

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 31. Oktober 1930

Heft 47

Alle Rechte vorbehalten.

Der neue Lokomotivschuppen im Abstellbahnhof Freiburg i. Br.

Von Dipl.-Ing. Wassil Stoiloff i. H. Karl Kübler AG., Stuttgart.

Das Holz ist wegen seiner gerade dort sich bemerkbar machenden Vorteile für den Bau von Lokomotivschuppen schon seit jeher verwendet worden; die neuzeitlichen ingenieurmäßig konstruierten Holzträger gestatten dabei ohne Schwierigkeit die Überspannung der beim Lokomotivschuppenbau vorkommenden Stützweiten.

Im Jahre 1928 hat die Reichsbahndirektion Karlsruhe einen neuen Lokomotivschuppen im Abstellbahnhof Freiburg i. Br. erstellt. Das Bauwerk wurde mit freitragender Holzkonstruktion überdacht, deren Ausführung nach einem engeren Wettbewerb der Firma Karl Kübler AG., Stuttgart, übertragen wurde.

Im folgenden wird einiges über dieses Bauwerk mitgeteilt, insbesondere wird die zur Ausführung gelangte Holzdachkonstruktion näher beschrieben.

I. Allgemeines.

Der Lokomotivschuppen ähnelt in seiner allgemeinen Anordnung und Ausführung dem von der Reichsbahndirektion Karlsruhe in Heidelberg im Jahre 1926 erstellten Lokomotivschuppen, dessen Holzdachkonstruktion ebenfalls von der Firma

Sämtliche Umfassungswände sind in Backstein ausgeführt. Die von Eisenbetonstützen getragenen Holzfachwerkbinder haben Mansardform mit einem Laternenaufbau in der Mitte und weisen Stützweiten bis

Abb. 2. Längenschnitt A-A (vgl. Abb. 1).
Stützen- und Binder-Anordnung.

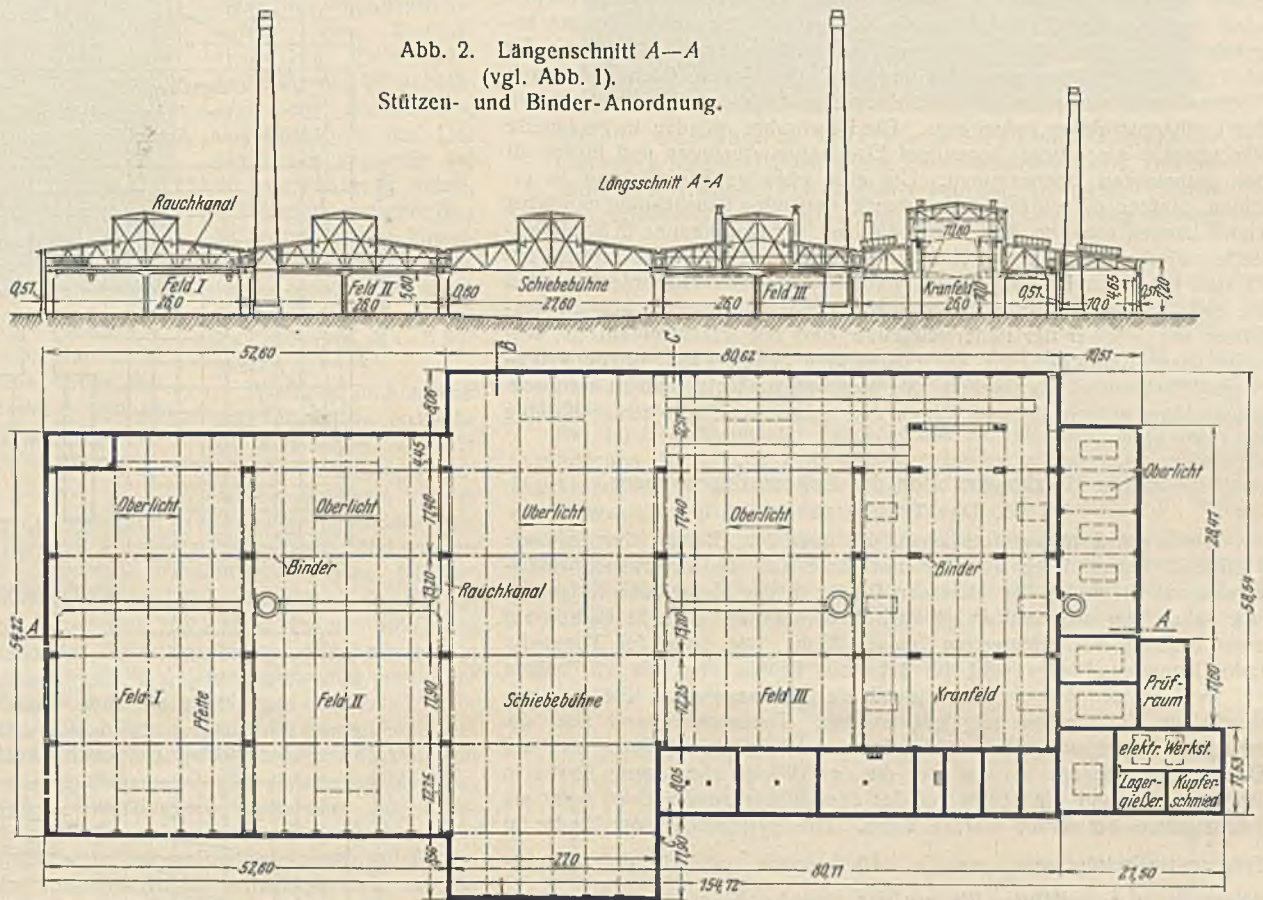
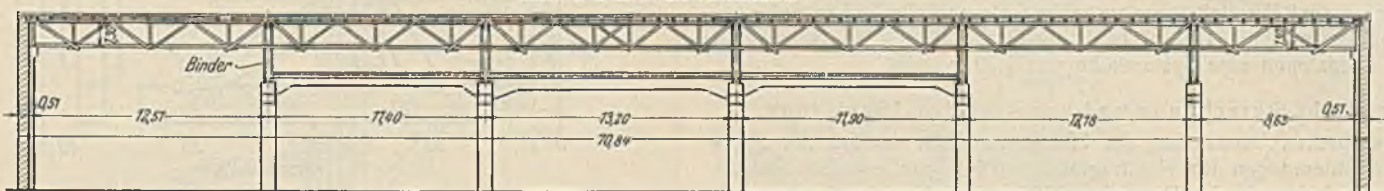


Abb. 1. Grundriß. Binder- und Pfettenplan.

Schnitt B-B durch die Schiebepühne



Schnitt C-C durch Feld III

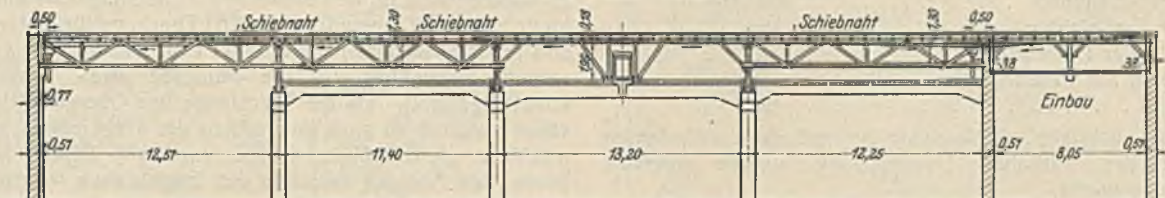


Abb. 3. Querschnitte (Schnitt B-B und C-C, vgl. Abb. 1). Plattenanordnung.

Karl Kübler AG. ausgeführt wurde (vgl. Bautechn. 1929, Heft 1 u. 4).

Wie aus dem Grundriß (s. Abb. 1) ersichtlich, besteht das gesamte Bauwerk aus zwei Lokomotivhallen (Feld I und II) je rd. 26/54 m, einer Schiebepühne rd. 28/71 m, einer weiteren Lokomotivhalle (Feld III) rd. 26/50 m und einer Kranhalle rd. 26/50 m; außerdem schließen sich südlich und westlich von der Kranhalle Anbauten für Werkstätten, Magazine und Büros an. Insgesamt sind 32 Lokomotivstände vorhanden.

rd. 27 m auf (s. Abb. 2). Die lichte Höhe vom Boden (Schienenoberkante) bis Binderuntergurt beträgt 5,80 m. Mit Rücksicht auf die Kranbahn ist in der Kranhalle der mittlere Binderfeld höher gelegt und auf den Kranbahnstützen aufgesetzt. In der Querrichtung ist der Abstand zwischen den Stützen so bemessen, daß jeweils das Raumprofil für zwei Gleise eingehalten wird. Das Binderfeld von 11,40 m hat normale Gleisabstände $2 \times 5,70 = 11,40$ m. Binderfeld 13,20 m entsteht durch den

wegen der Kamine nötigen größeren Gleisabstand; Binderfeld 12,25 m = normaler Gleisabstand, hierzu Abstand zwischen Gleismitte und Umfassungswand ($\frac{5,70}{2} + 5,70 + 3,70 = 12,25$ m); Binderfeld 11,90 m = Binderfeld 12,25 m, jedoch gemessen von Stützenmitte zu Stützenmitte ($11,90 + \frac{1}{2}$ Stützenbreite $0,35 = 12,25$). Die Pfetten (s. Abb. 3) sind als Holzgitterpfetten ausgeführt, haben Stützweiten bis 13,20 m und sind auf dem Binderobergurt aufgelagert. Das Dach des Schuppens ist mit Doppelpappe und Kiesschicht auf 24 mm dicker gespundeter Schalung, die auf den in 0,75 m Abstand gelegten Holzsparrnen genagelt ist, abgedeckt. Die Dachneigung ist etwa 1:9. Durch über den Stützen zwischen je zwei Binderreihen gelegte Holzrinnen (s. Abb. 2 u. 7) und durch die Abfallrohre, die jeweils neben einer Stütze angebracht sind, wird das Tagewasser in die Kanalisationsleitung des Schuppens abgeführt. Außer durch die an den Umfassungswänden vorhandenen Fensterflächen wird das Tageslicht in der Hauptsache durch die Laternenaufbauten zugeführt. Das Verhältnis zwischen Fensterfläche und Grundfläche ist rd. 1:9. Für die Rauchgasabführung sind über jedem Gleis gußeiserne Trichter mit anschließenden gußeisernen Rauchröhren angeordnet und an der Dachkonstruktion aufgehängt. Die Rauchrohre münden in gemauerte Rauchkanäle ein; diese liegen auf Eisenbetonunterzügen und führen zu den gemauerten Hochkaminen. Um eine günstige Saugwirkung zu erzielen, mußten die einzelnen waagrecht liegenden Rauchkanäle möglichst kleine Längen erhalten, was durch die Lage der Hochkamine in Schuppenmitte zwischen Halle I und II bzw. Halle III und Kranhalle erreicht ist. Es sind für jeden Lokomotivstand zwei Rauchtrichter angeordnet, so daß die Lokomotive in Vorwärts- oder Kehrstellung in den Schuppen einfahren kann. Über der Rädersonkgrube sind mit Rücksicht auf die verschiedenen Stellungen, die die Lokomotive haben kann, offene Rauchfänge (Rauchkuten) vorgesehen. Sie bestehen aus Holz, sind an der Dachkonstruktion aufgehängt und führen den Rauch mittels hölzerner Kamine ins Freie ab.

II. Die Holzkonstruktion des Lokomotivschuppens.

1. Das Trägersystem.

Durch die Stützenentfernungen, das über den Gleisen einzuhalten Lichtmaß, ferner durch die Dachumrißlinie und die einzubauenden Laternen war die Form der hölzernen Binder in der Hauptsache festgelegt. Wir haben hier mansardförmige Fachwerkbinder als einfache Balken auf zwei Stützen mit Stützweiten bis rd. 27 m. Die über der Kranbahn höherliegenden Binder sind für lotrechte Lasten ebenfalls als Balken auf zwei Stützen berechnet, während sie für waagerechte Kräfte (Winddruck) als Halbrahmen aufgefaßt wurden. Dementsprechend sind die zwischen Binderuntergurt und Binderstütze liegenden Streben nur auf Druck angeschlossen, so daß nur die dem Winde abgelogene Strebe in Wirkung tritt und die Stütze auf der dem Winde zugelegenen Seite als Pendelstütze betrachtet werden kann. Die Systemhöhe der Binder in Trägermitte beträgt rd. $\frac{1}{6,5} - \frac{1}{7}$. Diese Höhe hat sich nach den Erfahrungen an ausgeführten Bindern von ähnlicher Form als die wirtschaftlichste ergeben. Die Ausfachung der Binder weist steigende und fallende Streben mit Zwischen- und Hauptständern auf. Die Wahl der Ausfachung mit Zwischenständern erleichterte die Auflagerung der Fachwerkpfetten. Die letzteren sind Parallelträger, ausgeführt als einfache Balken auf zwei Stützen (Stützweite bis 13,2 m) bzw. als Gerberträger. Sie haben mit wenigen Ausnahmen eine Systemhöhe von 1,30 m.

2. Statische Berechnung und konstruktive Ausbildung.

Der statischen Berechnung der Holzkonstruktion wurden die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“ (BH) der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 12. Dezember 1926 zugrunde gelegt. Demnach sind die zulässigen Beanspruchungen für Nadelholz wie folgt angesetzt:

Zug in der Faserrichtung	100 kg/cm ²
Druck in der Faserrichtung	80
Abscherung in der Faserrichtung	12
Druck senkrecht zur Faserrichtung	15
Biegung	90

Die Berechnung der Druckstäbe auf Knickung ist nach dem ω -Verfahren durchgeführt. Bei der statischen Untersuchung wurden folgende Belastungsannahmen gemacht.

a) Ständige Last:

Doppelpappe (mit Kies), Schalung und Sparren	50 kg/m ² Grdfl.
Pfetten und Binder	27
	zus. 77 kg/m ² Grdfl.

