoch innerhalb derselben Holzart, sowie innerhalb eines Stammes große Verschiedenheiten in der Festigkeit vorkommen können, so wurde gute Ware vielfach zu schlecht bewertet und minderwertiges Holz zu teuer bezahlt. Nach neueren Studien lassen sich jedoch allgemein gültige Grundwerte der Beanspruchungsgrenzen für verschiedene Anstrengungen vorhersagen. Besondere Abstufungen sind dann durch eine Schrupfung schätzungsweise möglich.

Die Grundfestigkeit des fehlerfreien Holzes hängt im wesentlichen von seinem spezifischen Gewicht in trockenem Zustande ab. Sie ist jedoch auch innerhalb eines Stammes je nach dem Verhältnis des weichen und harten Teiles der Jahresringe sehr verschieden. Im übrigen läßt sich hieraus die zulässige Festigkeit von der Größe und Lage der Äste, von dem Verlauf der Faser zur Richtung der Achse des Holzes und von der Größe und Verteilung der Risse ableiten. Der Einfluß von Aststellen und deren Ausmaße macht sich besonders bei kleinen Querschnitten bemerkbar, während in größeren Querschnitten die Lage des Astes von Bedeutung ist. Ein schräger Verlauf der Faser zur Achse des betreffenden Stückes ist bei Balken nachteiliger als bei Pfosten. Für die Bewertung werden in dem Bericht für beide Fälle besondere Richtzahlen angegeben, ebenso wird auch der Einfluß der Risse für verschiedene Beanspruchungen besprochen. Kern- und Splintholz wird bei sonst gleichartigem Charakter nicht in bezug auf Festigkeit, sondern nur auf Dauerhaftigkeit verschieden bewertet.

Diese Richtlinien für die Bewertung des Holzes sind von dem Forest Products Laboratory in Madison, Wis., aufgestellt. Für das Holz der Douglas-Tanne sind die Festigkeiten in den kürzlich veröffentlichten Bewertungsvorschriften der West Coast Lumbermen's Association angegeben, wobei folgende Zustände unterschieden werden: 1. dauernd trockenenes in einem Gebäude verwendetes Holz, 2. abwechselnd nasses und trockenenes, etwa in einer Brücke eingebautes Holz und 3. dauernd nasses Holz.

Demgemäß sind die Festigkeitsgrundwerte für Douglas-Tannenholz:

1. in dauernd trockenem Zustande für Biegebungsbeanspruchung	140,0 kg/cm <sup>2</sup> ;
	für Druck 103,0 " ;
2. in wechselnd trockenem und nassem Zustande für Biegebungsbeanspruchung	122,0 " ;
	für Druck 93,7 " ;
3. in dauernd nassem Zustande für Biegebungsbeanspruchung	93,7 " ;
	für Druck 93,7 " ;

Diese Werte gelten für gleichmäßig gefasertes Holz bei einer Faserneigung bis 1 : 40 in gebogenen Teilen und bis 1 : 20 in gedrückten Teilen. Ferner sollen hierbei auf Biegung beanspruchte Balken ohne Risse und

Äste sein, während bei Pfosten gewisse Risse und auch Äste bis 1/5 der Stärke noch als zulässig erachtet werden.

Aus diesen Grundwerten sind dann die jeweils für ein Stück geschätzten Festigkeiten abzuleiten. Bei dieser Schätzung sind die Breiten der Jahresringe, das spezifische Gewicht und alle zulässigen Unregelmäßigkeiten zu berücksichtigen. Hieraus ergibt sich dann die Preisschätzung entsprechend der Verwendbarkeit.

Für einige Bewertungsstufen sind für dauernd trockenenes Holz die zulässigen Festigkeiten für Biegebungsbeanspruchung, für Abscherung sowie für Druckbeanspruchung quer zur Faser zusammengestellt.

Schließlich wird ein Preisvergleich dargeboten für die Kostenermittlung derselben Tragkonstruktion aus Hölzern zweier verschiedener Gütegrade. Hieraus ist ersichtlich, daß eine Ausführung unter Verwendung hochwertigeren Holzes weniger Material, Arbeitslohn usw. erfordert und trotz eines höheren Grundpreises erheblich billiger wird als die gleichwertige Ausführung des Tragwerkes aus weniger gutem Baustoff.