Es sind weiter als ständige Last das Gewicht der an der Dachkonstruktion aufgehängten Rauchtrichter (450 kg/Stück) und Rauchrohre (50 kg/lfd. m Rohr) bzw. der Kuten (200 kg/lfd. m Kutte) und Holzkamine (80 kg/lfd. m Kamin), ferner das Gewicht der Laternenwände (70 kg/lfd. m Wand) und der Reinigungsstege (15 kg/lfd. m Steg) berücksichtigt worden.

- b) Schnee: 75 kg/m² Grundfläche.
- c) Wind: Auf das Dach 5 kg/m² senkrecht wirkend, auf die Laternenwand 100 kg/m² waagrecht wirkend.

Die senkrechten Lasten des Laternenaufbaues werden durch Pfosten auf die Pfetten bzw. auf die Binder abgesetzt. Der auf die Laternenwand entfallende waagerechte Winddruck wird durch Ständer und Streben auf den Binder übertragen.

Bei den Bindern wurden die Stabkräfte infolge der oben angegebenen Belastungen a) bis c) getrennt mit Kräfteplänen auf die übliche Weise bestimmt. Die Querschnittbemessung ist dann auf Grund der durch Kombination der ungünstigsten Belastungsfälle errechneten größten Stabkräfte und unter Einhaltung der zulässigen Beanspruchungen durchgeführt.

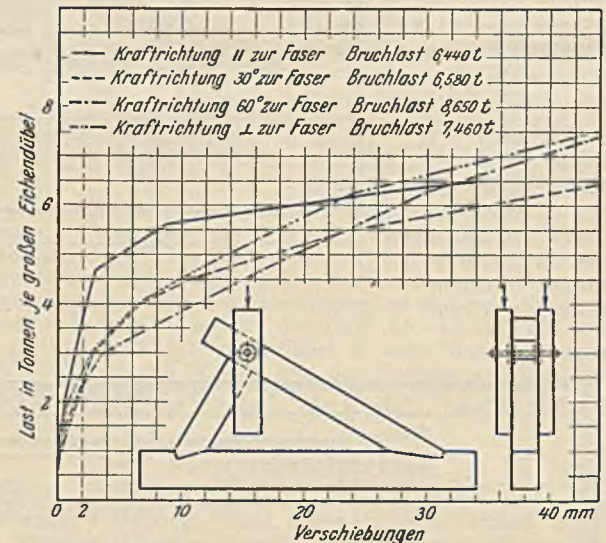
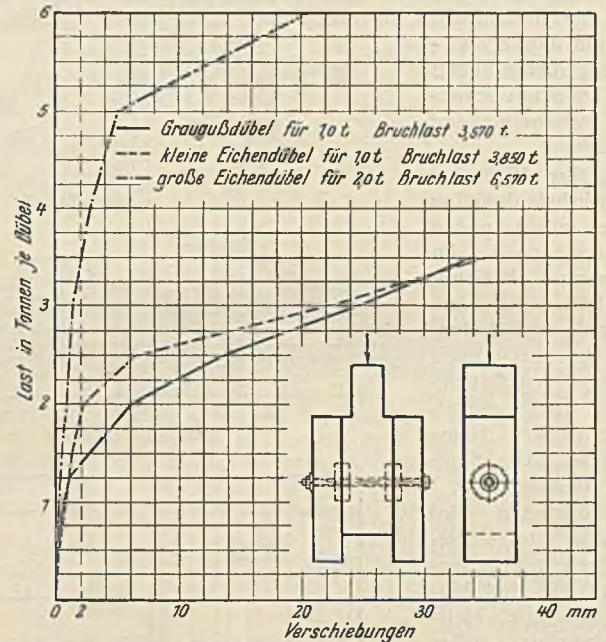


Abb. 4. Versuche mit Kübler-Dübeln.

Es ergaben sich für den Binder mit 24,56 Stützweite und 12,55 Belastungsbreite als größte Obergurtkraft 43,6 t Druck, größte Untergurtkraft 41,8 t Zug und größte Diagonalkräfte 28,6 t Druck und 23,1 t Zug. Für die Gurte wurden zweiteilige, für die Füllstäbe zwei- bzw. dreiteilige Querschnitte gewählt. Da die Knicklänge der Obergurtsstäbe aus der Trägerebene zweimal so groß sind wie in der Trägerebene, so mußte man, um möglichst gleiche Materialausnutzung nach beiden Knickrichtungen zu haben, den Abstand zwischen den Einzelstäben so groß wählen, daß der Tragheitshalbmesser um die materialfreie Achse zweimal so groß ist wie um die Materialachse.

Die Pfetten sind für eine Gesamtlast von 140 kg/m² berechnet. Der Pfettenobergurt ist außer durch die Druckkraft noch durch ein von der Auflagerung der Sparren herrührendes Moment beansprucht. Da der Pfettenobergurt ungestoßen auf die ganze Pfettenlänge durchgeht, wurde das Moment mit $\frac{1}{10} \cdot q l^2$ in Rechnung gestellt. Der Pfettenober- und -untergurt, sowie die Ständer und Druckstreben sind einteilig, die Zugstreben zweiteilig gewählt worden.



Abb. 5. Feuerverbleiung — höchstens 0,025 mm stark. Gefüge nicht einheitlich. Zahlreiche Poren verschiedener Größe sind auf der ganzen Fläche zerstreut und an ihrer dunklen Färbung deutlich zu erkennen. — Zwanzigfache Vergrößerung.

Wie schon erwähnt, geschah die Berechnung der Druckstäbe nach dem ω -Verfahren. Bei den zweiteiligen Druckstäben wurde für die Ermittlung der Stabkraft P' des Einzelstabes, dessen $l > 30$ war, die Formel:

$$P' = \frac{P}{2} \cdot \frac{151}{151 - \frac{l}{h}}$$

verwendet. (S. „Grundlagen des Ingenieurholzbau“ von Dr.-Ing. H. Seltz.) Es bedeutet in der Formel: P' = Stabkraft des Einzelstabes, l = Knicklänge des Gesamtstabes in bezug auf die materialfreie Achse, h = Abstand zwischen den Schwerachsen der Einzelstäbe, P = Stabkraft des Gesamtstabes. Bei sämtlichen Einzelstäben mit $l < 30$ wurde $P' = 0,5 P$ gesetzt.

Während der Anschluß der Druckstäbe meistens durch einfaches Aufsetzen oder Versatzung geschieht und keine Schwierigkeiten bietet, müssen für den Anschluß der Zugstäbe besondere Verbindungsmittel angewendet werden.

Als solche Verbindungsmittel wurden für den Anschluß von Holz an Holz die bei der Holzbauweise „Kübler“ gebräuchlichen kleinen doppelkegelförmigen Eichenholzdübel, deren Tragfähigkeit bis 1 t/Stück beträgt, verwendet. In Abb. 4 sind die auf Grund von Versuchen, ausgeführt von der Materialprüfungsanstalt Stuttgart im Auftrage der Karl Kübler AG., aufgestellten Verschiebungsdiagramme der Kübler-Dübel angegeben.

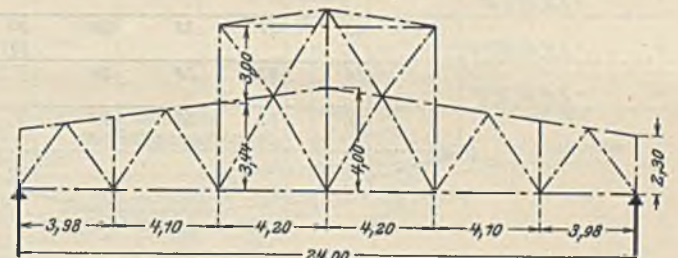
Zum Zusammenhalten der Hölzer dienen $\frac{1}{2}$ '' starke Schraubenbolzen, die bei der Berechnung unberücksichtigt bleiben. Für den Anschluß von Holz an eiserne Laschen sind gußeiserne Druckverteilungsstücke (sog. Halbdübel), ebenfalls mit je 1 t Tragfähigkeit, verwendet. Zur Kraftübertragung von Halbdübeln auf eiserne Laschen werden 16 mm starke Schrauben eingelegt. Sämtliche zur Verwendung gelangten Eisenteile (Schrauben, Unterlagscheiben, Laschen, Anker) wurden verbleit, um das Eisen gegen die schädliche Einwirkung der Rauchgase zu schützen. Die



Abb. 6. Galvanische Verbleiung der Firma J. Eberspächer, Eßlingen a. N., etwa 0,2 bis 0,3 mm stark porenfrei verbleit. Das einheitliche Kristallgefüge ist deutlich erkennbar. Die weißen Flecken sind reflektierende Kristallflächen. — Zwanzigfache Vergrößerung.

Verbleiung geschah nach dem galvanischen Verfahren und wurde von der Firma J. Eberspächer, Eßlingen a. N., ausgeführt. In Abb. 5 u. 6, die uns die genannte Firma zur Verfügung gestellt hat, ist eine Feuer- und eine galvanische Verbleiung dargestellt. Man ersieht ohne weiteres, daß das Verfahren der galvanischen Verbleiung weitaus bessere Bleiumhüllung des Eisens erzielt.

Bei der Berechnung der Knotenpunkte sind für die Bemessung der Druckflächen die in den Reichsbahnvorschriften angegebenen zulässigen Druckspannungen für die verschiedenen Neigungen der Krafrichtung zur Faserrichtung (bei 0° — 80, bei 30° — $0,6 \cdot 80$, bei 60° — $0,3 \cdot 80$ und bei 90° — 15 kg/cm^2) zugrunde gelegt. Die vorstehend erwähnte Tragfähigkeit der Dübel von 1 t/Stück gilt nur, wenn die Kraft in Faserrichtung wirkt. Weicht die Krafrichtung von der Faserrichtung ab (wie z. B. bei unmittelbaren Anschlüssen der Füllstäbe an den Gurtungen), so ver-



Zu Abb. 7.

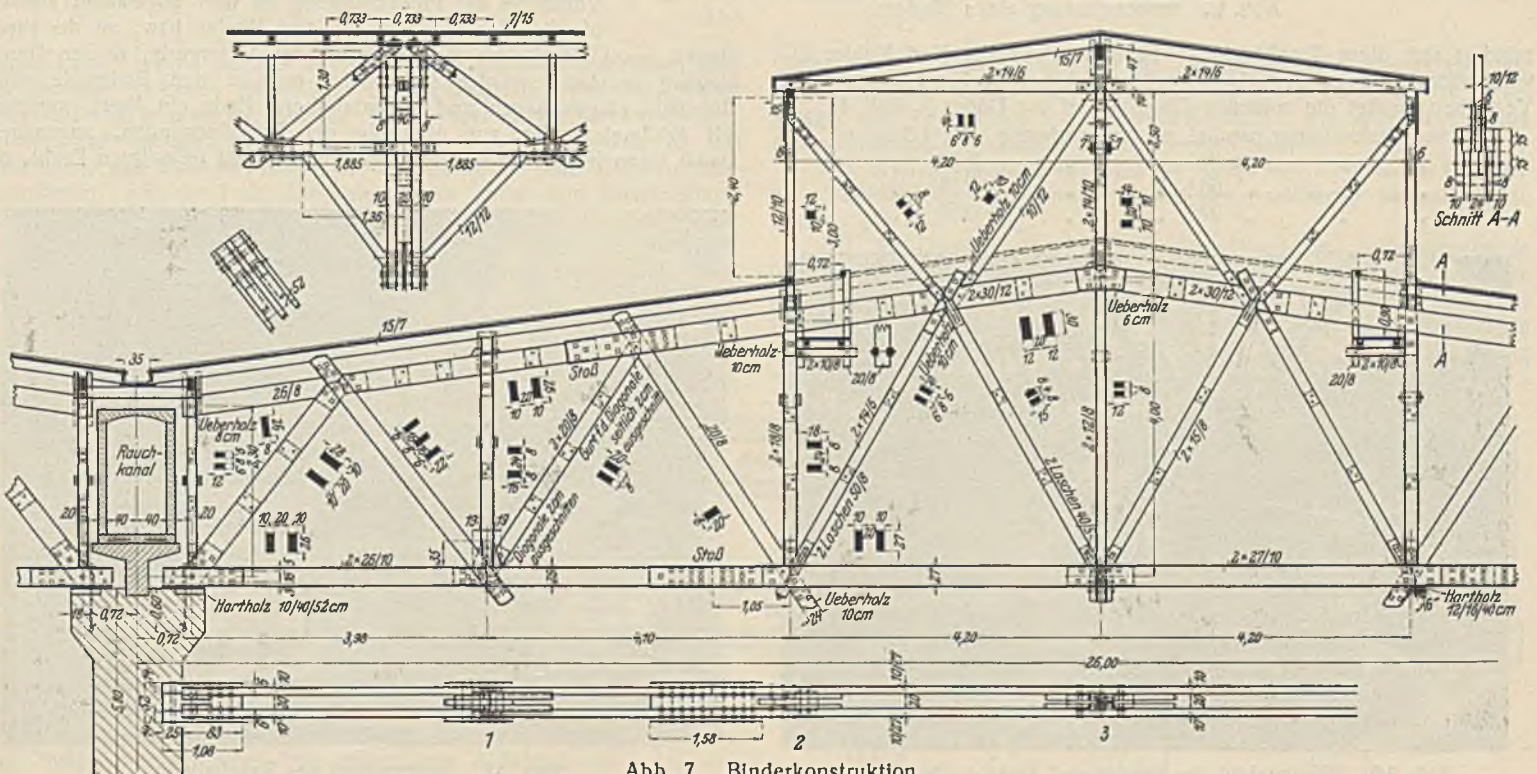


Abb. 7. Binderkonstruktion.