Im Anschluß an die vorstehenden Ausführungen erscheint dem Berichtserstatter ein Hinweis auf einige Zusammenhänge der Holzfestigkeiten in den verschiedenen Achsrichtungen am Platze<sup>1)</sup>.

Die Festigkeiten eines in seiner Struktur regelmäßig gedachten Probestückes lassen sich durch eine einfache Rechnung als Funktion der höchsten Feuchtigkeitsaufnahme darstellen.

Die Vergrößerung von Querschnitten durch das Zellengewebe des Holzes, insbesondere des Kiefernholzes, lehrt, daß man für einen rechnerischen Ansatz eine Zellenform annehmen darf, die einem regelmäßigen Sechseck entspricht. Nebenstehend ist eine solche theoretische Zellenform in ihrer Lagerung zu den Nachbarzellen im Querschnitt dargestellt. Für ganz ausgetrocknetes und ausgelaugtes Holz, dessen Zellen also leer sind, entspricht dann das Verhältnis des Hohlraumquerschnittes zum ganzen Zellenquerschnitt dem Verhältnis der höchsten Feuchtigkeitsaufnahme zum gesamten Volumen. Bezeichnet man dieses Verhältnis, das sich in jedem Falle ermitteln läßt, mit  $\varphi$ , so lassen sich einige Zusammenhänge der Festigkeiten längs und quer zur Faser durch  $\varphi$  ausdrücken, falls die Zugfestigkeit  $\sigma_z$  aus einem einfachen Zugversuch gefunden ist. Bei dem reinen Zugversuch entspricht der gefundene Wert der Zerreißfestigkeit  $\sigma_w$  der Zellenwandung. Bezeichnet man nun den Hohlraumquerschnitt mit  $F''$ , den ganzen Zellenquerschnitt mit  $F'$ , dann ist der Querschnitt der tragenden Zellenwände:

$$F_w = F' - F'', \text{ wobei } \frac{F''}{F'} = \varphi \text{ ist.}$$

Die auf den Querschnitt der Zellenwände reduzierte Festigkeit ist dann:

$$1. \quad \sigma_w = \frac{F'}{F_w} \cdot \sigma_z = \frac{1}{1 - \varphi} \cdot \sigma_z$$

Bezeichnet man die Stärke der Zellenwand mit  $d$  und die Sechseckseite der Innenbegrenzung mit  $s$  und setzt  $n = \frac{d}{r}$  bzw.  $\varphi = \frac{s^2}{r^2}$ , dann ist:

$$s = r\sqrt{\varphi},$$

$$d = \frac{r\sqrt{3}}{2}(1 - \sqrt{\varphi}) \text{ und } n = \frac{\sqrt{3}}{2}(1 - \sqrt{\varphi}).$$

<sup>1)</sup> Vgl. „Das Baugewerbe“ vom 28. August 1930.

Bei einem Druck quer zur Faser werden die Zellenwände auf Biegung beansprucht, wobei das Moment  $\max M = \frac{p l^2}{16}$  gesetzt werden darf. Die Pressung  $\sigma_s$  quer zur Faser kann als äußere Belastung auf einen Streifen  $b$  angenommen werden.

Es ist dann die Biegungsspannung in der Zellenwand:

$$\sigma_w = \frac{b (r\sqrt{3})^2 \sigma_s 6}{16 b d^2} = \frac{9}{8 n^2} \cdot \sigma_s$$

oder:

$$\text{II. } \sigma_z = \frac{2(1-\sqrt{\varphi})^2}{3} \cdot \sigma_w = \frac{2(1-\sqrt{\varphi})}{3(1+\sqrt{\varphi})} \cdot \sigma_z$$

Dieser Wert gilt für den trockenen Zustand, d. h. wenn die Zusammen-drückung der Zellen nicht durch eine Flüssigkeitsfüllung behindert ist.

Es läßt sich auch eine Formel für die Beanspruchung  $\sigma_D$  der Zellenwände in nassem Zustande bei Druck in Richtung der Faser aufstellen. Die die Hohlräume füllende Feuchtigkeit wird beim Zusammendrücken die Sechseckform der Zellen in die Kreisform überzuführen streben. Dadurch werden die Zellenwände durch den Innendruck Zug- und Biegungsspannungen erhalten. Das Biegemoment wird für diesen Fall:

$\max M = \frac{p l^2}{24}$  und mithin die Spannung in der Zellenwand:

$$\sigma_w = \frac{b 2 r \sigma_D}{2 b d} \pm \frac{b r^2 \sigma_D 6}{24 b d^2} = \left( \frac{1}{n} + \frac{1}{4 n^2} \right) \sigma_D$$

oder:

$$\text{III. } \sigma_D = \frac{3(1-\sqrt{\varphi})^2}{2\sqrt{3}(1-\sqrt{\varphi})+1} \cdot \sigma_w = 3 \cdot \frac{1-\sqrt{\varphi}}{1+\sqrt{\varphi}} \cdot \frac{1}{2\sqrt{3}(1-\sqrt{\varphi})+1} \cdot \sigma_z$$

Setzt man:

$(1-\sqrt{\varphi}) = k$  und  $(1+\sqrt{\varphi}) = k'$ , so lauten die drei Beziehungen:

$$\text{I. } \sigma_w = \frac{\sigma_z}{k k'}$$

$$\text{II. } \sigma_s = \frac{2 k}{3 k'} \cdot \sigma_z$$

$$\text{III. } \sigma_D = \frac{3 k}{2 k k' \sqrt{3} + k'} \cdot \sigma_z$$

Beispiel: Für ein Probestück sei  $\sigma_z = 600 \text{ kg/cm}^2$  (Zerreißfestigkeit in Faserrichtung in trockenem Zustande) und die höchste Feuchtigkeitsaufnahme zu  $\varphi = \frac{49}{100}$  des Volumens festgestellt, dann ist:

$$k = 1 - 0,7 = 0,3 \quad k' = 1,3$$

$$\text{I. } \sigma_w = \frac{600}{0,3 \cdot 1,3} = 1535 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Festigkeit des Stoffes der Zellen).}$$

Unter Annahme eines Sicherheitsfaktors  $\gamma = 6$  ergibt sich dann:

$$\text{Ia. } \sigma_z = \frac{600}{6} = 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (zul. Zug in Faserrichtung),}$$

$$\text{II. } \sigma_s = \frac{2 \cdot 0,3}{3 \cdot 1,3} \cdot \frac{600}{6} = \frac{92,4}{6} = 15,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (zul. Druck quer zur Faser in trockenem Zustande),}$$

$$\text{III. } \sigma_D = \frac{0,39 \cdot 1,73 + 1,3}{6} \cdot \frac{600}{6} = \frac{237}{6} = 45,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (zul. Druck in Faserrichtung im nassem Zustande).}$$

Falls sich aus Versuchen ergeben sollte, daß die Festigkeit  $\sigma_w$  der Zellenwände, d. h. also des eigentlichen Stoffes, für eine Holzart annähernd immer die gleiche ist, so lassen sich die Zugfestigkeit in trockenem Zustande in der Faserrichtung, die Druckfestigkeit quer zur Faser und die Druckfestigkeit in der Faserrichtung in nassem Zustande ohne weiteres aus den Formeln I bis III durch vorherige Bestimmung des höchsten Feuchtigkeitsgehaltes finden.

Eine derartige Berücksichtigung der Struktur dürfte in allen Fällen, gleichgültig wie man die Grundform der Zellen auch wählen mag, einen Zusammenhang zwischen gewissen Grenzwerten der einzelnen Achsfestigkeiten ergeben, wobei für die Bewertung von Hölzern allerdings noch der gesamte Strukturaufbau entsprechend den Ausführungen in dem amerikanischen Bericht zu berücksichtigen ist.

Reg.-Rat Dipl.-Ing. H. Ziemens.