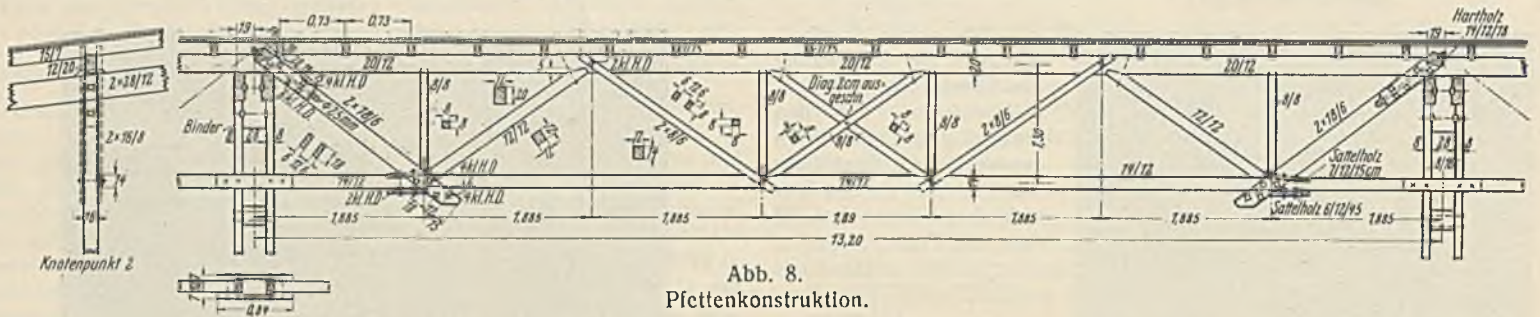


Abb. 8. Pfettenkonstruktion.

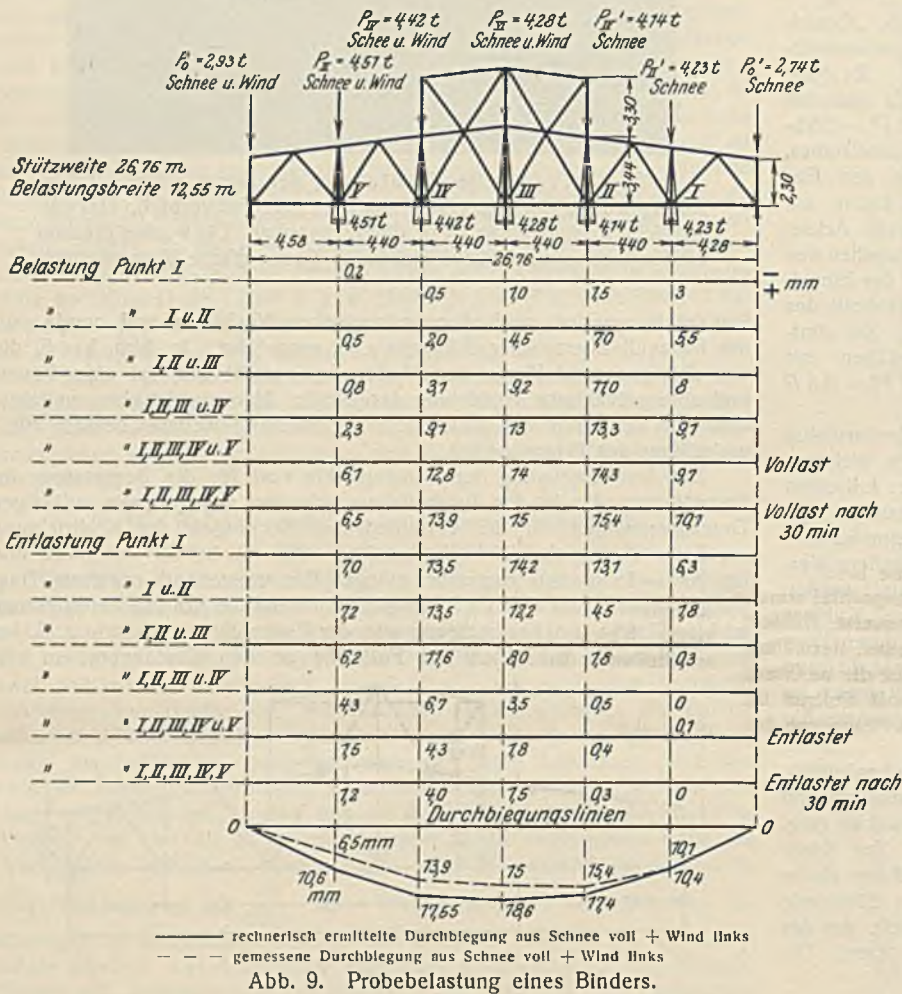


Abb. 9. Probelastung eines Binders.

mindert sich diese Tragfähigkeit. Nach den von der Karl Kübler AG veranlaßten und in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart ausgeführten Versuchen beträgt die zulässige Tragfähigkeit der Dübel (s. Abb. 4)

bei Krafrichtung parallel zur Faserrichtung	1,0 t/Stück
unter 30°	0,80 "
60°	0,75 "
90°	0,60 "

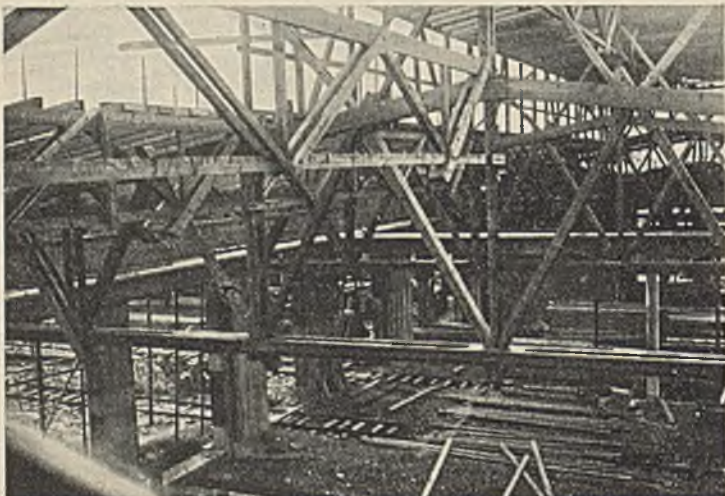


Abb. 10. Montagebild der Binder und Pfetten über Feld I.

In Abb. 7 ist die Konstruktion eines Binders und in Abb. 8 die einer Pfette angegeben. Alles Nähere geht aus den Abbildungen hervor und bedarf keiner weiteren Erklärungen.

3. Verzimderung, Transport und Montage.

Die Binder wurden auf dem Reißboden mit einer Überhöhung von 12, cm, die Pfetten mit einer solchen von 7 cm aufgerissen. Nach Zusammenlegung der Gurt- und Füllstäbe sowie der Zwischen- und Überholzer wurden die Schraubenlöcher mit elektrischen Handbohrmaschinen gebohrt. Das Einfräsen der Löcher für die Dübel geschah an ortfesten Maschinen.

Die Pfetten konnten als ganze Stücke versandt werden, daher wurden sie vollständig in der Werkstatt fertiggestellt, die Binder dagegen mußten in Einzelteilen transportiert und erst auf dem Bauplatz vor der Montage zusammgebaut werden.

Mittels Aufzugsböcke und Bauwinden wurden die zusammgebauten Binder hochgezogen, auf die Stützen abgesetzt und mit behelfsmäßiger Längsaussteifung versehen. Nach der Montage der Binder hat man die Pfetten, ebenfalls mit Aufzugsböcken, eingezogen. Sie bildeten den nötigen Längsverband der Binder, und deren behelfsmäßige Längsaussteifung konnte entfernt werden.

Dem Pfetteneinbau folgte das Anbringen der Sparren und Dachschalung sowie die Erledigung der übrigen Dacharbeiten.

4. Probelastung.

Nach der Fertigstellung der Dachkonstruktion des Lokomotivschuppens wurden auf Veranlassung der Reichsbahndirektion Karlsruhe Probelastungen an einem Binder und an einer Pfette vorgenommen.

Die der statischen Berechnung zugrunde gelegten Knotenlasten für Schnee- und Windbelastung (lotrecht) hat man in Form von Eisenbahnschwellen mittels Bühnen und Rundeisenstangen an den Knotenpunkten angehängt (s. Abb. 9). Die Bühnen ruhten auf Winden, die bei der Vornahme der Probelastung so weit abgelassen wurden, bis die Gewichte voll an dem Binder bzw. an der Pfette hingen. — Unter jedem Knotenpunkte des Untergurts, dessen Durchbiegung gemessen werden sollte, hat man in den Boden je einen Holzpfehl eingeschlagen und an sein oberes Ende ein Brett, versehen mit Millimeterpapier, zur Ablesung der Durchbiegungen, angenagelt. Durch einen jeweils an den Untergurtnotenpunkt befestigten Draht, der

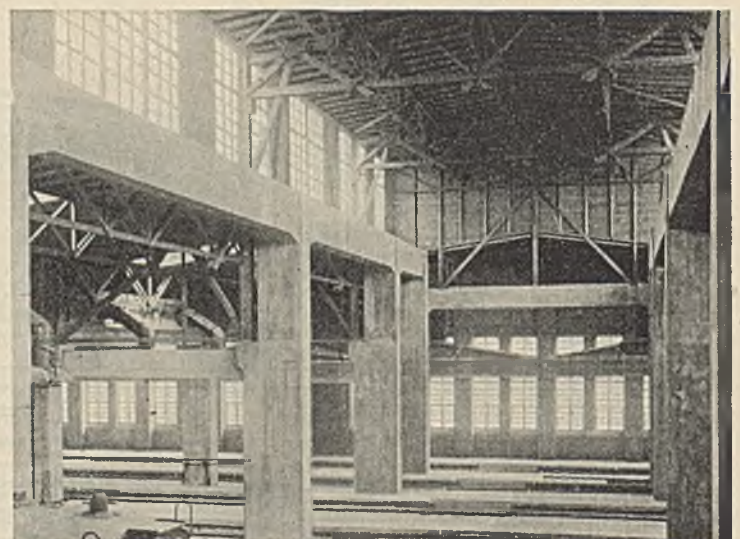


Abb. 11. Innenansicht der Kranhalle.

an seinem unteren Ende einen Zeiger trug und bis zum erwähnten Millimeterpapier reichte, konnten nun die bei der Probelastung eintretenden Durchbiegungen des Binders bzw. des Pfettenuntergurts bis zu einer Genauigkeit von 0,1 mm festgestellt werden.

Die größte gemessene Durchbiegung betrug bei der Pfette $\frac{1}{720}$ und beim Binder $\frac{1}{1700}$ der jeweiligen Stützweite. Bekanntlich treten bei den Verbindungen der Holzkonstruktionen kleine Verschiebungen ein, bis die Druckflächen der einzelnen Verbindungs- und Stoßstellen satt aufeinanderliegen. Während bei den Bindern die erwähnten Verschiebungen in der Hauptsache schon unter Einwirkung der verhältnismäßig großen ständigen Last stattfinden, kann das Sattsitzen der Druckflächen bei den Pfetten durch die geringen Stabkräfte infolge ständiger

Last nicht in dem Maße wie bei den Bindern erreicht werden, es treten vielmehr bei den Pfetten beträchtliche Verschiebungen in den Verbindungen auch unter der Einwirkung der Nutzlast ein, und das ist wohl die Hauptursache, weshalb bei der Probelastung die Pfette eine verhältnismäßig größere Durchbiegung als der Binder hatte.

In der Zusammenstellung auf Seite 700 (s. Abb. 9) ist das Ergebnis der Probelastung sowie die nach der Elastizitätstheorie rechnerisch ermittelte Durchbiegung des Binders angegeben. Aus dem Vergleich der gemessenen mit den gerechneten Durchbiegungswerten darf man das Ergebnis der Probelastung des Binders als sehr gut bezeichnen, da die errechneten Durchbiegungen von den gemessenen nicht nur nicht überschritten, sondern nicht einmal erreicht wurden.

In Abb. 10 ist ein Montagebild der Binder und Pfetten über Feld I und in Abb. 11 die Innenansicht der Kranhalle angegeben.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Detroit-Kanada-Tunnel.

Von Reg.-Baumeister H. G. Schwegler, Detroit (USA.).

Neben der im November 1929 fertiggestellten Hängebrücke geht in nur 3,2 km Entfernung davon ein zweites, nicht weniger bemerkenswertes Bauwerk seiner Vollendung entgegen: eine Verbindung der Geschäftszentren der Städte Detroit und Windsor mittels eines Tunnels unter dem Detroit-Fluß, der diese beiden Städte trennt. Bei dem Entwurf und der Bauausführung dieses Tunnels hat man nicht nur die Erfahrungen verwendet, die man beim Bau seiner beiden Vorgänger, dem Holland-Tunnel in New York City und dem George-A.-Posey-Tunnel bei Oakland in Kalifornien, gesammelt hatte, sondern neue Wege beschritten, die eine wirtschaftliche Ausführung und damit verminderte Kosten möglich machten.