**Neue Abwasserreinigungsanlage und Hafenerweiterungspläne der Stadt Oslo.** Im Jahre 1920 hat die Verwaltung Oslos beschlossen, das Abwasser der Stadt durch den Bau mehrerer Stammssiele zu sammeln und nach dem neuesten Verfahren mit belebtem Schlamm zu reinigen. Bisher wurde das ungereinigte Abwasser teils in den Hafen, teils in den die Stadt durchziehenden Akerflu unmittelbar hineingeleitet, was auf die Dauer zu gesundheitlich unhaltbaren Zuständen führte. Infolge der wirtschaftlichen Schwierigkeiten, die die Nachkriegsjahre mit sich brachten, konnte der Bau nur langsam gefördert werden. Erst jetzt, über ein Jahrzehnt nach der Beschlußfassung, ist die Kanalisationsanlage so weit fertiggestellt, daß sie im Laufe 1931 in Betrieb genommen werden kann. In der Abbildung sind die neu gebauten Stammssiele, die das Abwasser des alten Stelsystems in sich aufnehmen werden, angegeben. Es handelt sich um ein durchgehendes Stammssiel, das die Stadtniederung von Osten nach Westen durchzieht. Dieses Stammssiel, in das noch ein Zweig vom Norden

her hineingeführt ist, hat in der Altstadt, im Verlaufe der Straße Kongensgate, einen Abfluß nach dem Gelände der alten Festung Akershus, wo eine unterirdische Reinigungsanlage gebaut ist, von der eine Abflußleitung nach dem Westhafen „Piperviken“ führt. Die Ausmündung liegt 150 m vom Ufer entfernt in der Hafensohle, die sich in einer Tiefe von etwa 22 m unter dem Wasserspiegel befindet. An der Westgrenze der Stadt ist eine zweite Reinigungsanlage angeordnet, von der aus das gereinigte Abwasser in die Fjordbucht „Frognerkilen“ geleitet wird. Die Baukosten der neuen Stammssiele und der Kläranlagen belaufen sich auf insgesamt etwa 10 Mill. Kr.



Der eingetrocknete Klärschlamm in Oslo enthält nach chemischen Analysen etwa 6% Wasser, 3,5% Phosphorsäure, 7% Stickstoff als Nitrate und etwa 84% Stickstoff in nichtlöslicher Form. Der Dungwert dieses Schlammes ist beträchtlich. Man beabsichtigt daher, eine Anlage zu bauen, in der der Schlamm künstlich getrocknet wird, wobei nach den Erfahrungen in anderen Städten unter Zugrundelegung von 300 000 Einwohnern angenommen worden ist, daß täglich etwa 45 t oder im Jahre etwa 16 000 t Trockenmasse geliefert werden kann. Da nach dem Dungwert mit einem Preise für angetrockneten Schlamm von etwa 63 Kr./t gerechnet werden darf, werden sich die Anlagekosten der Schlamm-darre recht gut verzinsen.

Es ist bisher als ein sehr fühlbarer Mangel erkannt worden, daß Norwegen mit seiner im Verhältnis zur Bevölkerungszahl sehr großen Schifffahrt keinen Freihafen besitzt. Dieser Mangel fällt um so mehr ins Gewicht, als der Güterumschlagverkehr von Jahr zu Jahr wächst. Da die Erweiterung des Hafens nach den bestehenden großzügigen Plänen sehr hohe Kosten verursachen würde, die Oslo gegenwärtig nicht aufbringen kann, so herrscht die Auffassung allgemein vor, daß es nicht angängig ist, mit Schaffung eines Freihafens zu warten, bis die Erweiterungspläne für den Hafen ausgeführt werden. Es besteht vielmehr das Bestreben, Oslo möglichst bald mit einem leistungsfähigen Freihafenbezirk auszurüsten. Der allgemeine wirtschaftliche Tiefstand, unter dem auch Norwegen jetzt leidet, wird wohl die Verwirklichung dieses Planes noch auf Jahre hinauschieben. Da indessen die Frage für die Entwicklung des Seehandels Norwegens von einschneidender Bedeutung ist, wird man damit rechnen können, daß die Anlegung eines Freihafenbezirks in absehbarer Zeit doch kommen wird.

Verschiedene Pläne sind schon ausgearbeitet worden, die meist das Ziel verfolgen, den östlichen Hafen, Bjrviken, unter teilweiser Einbeziehung der vorgelagerten Inseln, ganz zum Freihafenbezirk auszugestalten. Da der Freihafen nicht nur für den unmittelbaren Güterumschlag Bedeutung hat, sondern auch zweckmäßig Betriebe in sich aufnimmt, die der Warenveredlung dienen, wird darauf Rücksicht genommen werden müssen, die Grenzen des Freihafens so zu ziehen, daß Plätze für die Ansiedlung von Fabriken innerhalb des Freihafens bereitgestellt werden können. Die natürlichen Verhältnisse in Oslo lassen zwanglos eine Lösung zu (s. Abbildung), die die in vielen anderen Freihafenstädten beobachteten Mängel vermeidet. Oberbaurat Nils Buer.

**Die Eröffnung der bayrischen Seilbahn auf die Zugspitze.** Im Anschluß an die im Jahre 1930 in Betrieb genommene Reibungs- und Zahnradbahn auf die Zugspitze) wurde am 28. Juli desselben Jahres der erste Spatenstich zum Bau der Seilbahn getan, die von der Station Schneefernerhaus der bayrischen Zugspitzbahn auf den Gipfel der Zugspitze führt. Nunmehr ist auch diese Bahn in Betrieb genommen worden.

) Vgl. Bautechn. 1925, Heft 34, S. 463, und 1927, Heft 35, S. 493.

Die neue Zugspitzgipfelbahn ist wie die österreichische Seilbahn nach Bauart Bleichert gebaut. Die Länge der Bahn zwischen Schneefernerhaus und Zugspitzgipfel beträgt 725 m wobei ein Höhenunterschied von 300 m überwunden wird. Die Ausgangstation befindet sich im Schneefernerhaus und ist mit Aufzug bequem erreichbar. Von hier weg führen dann die Seile über zwei eiserne Zwischenstützen von 22 m bzw. 25 m Höhe zur Gipfelstation.

Die aus 119 einzelnen Drähten bestehenden Tragsseile haben bei 43 mm äußerem Durchmesser einen nutzbaren Querschnitt von 1150 mm<sup>2</sup>, Zug- und Gegenseil bestehen aus je 114 einzelnen Drähten bei einem Durchmesser von 22 mm und einem Querschnitt von 175 mm<sup>2</sup>, das Hilfsseil, das für den Fall vorhanden ist, daß das Tragsseil nicht betriebsfähig ist, besteht ebenfalls aus 119 einzelnen Drähten.

Die im Pendelverkehr fahrenden Kabinen fassen bei achteckigem Grundriß einschließlich Führer 26 Personen, so daß bei einer reinen Fahrzeit von 3 min etwa 300 Personen in der Stunde befördert werden können.

Für den Antrieb steht Drehstrom zur Verfügung, der vom Umformerwerk Eibsee zum Teil durch eine Freileitung, zum Teil durch ein Kabel zugeführt wird. Versagt diese Kraftquelle, dann übernimmt eine Dieselanlage von rd. 120 PS Leistung die Stromversorgung der Bahn. F. F.

### Zuschriften an die Schriftleitung.

**Gasbehälter in Stahl.** Zu dem unter dieser Überschrift in der Bautechn. 1930, Heft 53/54, S. 792 bis 794 von Direktor H. Müller, Hamburger Gaswerke, veröffentlichten Aufsätze bemerke ich folgendes:

1. Auf S. 793, 2. Absatz wird behauptet, Gasbehälter von 250 000 m<sup>3</sup> Inhalt seien in der Ausführung mit Wasserbecken und Glocken als nicht mehr rentabel zu betrachten, weil bei solchen Abmessungen die Dicke des unteren Mantelbleches 50 mm betrage.

Diese Angabe ist unrichtig. Eine kleine Nachrechnung ergibt, daß diese Blechstärke um rd. 40% zu hoch angegeben, die Angabe also für einen nicht unmittelbar Beteiligten irreführend ist. Dazu kommt, daß bei hochwertigem Hochbaustahl, der auch für Bleche verwendet werden darf, die Beanspruchungen derart gesteigert werden dürfen, daß die Blechstärken sich umgekehrt noch verringern lassen. Damit entfällt auch gleichermaßen die Behauptung, die Vernietung von solchen dicken Blechen sei praktisch unausführbar. Eine Ausführung für solche Behältergröße kann sogar nachgewiesen werden. Im übrigen ist bei einer technisch hochwertigen Vernietung eine Blechausnutzung in den Grenzen zwischen 90 und 95% möglich.