Wie Abb. 1 zeigt, ist der Tunnel zwischen der Einmündung in die bestehenden Straßen 1,753 km lang. Die Fahrbahnbreite beträgt 6,60 m,

verbraucher Luft. Der Bedarf an Frischluft beträgt 140 000 m³/min, alle 1½ min findet ein Luftwechsel statt. Bei der Bestimmung der Zeit des Luftwechsels wurde auch das Abführen der Auspuffgase der Fahrzeuge in Betracht gezogen. Diese Gase lagern sich, da schwerer als Luft, am Boden des Tunnels. Durch Untersuchungen wurde nun gefunden, daß der Mensch sich, wenn die Luft nicht mehr als 0,04 % dieses kohlenoxydhaltigen

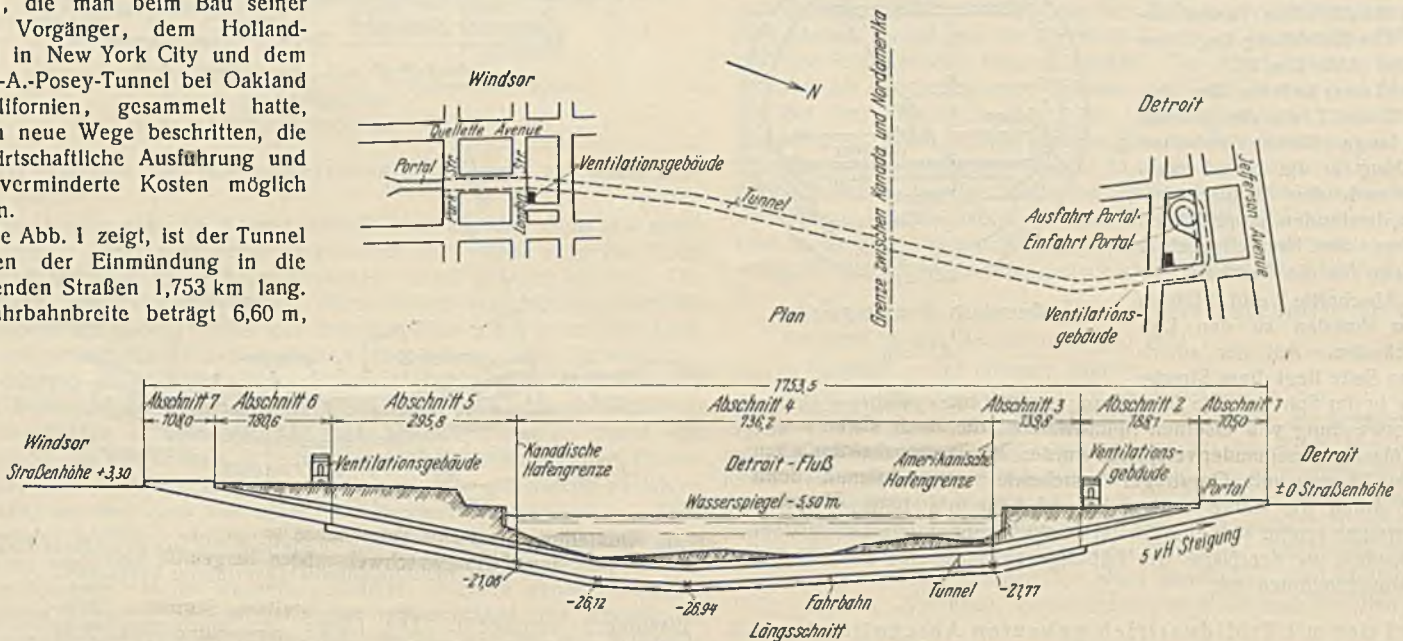


Abb. 1.

jedoch ist sie wegen der auf der amerikanischen Seite getrennten Ein- und Ausfahrt zwischen Portal und Lüftungsgebäude zweiseitig, wobei jeder Teil 4,20 m breit ist (Abb. 2). Der Tunnel ist für Lastwagen- und Personenwagenverkehr bestimmt, und bei seiner Bemessung ist angenommen, daß 1000 Fahrzeuge in der Stunde in jeder Richtung hindurchfahren. Für die Tiefe der Tunneldecke unter dem Wasserspiegel von der Regierung mindestens 9 m vorgeschrieben. Da sich jedoch der Schiffsverkehr hauptsächlich nahe dem kanadischen Ufer vollzieht, wurde es für ratsam gehalten, hier die Tunneldecke 13,5 m unter den Wasserspiegel zu legen.

Die Einfahrt in den Tunnel auf der amerikanischen Seite liegt, wie Abb. 1 zeigt, in einer Spirale, da wegen der hohen Grundstückpreise die zum Tunnelbau verwendete Fläche möglichst klein sein sollte. Ein- und Ausfahrt sind hier getrennt. Auf der kanadischen Seite sind die Grundstückpreise bedeutend geringer, und es konnte hier ein vier Wohnblock großes Gelände erworben werden, auf dem nur ein Schulgebäude stand, das leicht anderswo wieder errichtet werden konnte.

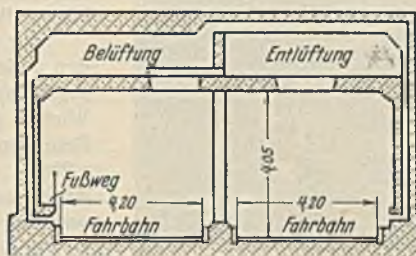
Lüftung des Tunnels.

Die Grundlagen für die Abmessungen und Einrichtung der Lüftungsgebäude wurden aus Untersuchungen gewonnen, die man anlässlich des Baues des Holland-Tunnels gemacht hatte. Die Ergebnisse wurden dann beim Bau des Posey-Tunnels nachgeprüft und als richtig bestätigt. Auf jeder Seite des Flusses ist ein Lüftungsgebäude aus Stahlgerippe mit Ausmauerung erstellt. Es enthält 12 Ventilatoren, und zwar 6 zum Einblasen von frischer Luft und 6 zum Abführen von

Gases enthält, ohne Schädigung der Gesundheit eine Stunde lang im Tunnel aufhalten kann. Die Kraftzufuhr für die Ventilatoren ist so angelegt, daß jede Anlage von der amerikanischen wie kanadischen Seite aus unabhängig voneinander bedient werden kann.

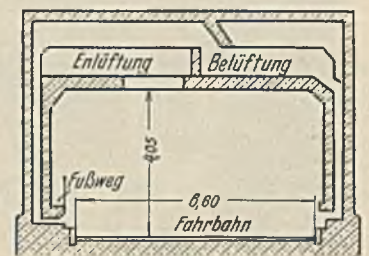
Wie in Abb. 1 angegeben, wird die Länge des Tunnels aus Gründen verschiedenen Entwurfs und verschiedener Ausführung in sieben Abschnitte geteilt.

Auf der Detroit-Seite liegt zwischen Portal und Lüftungsgebäude (Abschnitt 2) die Be- und Entlüftung über der Fahrbahn, wobei die Frischluft durch Kanäle in den Seitenwänden unmittelbar über der Fahrbahndecke in den Tunnel eintritt (Abb. 2). Auf der Windsor-Seite (Abschnitt 6), wo die Fahrbahnbreite 6,60 m beträgt, geht die Lüftung aus Abb. 3 hervor. Bei den mit Schildvortrieb gebauten Abschnitten 3



Querschnitt Abschnitt 2 (Detroit Seite)

Abb. 2.



Querschnitt Abschnitt 6 (Windsor Seite)

Abb. 3.

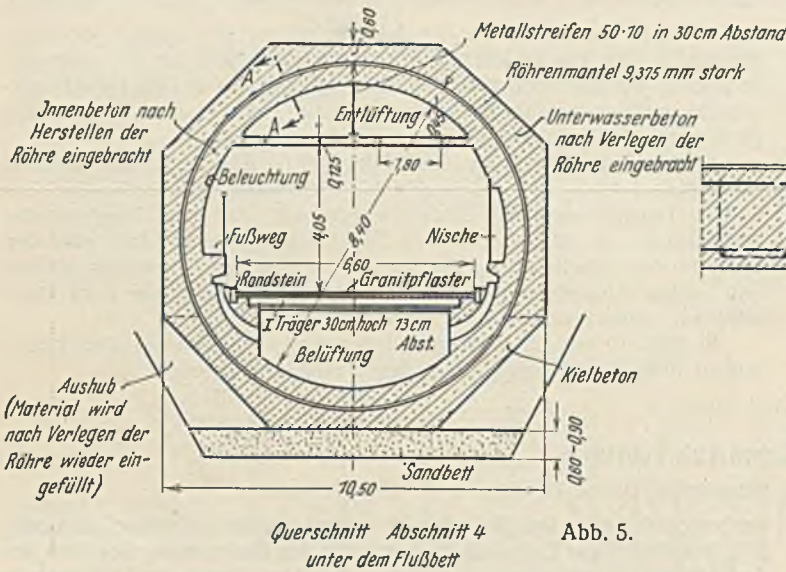


Abb. 5.

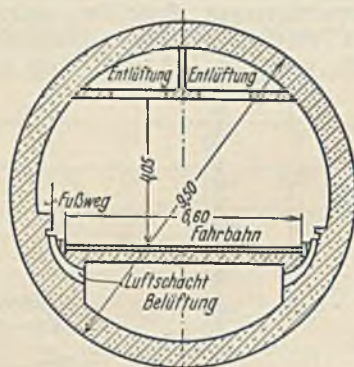
und 5 und dem Unterwasserabschnitt 4 liegt die Belüftung unter der Fahrbahn und wird durch seitliche Luftkanäle dem Tunnel zugeführt. Die Entlüftung liegt über der Decke (Abb. 4 u. 5).

Die Bauarbeiten der Abschnitte 1 und 7, die die je etwa 100 m lange Strecke zwischen Einmündung in die bestehenden Straßen und den Portalen bezeichnen, bestanden hauptsächlich in Planieren und Herstellen einer Betondecke für die Fahrbahn.

Die Abschnitte 2 und 6 führen von den Portalen zu den Lüftungsgebäuden. Auf der amerikanischen Seite liegt diese Strecke teilweise in der Spirale. Die Ausführung geschah hier in offener Baugrube unter Verwendung von eisernen Spundwänden, die durch starke waagerechte Hölzer gegeneinander verspießt wurden. Die Tragkonstruktion bilden aus zwei Pfosten mit Querträger bestehende eiserner Rahmen, deren Abstand durch die Kurve bedingt ist und 4 bis 6 m betrug. Zwischen die Querträger spannt sich eine 25 cm starke Eisenbetondecke mit Vouten, die besonders in der Nähe des Lüftungsgebäudes eine hohe Erd- und Nutzlast aufzunehmen hat.

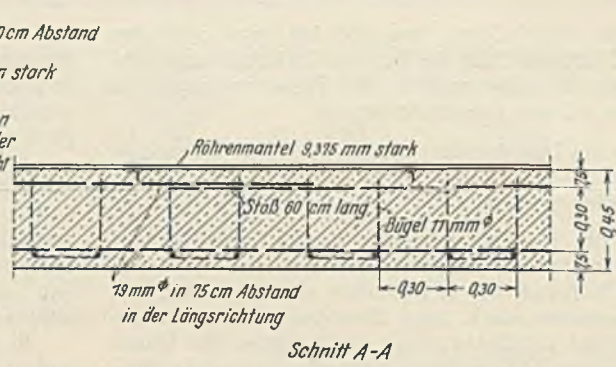
Entwurf der mit Schildvortrieb gebauten Abschnitte 3 und 5.

Diese Abschnitte sind bemerkenswert nicht nur dadurch, daß der hier verwendete Schild der größte aller bisherigen ist, sondern besonders dadurch, daß man die Verkleidung der Tunnelwandung aus Flußstahl

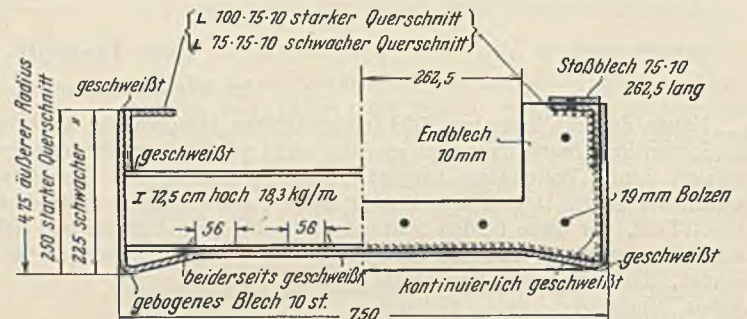


Querschnitt Abschnitte 3 und 5

Abb. 4.



Schnitt A-A



Schnitt B-B

Schnitt A-A

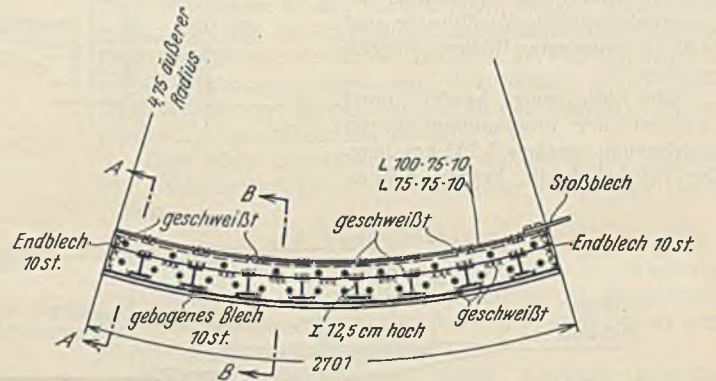


Abb. 6. Verkleidung des inneren Tunnelmantels aus gepreßtem Eisenblech nach dem Lichtbogenschweißverfahren hergestellt.