2. Auf S. 794 wird in dem Aufsätze behauptet, der wasserlose Behälter sei den nassen Gasbehältern, also mit Wasserbecken, in vieler Hinsicht überlegen. Diese Behauptung geht m. E. zu weit. Die Ansichten darüber, ob dem „trockenen“ oder dem „nassen“ Gasbehälter der Vorzug zu geben sei, weichen noch sehr voneinander ab. Jedenfalls ist der nasse Gasbehälter ein „Automat“, um den im Betriebe sich kein Mensch zu kümmern braucht und um den sich auch erfahrungsgemäß niemand bekümmert, abgesehen natürlich von den hin und wieder anzuführenden Anstreicherarbeiten, die aber grundsätzlich denselben Kostenaufwand wie bei einem trockenen Behälter verursachen. Hauptsache aber ist, daß der nasse Behälter völlig explosionsicher ist.

Demgegenüber ist die Wartung des trockenen Behälters außerordentlich umständlich; sie muß von besonders befähigten und vollkommen zuverlässigen Leuten ausgeführt werden; ein Nachlassen der Kontrolle führt sofort schwere Nachteile mit sich.

Die Art der Abdichtung der Scheibe, die auf dem Prinzip der gleitenden Reibung beruht, also einen hochgradigen Verschleiß der Scheibe zur Folge hat, ergibt einen weiteren nicht zu unterschätzenden Nachteil des trockenen Behälters. Endlich ist der Betrieb des trockenen Behälters der Explosionsgefahr ausgesetzt.

Die Vorteile, die der Aufsatz dem trockenen Behälter zuschreibt, sind in diesem Maße in Wirklichkeit nicht vorhanden. Wenn die Erbauer der trockenen Behälter diesen nicht zu einem so gedrückten Preise auf den Markt bringen würden, daß dadurch der geldliche Vergleich mit dem nassen Behälter sich ungünstig für den letzteren auswirkt, dann würden wahrscheinlich erheblich weniger trockene Behälter gebaut worden sein, als dies der Fall ist. Bei einwandfreier Kalkulation auf gleicher Grundlage würde man wahrscheinlich zu dem Ergebnis gelangen, daß die nassen Behälter, wenn nicht wesentlich billiger, so doch nicht teurer als die trockenen Behälter sind.

Mit einer gewissen Absicht wird vielfach hervorgehoben, daß die Fundamentkosten bei dem trockenen Behälter erheblich geringer seien, als bei dem nassen Behälter. Wenn man aber in dieser Hinsicht einen rein sachlichen Vergleich anstellt, so erhält man ein sehr merkwürdiges Ergebnis, das sich tatsächlich umgekehrt zuungunsten des trockenen Behälters auswirkt. Klätte.

### Erwiderung.

Zu 1. Die Wandstärke eines Gasbehälterbeckens wird nach den vom Deutschen Verein von Gas- und Wasserfachmännern im Jahre 1930 herausgegebenen Normalbedingungen für die Herstellung und Lieferung von Gasbehältern nach folgender Formel berechnet:

$$t = \frac{d h \gamma}{2 \cdot 100 z \sigma_{zul}} \text{ cm,}$$

darin ist:

$t$  = gesuchte Wandstärke des Bleches in cm;

$d$  = innerer Durchmesser des Beckens (in m) = 80 m;

$h$  = Höhe vom Beckenrande bis zur Mitte des Blechringes (in m) = 13,5 m;

$\gamma$  = Gewicht von 1 m<sup>3</sup> Wasser = 1000 kg;

$z$  = Gütezahl der Vernietung = 0,9;

$\sigma_{zul}$  = zulässige Materialspannung = 1200 kg/cm<sup>2</sup>.

Hiernach errechnet sich

$$t = \frac{80 \cdot 13,5 \cdot 1000}{100 \cdot 2 \cdot 0,9 \cdot 1200} = 5 \text{ cm.}$$

Meine Rechnung ist entsprechend den Normen ausgeführt und also vollkommen richtig. Selbstverständlich kann man an Stelle des Flußstahls auch hochwertigsten Baustahl verwenden. Dadurch werden zwar die Wandstärken verringert, aber die Baukosten kaum ermäßigt.

Zu 2. Die Überlegenheit der wasserlosen Behälter über die nassen ist so augenfällig, daß man darüber in Fachkreisen kein Wort zu verlieren braucht. Sie besteht in den wesentlich geringeren Baukosten und wesentlich geringeren Betriebskosten, da die Heizung im Winter so gut wie ganz wegfällt. Die Wartung des trockenen Behälters ist nicht außerordentlich umständlich, sondern außerordentlich einfach. Von einem hochgradigen Verschleiß der Scheibe kann nicht die Rede sein. Die jahrelange Praxis beweist das Gegenteil.