Eisenblech hergestellt. Die Länge der einzelnen Segmente beträgt 2,70 m, die Breite 22,5 bzw. 25 cm. Die ausstehenden Enden sind mit eisernen Winkeln versteift. 12,5 cm hohe Träger sind in der Querrichtung an die Verkleidung geschweißt, um den Druck der Druckwasserpressen aufzunehmen (Abb. 6). Die Verkleidung ist vollständig nach dem Lichtbogenschweißverfahren hergestellt. Zur Verbindung der einzelnen Segmente ist ein Blech an dem ausstehenden Schenkel des Versteifungswinkels mit einem Bolzen angeschlossen. Jedes Segment wiegt 375 kg, und 11 Segmente bilden den Ring. Der Zusammenbau erfordert für jeden Ring 475 Bolzen.

Entwurf des Unterwasserabschnitts Nr. 4.

Er besteht aus 10 in der Werkstatt geschweißten eisernen Röhren von im Mittel 75 m Länge und 9,30 m Durchm. Der Röhrenmantel besteht aus 9,375 mm starken Blechen, 247,5 bzw. 132 mm breit, abwechselnd innen und außen gelegt, die Stöße in der Längsrichtung geschweißt und die in der Querrichtung genietet und zur Erzielung der Wasserdichtigkeit mit einem geschweißten Streifen überdeckt.

Zur Aussteifung der Röhre und zur Befestigung der Schalung für den äußeren Beton wurden alle 3,60 m flossenartige, achteckige Ansätze, sog. Diaphragmen, aus 9,375 mm st. Eisenblech an die Röhre mit einem Winkel genietet und an den Enden durch zwei Winkel versteift. Zur Befestigung der Bewehrung auf der Innenseite der Röhre wurden alle 1,20 m, dem Umfang nach gemessen, an diese Winkel genietet und in deren ausstehenden Schenkel alle 30 cm Löcher gebohrt. — Die Bewehrung des inneren Betonmantels geht aus Abb. 5, Schnitt A—A, hervor.

Ein einfaches Verfahren wurde für die Verbindung zwischen zwei Röhren ausgedacht. Kleine Gußstücke sind an die Röhrenden genietet (Abb. 9). Am Ende der einen Röhre befindet sich das Gußstück unmittelbar unter dem waagerechten Durchmesser auf einem Randblech, das 45 cm über die obere Hälfte ausragt. Am Ende der anderen Röhre

und nicht, wie seither in Nordamerika üblich, aus Gußeisen bzw. Gußstahl herstellte. Das Gewicht dieser Verkleidung beträgt 2,87 t/m gegenüber etwa 10 t/m bei Verwendung von Gußstahl.

Die trogförmige innere Verkleidung ist aus 10 mm starkem, gepreßtem

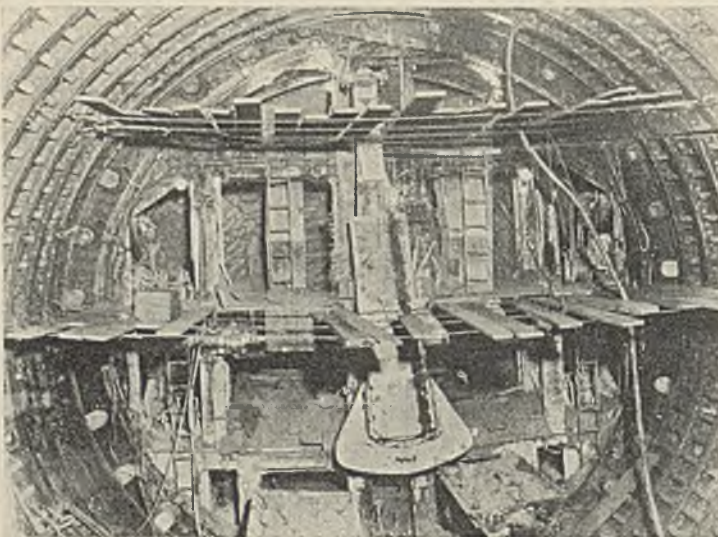


Abb. 7. Schild und Verkleidung. Am Umfange sind die Druckwasserpressen sichtbar. Vorn zwei Rollwagen, in denen das Aushubmaterial abgefahren wird. Das in der Mitte sichtbare Gestell (englisch „Jumbo“) dient zum Aufstellen der Verkleidung.

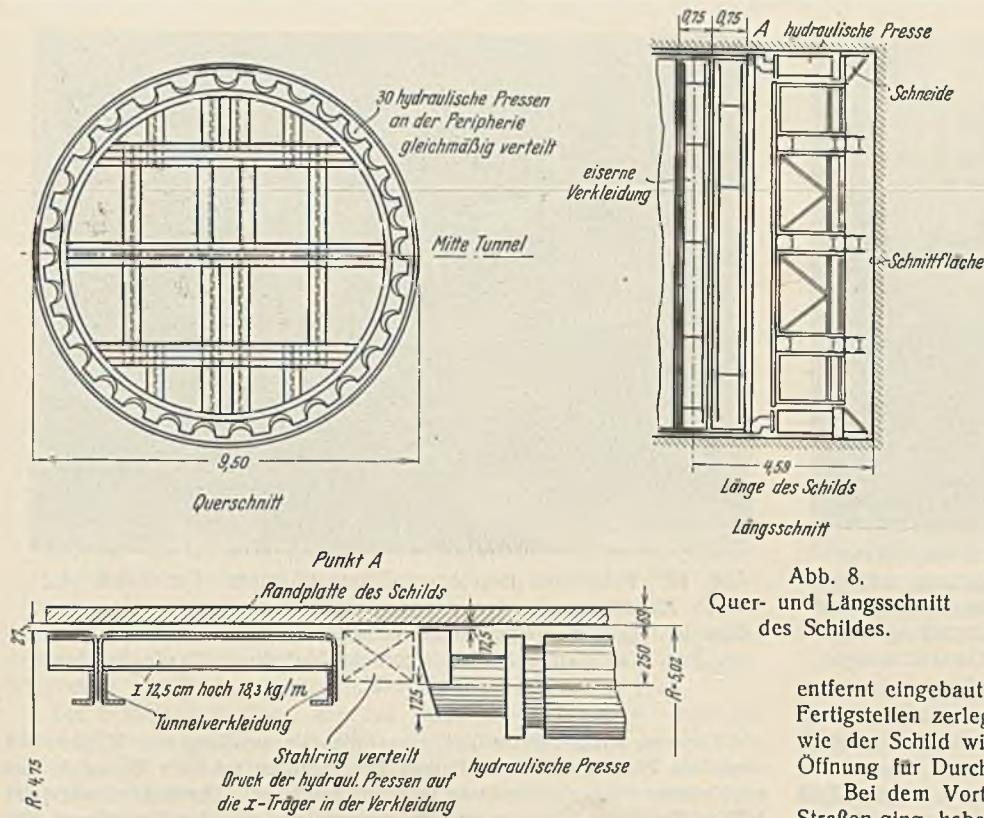


Abb. 8. Quer- und Längsschnitt des Schildes.

Der Übergang von der offenen Baugrube zum Schildvortrieb wurde da gewählt, wo die Spundwände eine Länge von 16 m erreicht hatten, da man dies als die größte Tiefe ansah, bis zu der man in offener Baugrube wirtschaftlich arbeiten konnte. An diesen Stellen wurde je ein Schacht gegraben und darin der Schild zusammengesetzt. Der Schild hat vier Arbeitsplattformen. Wegen der Steifigkeit des Tons mußte der gesamte Aushub vor dem Schild mit Schneidmessern losgelöst und durch den Schild hindurchgeschafft werden. Hervorragende Leistungen in der Schnelligkeit des Vortriebs sind zu erwähnen: Auf der Detroiter Seite 3,75 m in 24 Stunden und auf der Windsor-Seite sogar 5,25 m in 24 Stunden. Darin ist das Lösen von 500 m³ steifem Ton, auf Rollwagen laden, zum Aufzugschacht fahren, hochziehen und auf Lastwagen abwerfen, eingeschlossen.

Nach Fertigstellen des Detroiter Abschnitts Nr. 3 wurde der Schild abmontiert, nach dem kanadischen Abschnitt Nr. 5 verbracht und dort der Vortrieb fortgesetzt.

Von Belang ist, daß für die beiden Abschnitte 3 und 5 nur eine, und zwar schmiedeiserne Abschlußwand verwendet wurde. Im amerikanischen Abschnitt 3 wurde sie etwa 30 m vom Einsteigschacht entfernt eingebaut und konnte, da ihre Teile nur verschraubt waren, nach Fertigstellen zerlegt und für Abschnitt 5 auf der kanadischen Seite gleich wie der Schild wieder benutzt werden. Die Abschlußwand hat je eine Öffnung für Durchgang von Personen und Beförderung von Materialien.

Bei dem Vortrieb, der auf der amerikanischen Seite durch bebaute Straßen ging, haben sich nur geringe, gleichmäßige Setzungen der Gebäude gezeigt. Größere Setzungen kamen in dem ringförmigen Teil der Tunneldecke zwischen der Randplatte des Schildes und dem ausgehobenen Teil vor. Diese rührten daher, daß der Ton unmittelbar hinter dem Schild etwa in der Breite von drei Ringen zeitweilig nicht unterstützt war. Sehr wenig Wasser ist aufgetreten, jedoch waren Sandtaschen im Ton zahlreich.

sitzt das Gußstück über dem waagerechten Durchmesser auf einem ähnlichen Blech.

Zuerst wird nun die Röhre versenkt, bei der das Gußstück unter dem waagerechten Durchmesser angebracht ist. Damit kann das Ende der anschließenden Röhre beim Absenken darauf gestützt werden. Die Gußstücke werden sodann durch einen Bolzen von 12,5 mm Durchm. miteinander verbunden, wobei der Bolzen mittels eines unter dem Gußstück eingetriebenen Keils festgehalten wird. Das untere Gußstück hat ein Loch von rechteckiger Form mit zwei Halbkreisen (Abb. 9, rechts oben), das obere zwei runde Löcher, eines über dem anderen. Dadurch wird der Bolzen in senkrechter Richtung gehalten, und es bietet sich gleichzeitig die Möglichkeit seitlicher Bewegung. Wie die untere Einzelheit der Abb. 9 veranschaulicht, wurde noch ein besonderes Verfahren erdosen, um den Stoß von außen her einwandfrei herzustellen. Zwei waagerechte L-Eisen werden in der Werkstatt an die Diaphragmen geschweißt, und ihre Höhe entspricht den Abmessungen der Kanthölzer für die Schalung. In die Vertiefungen dieser L-Eisen werden, nachdem die beiden Röhren durch Taucher zusammenschraubt sind, eiserne, als Schalung dienende Formen eingesetzt. Sodann wird an der Stoßstelle auf eine gewisse Breite der Unterwasserbeton eingebracht und dann durch die vorgesehenen Löcher von innen her Zementbrühe eingegossen.

Der Übergang von den mit Schildvortrieb hergestellten Abschnitten 3 und 5 zu dem Unterwasserabschnitt 4 wurde, wie Abb. 11 zeigt, in der Weise hergestellt, daß der Schild in die am Ende kegelförmig verbreiterte Röhre hineingetrieben wurde. Die Randplatte des Schildes wurde für dauernd in ihrer Lage gelassen. Diese Ausführung vermied den Bau eines teuren Schachtes an jedem der beiden Flußufer.

Bei dem Entwurf wurde eine Auflast von 14,10 m Wasser und 3,60 m Ton angenommen. Der äußere Beton wurde nur mit seinem Gewicht berücksichtigt, jedoch nicht für die Berechnung der Beanspruchungen. Der innere Eisenbetonmantel zusammen mit dem Röhrenmantel wurde als belasteter Eisenbetonring berechnet. Die zulässige Beanspruchung des Eisens betrug 1125 kg/cm², die des Betons 32 kg/cm² bis zu 45 kg/cm². Der Entwurf sah vor, daß die Röhren, mit dem Innen- und Kielbeton eingebracht, schwimmen sollten, und daß nach Versenken der Röhre in ihre endgültige Lage der Außenbeton den ganzen Ballast stellt.

Bauausführung der mit Schildvortrieb hergestellten Abschnitte 3 und 5.

Die Länge dieser Abschnitte beträgt auf der amerikanischen Seite 139,8 m, auf der kanadischen Seite mehr als das Doppelte, nämlich 295,8 m. Der Schild hat einen Durchmesser von 9,69 m und eine Länge von 4,59 m. Der beim Bau des Holland-Tunnels verwendete Schild hatte einen Durchmesser von 9,10 m. Abb. 8 zeigt die Einzelheiten der Konstruktion dieses Schildes. Für sein Vorwärtstreiben sind entlang dem Umfange in gleichem Abstände 30 Druckwasserpressen mit einem Höchstdruck von 7500 t vorhanden. Es wurden jedoch bisher nie mehr als 3000 t benötigt.

Bauausführung des Unterwasserabschnitts Nr. 4.

Sie fand in vier Arbeitsvorgängen statt:

1. Fabrikation der eisernen Röhren;
2. Bewehrung des Innenbetons und Befestigen der aus Blech bestehenden inneren Schalung daran; Anbringen der Schalung für den äußeren Beton sowie der Schalung für den Kiel; Herstellen von behelfsmäßigen Abschlußwänden an den Stirnseiten der Röhren;
3. Abgleiten der Röhren auf einer schiefen Ebene in das am Flußufer eingerichtete Dock; hier Betonieren des Innenmantels und des Kiels;
4. Abschwimmen der Röhren zur Baustelle; Einbringen des Unterwasserbetons; Vorbereiten eines Sandbettes als Unterlage für die Röhren; Absenken, Verschließen der Stöße und Befüllen von Ton.

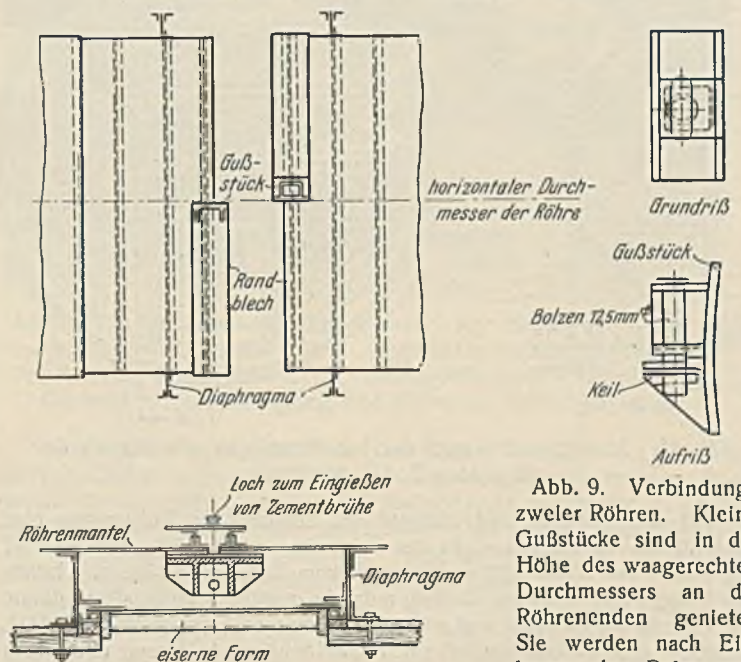


Abb. 9. Verbindung zweier Röhren. Kleine Gußstücke sind in der Höhe des waagerechten Durchmessers an die Röhrendenden genietet. Sie werden nach Einbauen der Röhre von einem Taucher durch einen Bolzen, wie dargestellt, miteinander verbunden. Der Stoß wird neben dem Außenbeton noch von innen her, wie der untere Teil der Abbildung zeigt, durch Einbringen von Zementmörtel wasserdicht gemacht.

einem Taucher durch einen Bolzen, wie dargestellt, miteinander verbunden. Der Stoß wird neben dem Außenbeton noch von innen her, wie der untere Teil der Abbildung zeigt, durch Einbringen von Zementmörtel wasserdicht gemacht.

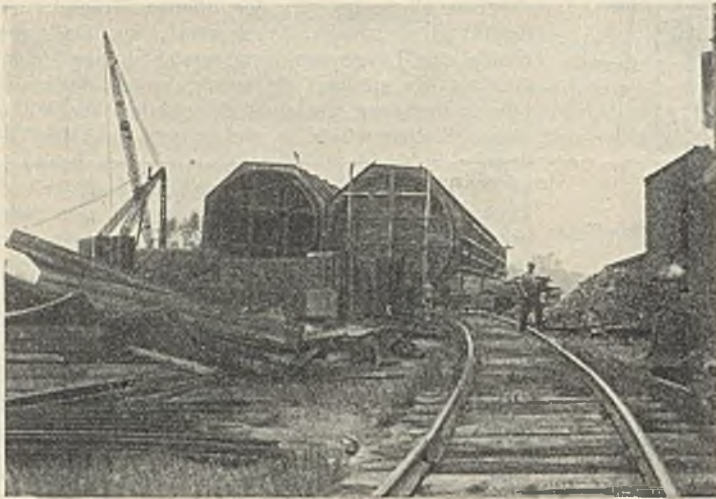


Abb. 10. Die Herstellung zweier Röhren auf dem Lagerplatz der Canadian Bridge Company. Bei der Röhre rechterhand sind die Abschlußwände an den Stirnseiten und die Schalung für den Kielbeton hergestellt. Bei der Röhre linkerhand sind die Verstärkungsträger der Abschlußwand sichtbar. Dahinter die *förmigen Unterstützungen, die die Rundung der Röhrenwand halten.

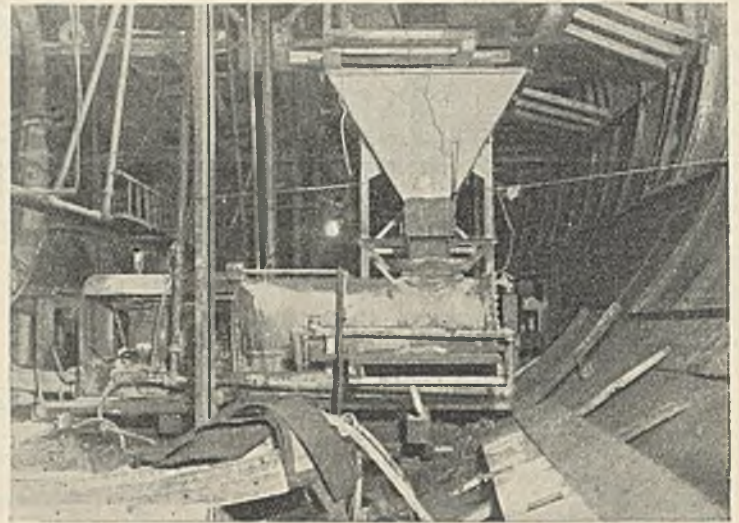


Abb. 12. Betonieren des inneren Tunnelmantels. Der Beton wird durch Mannlöcher in den oberen Behälter geschüttet. Von dem darunterliegenden waagerechten Behälter wird er durch den links am Rande sichtbaren Schlauch mittels Motorkraft in die Schalung gedrückt.

Das Zusammenschweißen der Röhren aus einzelnen Blechen geschah in der Fabrikationswerkstätte der Canadian Bridge Company, etwa 8 km flußabwärts. Die Einrichtungen erlaubten, zwei Röhren zu gleicher Zeit herzustellen. Das Aufstellen der Ringe geschah durch Lokomotivkrane, die auf dem an der Röhre entlangführenden Gleis aufgestellt waren. Sobald ein Ring zusammengesetzt war, wurden an der Stelle, wo außen die Diaphragmen sind, *förmige Unterstützungen eingesetzt, um die Rundung zu halten. Sodann wurden die Stöße in der Längsrichtung geschweißt und die Diaphragmen an die Außenseite der Röhre genietet. An diesen wurden 15/20 bzw. 15/15 cm dicke Kanthölzer befestigt. Sie dienten als Unterstützung für das Gerüst, auf dem die Schweißer arbeiteten, und dazu, die Schalung darauf zu nageln.

Sobald der Stoß am Umfang der Röhre genietet war, wurde er unter Verwendung elektrisch betriebener Apparate mit einem geschweißten Band als zusätzlichem Schutz überdeckt. Auch die Schalung für den Kielbeton wurde hier fertiggestellt.

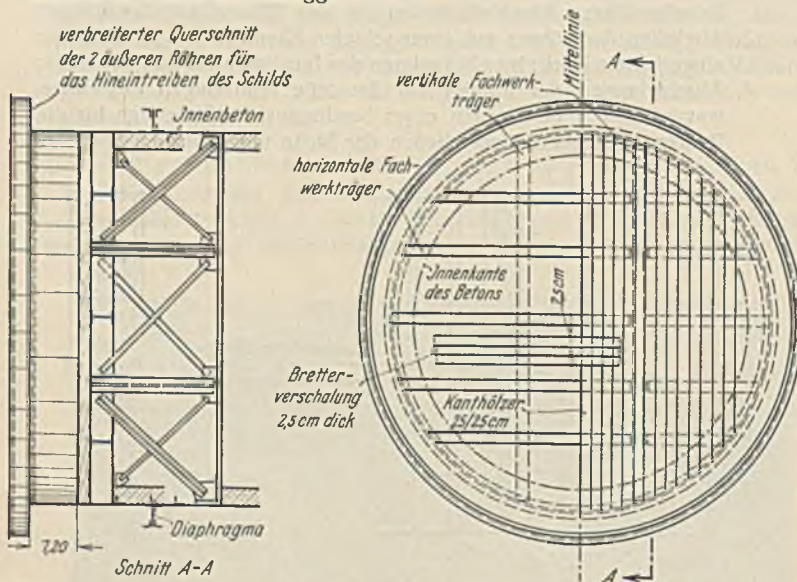


Abb. 11. Ansicht und Schnitt der behelfsmäßigen Abschlußwände an beiden Enden der Röhre.

Für den Transport und während des Einbaues der Röhren war eine wasserdichte Abschlußwand an den Stirnseiten notwendig. Wie Abb. 11 zeigt, ist diese Wand 1,20 m rückwärts vom Ende der Röhre angebracht und besteht aus 25/25 cm starken, aufrecht gestellten Holzbalken, darauf ein Bretterbelag genagelt und mit einer achtfachen Pappschicht verkleidet. Zwischen den Balken sind 6 cm breite Schlitz gelassen, um einem etwaigen Schwellen Rechnung zu tragen. Um den nach Versenken der Röhre gegen die Stirnwände wirkenden Wasserdruck von 1300 t aufzunehmen, wurden diese durch zwei senkrecht angeordnete Fachwerkträger von 3,60 m Höhe versteift. Die Obergurte wie die waagerechten Glieder, die gegen die Stirnwand stoßen, sind aus 90 cm hohen Trägern gebildet.

Die nun fertige Röhre ließ man unter Verwendung von Winden auf einer aus 30/30 cm starken Balken hergestellten schiefen Ebene in das am Flußufer eingerichtete Dock langsam abgleiten. Die Röhre hatte jetzt 1,20 m Tiefgang. — Hier ist die Mischanlage für das Betonieren des inneren Mantels der Röhre hergerichtet. Sie besteht aus einem $\frac{3}{4}$ -m³-Rex-Mischer, einer Blaw-Knox-Inundationsanlage, einem aus Holzabfällen an Ort und Stelle zusammengezimmerten Aufzug und einem Ford-Lastwagen zum Transport des Materials.

Bevor mit dem Betonieren begonnen werden konnte, wurde die innere Schalung, aus 1,20 m quadratischen Eisenblechen bestehend, an der bereits verlegten Bewehrung befestigt. Die Festigkeit des Betons war zu 245 kg/cm² nach 28 Tagen vorgeschrieben. Der Zement war ein Schnellbinder. Nach dem Mischen wurde der Beton in dem Aufzug hochgezogen und in einen Turmbehälter geschüttet. Von da lief er in einer Rinne zu dem auf der Röhre aufgestellten Verteilungsbehälter, wurde von hier mit einer Rollbahn auf der Röhre verfahren, dann durch Mannlöcher in einen im Tunnel vorgesehenen, auf einem Fahrgestell montierten Trichter geschüttet und in die Formen verteilt. Zum Rütteln und Stampfen der Betonmasse wurden Drucklufthammer benutzt (Abb. 12)

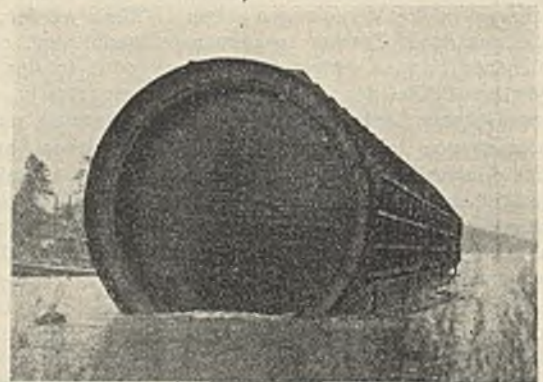


Abb. 13. Die Röhre ist in der Werkstätte fertiggestellt. Innen- und Kielbeton eingebracht und die Schalung für den äußeren Beton ist fertig. Röhre ist im Dock verankert und bereit, nach der Einbaustelle abgeschwommen zu werden.

Der innere Mantel wurde in folgenden Abschnitten betoniert: Zuerst die umgekehrte Kreisfläche am Boden, die keiner Schalung bedurfte. Anschließend der Beton bis unter die Fahrbahn und die Fahrbahndecke selbst, die sich zwischen I-Träger spannt. Darüber wurde der Beton in Schichten von 1,30 m Höhe bis zur Oberkante der Röhre eingebracht. Zur Stabilisierung der Röhre während des Wassertransports wurde jetzt auch der Kiel betoniert. Mit dem Anbringen der äußeren Schalung war die Röhre bereit, abgeschwommen zu werden. Sie hatte während der vorstehend beschriebenen Arbeiten eine Tiefe von 6,60 m unter Wasserspiegel erreicht (Abb. 13).