Die Überlegenheit des trockenen gegenüber dem nassen Behälter wird außer durch die oben angeführten Gründe durch die Tatsache bewiesen, daß in den letzten fünf Jahren in Deutschland fast nur mehr trockene Gasbehälter gebaut wurden und daß das Verhältnis der Zahl der jährlich gebauten trockenen Behälter zu jener der nassen Behälter sich von Jahr zu Jahr zugunsten des trockenen Behälters verschiebt.

H. Müller.

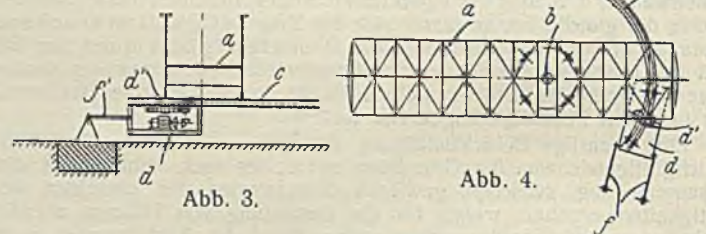
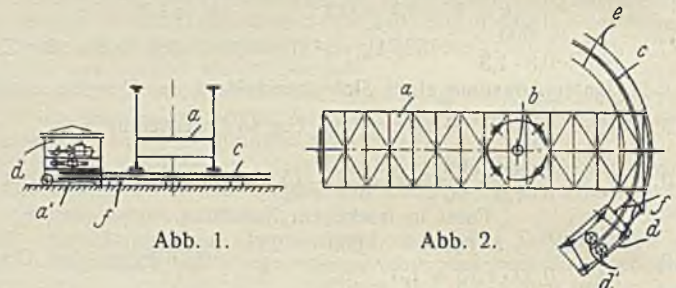
Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

### Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

**Antrieb für Drehbrücken.** (Kl. 19d, Nr. 495 010 vom 11. 5. 1928 von Gutehoffnungshütte Oberhausen AG. in Oberhausen, Rhld.) Um die bisher beim Antrieb für Drehbrücken auftretenden Mängel, nämlich das Schwenken des Antriebswagens nach innen oder außen und die Gefahr des Aus-den-Schienen-Springens zu beseitigen, wird der Antrieb von der Brücke getrennt und durch angelenkte Stangen mit ihr verbunden, so daß sich Verschleibungen der Brücke nicht auf den Antrieb auswirken können. Der Antrieb (Abb. 1 u. 2) kann als Triebwagen ausgebildet sein, dessen Antriebszahnrad in eine auf dem Brückenwider-



lager zwischen den Schienen befestigte Zahnstange eingreifen. Die bei  $b$  drehbare Brücke  $a$  hat eine ortsfest verlegte Zahnstange  $c$ , während der Antriebswagen  $d$ , der mit den Zahnradern  $d'$  in die Zahnstange eingreift, auf Schienen  $e$  läuft und durch daran angelenkte Schubstangen  $f$  mit der Brücke  $a$  in Verbindung steht. Der Antrieb (Abb. 3 u. 4) kann auch mit Radern auf Laufschienen  $c'$  aufgehängt und mit ortsfest gelagerten Gelenkstangen  $f$  verbunden sein, wobei die Antriebszahnrad  $d'$  in eine an der Brücke  $a$  zwischen den Laufschienen  $e$  befestigte Zahnstange  $c$  eingreifen, die fest mit der Drehbrücke verbunden ist.

**INHALT:** Die im Straßenzuge der Haupt-, Rheln- und Schloßstraße in Berlin angewendeten Pflasterarten. — Bau einer geschweißten Straßenbrücke. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1930. (Schluß). — Vermischtes: Bewertung des Douglas-Tannenholzes nach der Struktur und den verschiedenen Verwendungszwecken. — Neue Abwasserreinigungsanlage und Hafenerweiterungspläne der Stadt Oslo. — Eröffnung der bayerischen Seilbahn auf die Zugspitze. — Zuschriften an die Schriftleitung — Patentschau.

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