In der Nähe der Baustelle waren inzwischen Holzpfahlreihen in den Fluß getrieben worden, und zwar in der Stromrichtung. Als die Röhre ankam,

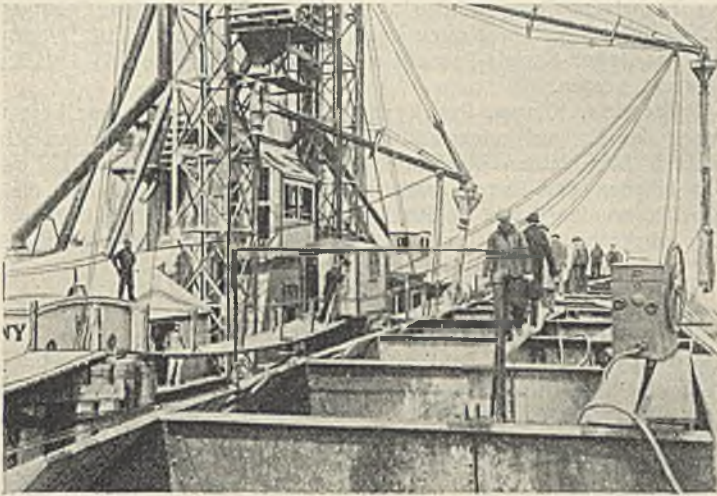


Abb. 14. Die Betonierungsanlage im Detroit-Fluß. Zeigt die beiden Aufzüge, Behälter für den Beton, Rinnen und Schläuche.

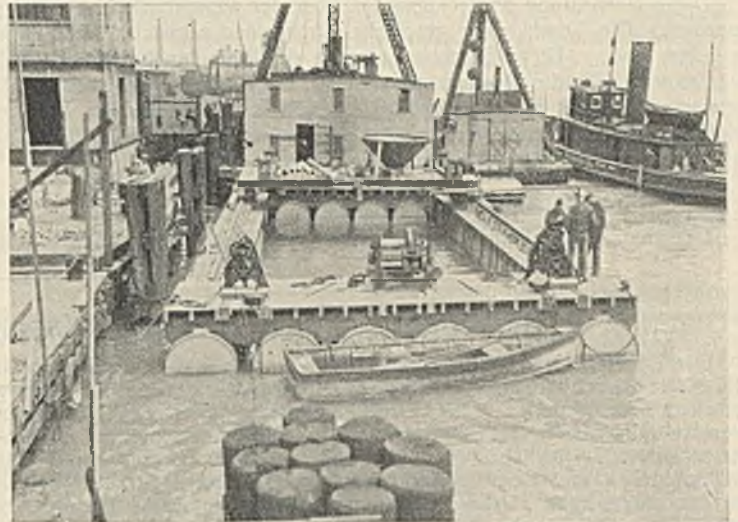


Abb. 16. Die Anlage zum Abgleichen des Sandbettes, auf dem die Röhren aufsitzen. Vorn Winden, von denen aus Drahtseile zu dem unter dem Wagen sichtbaren Trägerrost führen.

wurde sie dazwischengebracht und an die Pfähle gebunden. Da sie in der Richtung des Wasserlaufs lag, bot sie dem Wasser den geringsten Widerstand. Die Geschwindigkeit der Strömung betrug 2,5 km/h.

Die Betonierungsanlage, die den gesamten Beton für die Baustelle liefert, ist im Detroit-Fluß, etwa 300 m vom Detrouer Ufer, flußaufwärts angelegt. Sie ruht auf einem 36 m langen und 12 m breiten Holzfloß, das seinerseits auf in den Flußboden getriebenen Holzpfahlbündeln ruht und zu diesen verankert ist. Zu der Ausstattung gehört ein Derrick-Kran, ein $\frac{3}{4}$ -m³-Rex-Mischer, zwei je 25 m hohe Aufzüge, Bauart Lakewood, eiserne Silos für die Zuschlagstoffe und Lagerraum für 3000 Sack Zement.

Beim Betonieren war es von Wichtigkeit, die Röhre im Gleichgewicht zu halten. Dies wurde dadurch erreicht, daß man den Beton auf beiden Seiten gleichzeitig in die Schalung einbrachte (Abb. 14).

Als das Betonieren der Außenhülle begann, beabsichtigte man, eine auf dem Wasserzementfaktor fußende Kontrolle der Mischung auszuüben. Der starke Wellenschlag machte jedoch ein einwandfreies Arbeiten der Meßinstrumente unmöglich und veranlaßte, diese Art der Kontrolle zu verlassen und die Mischung dem Rauminhalt nach zu bestimmen. Dabei war die Erwägung maßgebend, daß für diese Unterwasserarbeiten Festigkeit des Betons von wenig Bedeutung ist gegenüber Gewicht und daß deshalb eine genaue Kontrolle nicht notwendig ist.

der Tiefe während des Absenkens. Wenn die Röhre in endgültiger Lage ist, bleiben sie noch einige Zeit stehen, um etwaige Setzungen festzustellen.

Sobald nun die Röhre tief genug gesunken ist, wird sie an den Enden an Drahtseilen aufgehängt, die zu auf zwei Barken montierten Winden führen. Die Winden erlauben ein Auf- und Abwärtsbewegen der Röhre. Nun wird die Röhre mittels dieser Barken von einem Schlepper in eine Lage unmittelbar über der endgültigen geschwommen. Dann wird sie langsam abgesenkt und in einem vorher ausgehobenen, 6 m breiten und 60 bis 90 cm tiefen Ausschnitt auf ein Sandbett gesetzt.

Taucher, die unten am Sandbett sind, leiten das Absenken und setzen die Bolzen, die zwei Röhren verbinden. Sobald die Röhre in endgültiger Lage ist, wird der Ton seitlich und bis zu etwa 1,20 m über die Oberkante des Betons der Tunnelröhre wieder eingefüllt. Das Gewicht der Röhre beträgt 6500 t.

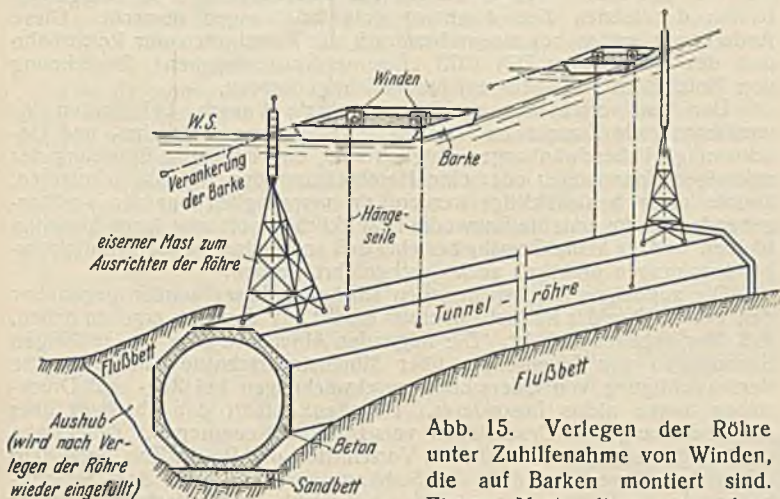


Abb. 15. Verlegen der Röhre unter Zuhilfenahme von Winden, die auf Barken montiert sind. Eiserne Maste dienen zum Ausrichten und Bestimmen der Tiefe der Röhre.



Abb. 17. Amerikanisches Tunnelende. Im Hintergrunde das in modern architektonischer Form ausgeführte Lüftungsgebäude mit den 3 zweiseitigen Fenstern. Im Vordergrunde zwei- und einstöckige Gebäude für Zollabfertigung und Büros der Tunnelverwaltung.

Das Betonieren der äußeren Umhüllung geschieht an dem Ort, wo die Röhre zu den Pfählen verankert ist. Es geht in folgender Weise vor sich: Ein Förderband bringt den Zement vom Lagerraum zur Mischmaschine, der Derrick die Zuschlagstoffe in den Behälter, der unmittelbar über der Mischtrommel angeordnet ist. Nach dem Mischen wird der Beton in zwei in geringer Höhe nebeneinanderliegende Behälter hochgezogen und von diesen in zwei Gummischläuchen von 30 cm Durchm. auf beiden Seiten der Röhre gleichzeitig in die Schalung eingebracht. Die Gummischläuche verengen sich der Mündung zu. Dieses Einbringen des Betons wird von Tauchern kontrolliert, damit er gleichmäßig und ohne Unterbrechung die Schalung füllt. Die Schläuche werden mit dem Fortschreiten des Betonierens entsprechend weiterbewegt.

Während dieser Arbeiten werden zwei leichte eiserne Maste auf der Röhre errichtet (Abb. 15). Sie dienen zum Ausrichten und Bestimmen

Im ganzen wurden 220 000 m³ Ton ausgeschachtet, wobei allerdings ein Teil seitlich abgesetzt und wieder verwendet werden konnte. Beim Ausschachten wurden keine genauen Meßverfahren angewandt, es wurden nur weithin sichtbare Scheiben an Gebäuden auf beiden Ufern angebracht und dadurch die Richtung bestimmt. Taucher prüften von Zeit zu Zeit, ob das Ausheben in der richtigen Weise geschah.

Ein interessantes Verfahren wurde für das Abgleichen des Sandbettes, auf dem die Röhren aufsitzen, gefunden. Wie Abb. 16 zeigt, besteht die Vorrichtung aus zwei eisernen, 21 m langen Pontons in der Längsrichtung, die in der Quere durch fünf kleine Pontons verbunden sind. Auf den langen Pontons sind Schienen verlegt, auf denen ein Wagen läuft. Unter diesem hängt ein aus I-Trägern gebildeter Rost, der mit an den vier Ecken aufgestellten Winden durch Drahtseile verbunden ist. Mit diesen Winden kann der Rost auf- und abwärts bewegt werden.

Diese Vorrichtung wird längsweise über der abzugleichenden Fläche verankert. Die Verankerung geschieht durch einen schweren Betonblock an jedem Ende. Diese Blöcke werden in den Fluß hinabgelassen, und zwar so weit, bis die Pontons etwa 1,80 m ins Wasser eingetaucht sind. Sodann wird Sand und feiner Kies in Kübeln hinabgelassen, bis die richtige Höhe des Bettes erreicht ist. Sodann wird der Rost darüber hin- und herbewegt, bis die genaue Höhe vorhanden ist.

Allgemeine Bemerkungen.

Für die Zollabfertigung, die Erhebung des Fahrgeldes wie die Büros

der Tunnelverwaltung werden an beiden Enden besondere Gebäude errichtet (Abb. 17). Die Kosten des Tunnels betragen 15 Mill. Dollar, die von der Detroit-Kanada-Tunnel-Company durch Ausgabe von Aktien aufgebracht werden.

Parsons, Klapp, Prinkerhoff und Douglas in New York City haben den Entwurf aufgestellt. Die Ausführung der beiden mit Schildvortrieb hergestellten Abschnitte und des Unterwasserabschnitts lag in den Händen der Porter Brothers Spokane, Washington, alle übrigen Arbeiten wurden durch die Parklap Construction Corporation in New York City ausgeführt. — Der Tunnel wird Anfang nächsten Jahres fertiggestellt.

Alle Rechte vorbehalten.

Berechnungs- und Entwurfsgrundlagen für hölzerne Brücken (DIN 1074).

Der Deutsche Normenausschuß hat vor kurzem ein neues Normblatt DIN 1074: Berechnungs- und Entwurfsgrundlagen für hölzerne Brücken herausgegeben. Eine kurze Inhaltsangabe dürfte von allgemeinem Interesse sein, zumal das Normblatt wie die bisher erschienenen Normblätter DIN 1071 bis 1073 (Abmessungen und Belastungsannahmen für Straßenbrücken und Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken) von den zuständigen Reichs- und Länderbehörden voraussichtlich fast im ganzen Deutschen Reich amtlich eingeführt werden wird.

Für die Bearbeitung der Normen hatte der Arbeitsausschuß für Straßenbrücken im Deutschen Normenausschuß 1927 einen Sonderausschuß eingesetzt, der sich bei seinen Arbeiten hauptsächlich auf die im Jahre 1926 herausgegebenen Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft¹⁾ stützte. Gegenüber den Reichsbahnvorschriften enthält das Normblatt jedoch zahlreiche Verbesserungen und Ergänzungen, die teils auf inzwischen gemachten Erfahrungen beruhen, zum größeren Teil aber das Ergebnis von neuen Versuchen darstellen.

Nach den Vorbemerkungen gelten die Normen für Straßen- und Fußgängerbrücken, für hölzerne Lehrgerüste und Schalungsunterstützungen von Brücken und für Bauten zu vorübergehenden Zwecken. Sie gelten auch für Brücken unter Straßenbahnen, Kleinbahnen, Industrie- und Feldbahnen, also für Brücken unter Eisenbahnen des nicht allgemeinen Verkehrs, während für Brücken unter Bahnen des allgemeinen Verkehrs und für ihre Lehrgerüste und Schalungsunterstützungen wie bisher die Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in Geltung bleiben.

Im II. Abschnitt „Belastungsannahmen“ wird hinsichtlich der Belastungen für Straßenbrücken auf das Normblatt DIN 1072 und hinsichtlich derjenigen von Brücken unter Straßen- und Kleinbahnen, Industrie- und Feldbahnen auf die Vorschriften der Länderbehörden für die Berechnung der Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen hingewiesen. Die weiteren Bestimmungen dieses Abschnitts über Eigengewichte der Bauhölzer, über Schneelast und Winddruck werden später in das Normblatt DIN 1072 aufgenommen. Besondere Angaben über Quellen und Schwinden des Holzes und die Berücksichtigung der hierdurch entstehenden Kräfte wurden nicht für nötig erachtet, da schon bei den Belastungsannahmen im Normblatt 1072 gesagt ist, daß diese Einflüsse im allgemeinen vernachlässigt werden können. Das Schwindmaß in der Faserrichtung ist sehr gering, und in den Fällen, in denen das erheblich größere Schwindmaß quer zur Faserrichtung von schädlichem Einfluß sein kann, muß diesem Einfluß durch besondere Maßnahmen vorgebeugt werden.

Der Inhalt des III. Abschnitts „Allgemeine Vorschriften für Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen“ entspricht im großen ganzen den Bestimmungen des Normblattes DIN 1073 Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken. Nur die Bestimmungen über die lastverteilende Wirkung der Fahrbahn, über die Berechnung der Tragbohlen, der Fahrbahn längs- und querträger und über die Stoßzahl müssen hier besonders erwähnt werden.

Bei einfachem Bohlenbelag ohne Schotterbett verteilt sich der Radruck gleichmäßig auf die Aufstandsfläche, die gleich der Felgenbreite mal 10 cm ist. Bei Schotterbett erhält man die Druckverteilungsfläche, wenn man von der Aufstandsfläche unter 45° bis zur neutralen Faser des Bohlenbelags herabgeht. Eine ähnliche Verteilung wie bei Schotterbett erhält man bei doppeltem Bohlenbelag, wenn die Fahrböhlen quer, die Tragbohlen längs zur Fahrtrichtung verlaufen. Liegen dagegen bei doppeltem Bohlenbelag beide Beläge quer zur Fahrtrichtung, so darf die Radlast nur auf die Breite einer Tragbohle verteilt werden, wobei in der Richtung der Bohlen mit einer Verteilung wie bei Schotterbett gerechnet werden kann. Die Bestimmungen sind durch Bilder erläutert.

Für die Berechnung der Fahrbahnanteile wird bestimmt, daß einfacher Bohlenbelag ohne Schotterbett wegen der Abnutzung um 2 cm dicker ausgeführt werden muß, als rechnerisch erforderlich ist, und daß bei doppeltem Belag die oberen Fahrböhlen nicht als tragender Teil gerechnet werden dürfen. Ferner müssen durchlaufende Balken und Bohlen als Träger auf zwei Stützen berechnet werden, da wegen des Arbeitens des Holzes keine Gewähr besteht, daß die Voraussetzungen für das Berechnen als durchlaufende Träger dauernd bestehen bleiben. Als Stützweite von Tragbohlen gilt der um 10 cm vergrößerte Abstand ihrer Unterstützungen.

Die Stoßzahlen, mit denen bei Brücken die von der Verkehrslast hervorgerufenen Momente, Querkräfte und Stabkräfte der Fahrbahn, der Fahrbahn- und Hauptträger und der Stützen und Lager vervielfacht

werden müssen, sind nicht wie bei stählernen und massiven Brücken nach den Stützweiten abgestuft, da hölzerne Brücken im allgemeinen nur geringe Weiten aufweisen. Für mittelbar, z. B. durch Querträger, belastete Hauptträger und für Lager und Stützen beträgt die Stoßzahl 1,2. Für die Fahrbahnanteile und für unmittelbar belastete Hauptträger beträgt sie 1,4, während sie in den Vorschriften der Reichsbahn auf 1,5 festgesetzt ist. In Übereinstimmung mit DIN 1073 (Eiserne Brücken) und mit DIN 1075 (Massive Brücken), aber im Gegensatz zu den Vorschriften für Holztragwerke der Reichsbahn kann die Menschenbelastung auf Fußwegen und Fußgängerbrücken ohne Stoßzahl in die Rechnung eingeführt werden. Dagegen braucht nach den letztgenannten Vorschriften bei der Berechnung von Fahrbahnanteilen von Straßenbrücken keine Stoßzahl berücksichtigt zu werden, während dies in dem neuen Normblatt verlangt wird. Es wäre zu wünschen, daß die Bestimmungen der Reichsbahn entsprechend geändert würden.

Die bedeutsamsten Änderungen und Ergänzungen gegenüber den Reichsbahnvorschriften hat der wichtige Abschnitt über zulässige Spannungen und Bemessungsregeln erfahren. Bei den zulässigen Spannungen für rechtwinkligen und parallelen Kraftangriff (Tafel 3) sind folgende Änderungen erwahenswert: Die zulässigen Druckspannungen in der Faserrichtung sind bei Hirnholz auf Hirnholz in nicht voll gedeckten Stößen gegenüber dem allgemeinen Fall zu ermäßigen. Die Zugspannungen in der Faserrichtung stimmen nunmehr mit den zulässigen Biegungsspannungen überein, während in den Reichsbahnvorschriften die letzteren zwischen den zulässigen Druck- und Zugspannungen lagen. Bei den Druckspannungen rechtwinklig zur Faser wird entsprechend den Untersuchungen von Prof. Graf²⁾ kein Unterschied zwischen Stempel- und Schwellendruck gemacht. Die Spannungen werden nur noch mit Rücksicht auf die zulässigen Eindrückungen abgestuft. Während im allgemeinen für Hartholz 35 kg/cm² und für Weichholz 15 kg/cm² zugelassen sind, können diese Spannungen auf 40 bzw. 25 kg/cm² erhöht werden, wenn geringfügige Eindrückungen unbedenklich sind. Bei Lehrgerüsten muß allerdings die Spannung für Weichholz von 25 auf 20 kg/cm² ermäßigt werden. Mit diesen Werten wurden bei zahlreichen großen Lehrgerüstbauten der letzten Zeit durchweg gute Erfahrungen gemacht. Diese Änderungen sollten bei einem Neudruck der Vorschriften der Reichsbahn und des Normblattes DIN 1073 „Eiserne Straßenbrücken“ (Berechnung von Holzbalken und -belägen) berücksichtigt werden.

Der von verschiedenen Seiten geäußerte Wunsch, bei Bauten für vorübergehende Zwecke und bei Bauten, bei denen Verkehrs- und Geschwindigkeitsbeschränkungen möglich sind, entweder eine Erhöhung der zulässigen Spannungen oder eine Herabsetzung der Stoßzahl zuzulassen, konnte nicht berücksichtigt werden, da ursprünglich nur für vorübergehende Zwecke erstellte Bauwerke in Wirklichkeit oft sehr lange bestehen bleiben und da keine Gewähr besteht, daß angeordnete Geschwindigkeitsbeschränkungen praktisch auch durchgeführt werden.

Die zulässigen Druckspannungen schräg zur Faser wurden gegenüber den Vorschriften der Reichsbahn etwas erhöht, da Versuche ergeben haben, daß dies unbedenklich ist. Die folgenden Abschnitte über die zulässigen Spannungen von Eisenteilen, über Mindestquerschnitte und über die Berücksichtigung von Querschnittschwächungen bei Zug- und Druckstäben bieten nichts Besonderes. Dagegen enthält der Abschnitt über die Bemessung von Druckstäben verschiedene Neuerungen. Druckstäbe werden übereinstimmend mit den Vorschriften der Reichsbahn nach dem ω -Verfahren berechnet, d. h. die Stabkraft wird mit einer dem Schlankheitsgrade des Stabes entsprechenden Knickzahl ω vervielfacht, worauf der Stab wie ein dem Knicken nicht ausgesetzter Druckstab berechnet werden kann. Die Knickzahlen sind für Hart- und Weichholz in einer Tafel zusammengestellt. Die Richtigkeit der den Zahlen zugrunde liegenden Knickspannungslinien wurde durch Versuche der Reichsbahndirektion Stuttgart in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart bestätigt³⁾. Auf Grund dieser Versuche wurden auch für die Berechnung mehrteiliger Druckstäbe neue Bestimmungen getroffen. Diese gelten sowohl für in einer Richtung als auch für in beiden Richtungen geteilte Stäbe. Für das Ausknicken um die stofffreie Achse ist dabei die Stabkraft ebenfalls mit einer dem Schlankheitsgrad für die betreffende Achse entsprechenden Knickzahl ω' zu vervielfachen. Diese Knickzahlen ω' , die wegen der gegenüber Vollstäben abgeminderten Tragfähigkeit größer als die entsprechenden Knickzahlen für Vollstäbe sind, können aus einer Tafel entnommen werden. Die Werte gelten für Nadelholz, da für Stäbe aus Hartholz noch keine Versuche vorliegen. Die Einzelstäbe mehrteiliger Stäbe müssen nur dann

²⁾ S. Bauing. 1929, Heft 25.

³⁾ S. Bautechn. 1929, S. 99 und S. 203.

¹⁾ Berlin. Wilh. Ernst & Sohn.

besonders berechnet werden, wenn ihr Schlankheitsgrad > 40 oder ihre Knicklänge $> 12d$ ist. Da nach den Versuchen in Stuttgart die Tragfähigkeit von verleimten mehrteiligen Stäben der Tragfähigkeit von Vollstäben nahezu gleichkommt, können solche Stäbe als Vollstäbe berechnet werden, wenn sie vollständig gegen Feuchtigkeit geschützt und die Bindungen höchstens $12d$ voneinander entfernt sind.

Die Bestimmungen für die Berechnung von außermittig beanspruchten Stäben wurden gegenüber den Vorschriften der Reichsbahn scharfer gefaßt. Bisher bestanden Zweifel, ob bei derartig beanspruchten Stäben die zulässigen Druck- und Zugspannungen oder die zulässigen Biegungsspannungen maßgebend sind. In den neuen Formeln für außermittig beanspruchte Druckstäbe

$$\sigma = \frac{\omega \cdot S}{F} + \frac{8}{10} \cdot \frac{M}{W_n} \text{ bei Nadelholz}$$

und
$$\sigma = \frac{\omega \cdot S}{F} + \frac{10}{11} \cdot \frac{M}{W_n} \text{ bei Hartholz}$$

darf die errechnete Randspannung σ die zulässige Druckspannung in der Faserrichtung nicht überschreiten. Durch die Vervielfältigung der Biegungsspannung $\frac{M}{W_n}$ mit $\frac{8}{10}$ bzw. $\frac{10}{11}$ wird gleichzeitig zwischen den verschieden großen zulässigen Druck- und Biegungsspannungen entsprechend interpoliert. Für außermittig beanspruchte Zugstäbe wurden keine besonderen Formeln angegeben, da, wie schon oben erwähnt, die zulässigen Zug- und Biegungsspannungen gleich groß sind.

Die Abschnitte über die Berechnung oben offener Brücken und von auf Biegung beanspruchten Baugliedern entsprechen den Normen für eiserne Straßenbrücken bzw. den Vorschriften der Reichsbahn.

Aus dem Inhalt des Abschnittes über Verbindungsmittel ist folgendes erwähnenswert: Verbindungsmittel dürfen auf Grund von Versuchsergebnissen staatlicher Versuchsanstalten berechnet werden. Die zulässige Beanspruchung ergibt sich dabei aus der mittleren Versuchsbruchlast unter Annahme einer dreifachen Sicherheit. Gleichzeitig dürfen sich die

verbundenen Teile unter der Gebrauchslast um höchstens 2 mm gegeneinander verschieben. Leimverbindungen dürfen nur bei vollständig gegen Feuchtigkeit geschützten Bauteilen und nur bei lufttrockenem Holz verwendet werden. Die Bestimmungen über Bolzenverbindungen und über Dübel und Keile entsprechen im allgemeinen den Vorschriften der Reichsbahn. Neu ist das ausdrückliche Verbot der Verwendung von Dübeln aus geraden Flacheisen. Ebenfalls neu sind die Bestimmungen über den Abstand der Verbindungsmittel untereinander und vom Stabende in der Krafrichtung.

Die Bestimmungen für die Berechnung von Auflagersteinen und von massiven Pfeilern und Widerlagern entsprechen im großen ganzen denen der Normen für eiserne Straßenbrücken und der Reichsbahnvorschriften. Kleine Änderungen ergaben sich durch Anpassung an das neue Normblatt für massive Brücken DIN 1075.

Ein weiterer Abschnitt enthält Einzelvorschriften für die Ausführung. Bei der Ausbildung der Stöße und der Anschlüsse ist zu erwähnen, daß Wechselstäbe nach der 1,2fachen größten Zug- oder Druckkraft anzuschließen sind. Die Bestimmungen über Eisenteile und über die Werkstoffausführung tragen den im Ingenieurholzbau üblichen Maßnahmen Rechnung. Den Schluß des Normblatts bilden Vorschriften für die Berechnung der Durchbiegung und Überhöhung der Träger, die im allgemeinen denen von DIN 1073 entsprechen. Die Durchbiegung von Fachwerkträgern darf jedoch nicht wie bei eisernen Brücken $\frac{1}{1000}$, sondern nur $\frac{1}{700}$ der Stützweite betragen, da die große Nachgiebigkeit der Holzverbindungen bei der Berechnung nicht berücksichtigt wird. Die Überhöhung von Bauwerken, die nur bei Stützweiten über 10 m nötig ist, ist so zu bemessen, daß die Tragwerke bei Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungen unter der ständigen Last und der halben Verkehrslast die der Berechnung zugrunde gelegte Form annehmen.

Da das Normblatt die neuesten Erfahrungen und Versuche berücksichtigt, so wäre zu wünschen, daß es auch für die Berechnung und Ausbildung hölzerner Lehrgerüste für Ingenieurhochbauten aus Beton und Eisenbeton und allgemein für die Berechnung von schwierigen Holzbauwerken vorgeschrieben würde, da die bisher hierfür geltenden Vorschriften nicht immer ausreichend sein dürften. Ernst.

Vermischtes.

Erlaß des Reichsverkehrsministers und der preußischen Minister für Landwirtschaft usw. und für Handel und Gewerbe, betr. Normen für Straßenbrücken, vom 11. September 1930 (W. I. E. II. T. 3. 149; Va Nr. 10 816 M. f. H. u. G.; VII Nr. 1212 M. f. L., D. u. F.). Der Deutsche Normenausschuß hat nach Beratung der auf meine, des Reichsverkehrsministers, Rundschreiben vom 23. Mai 1929 — W. I. T. 3 Nr. 89 — und 3. Oktober 1929 — W. I. T. 3 Nr. 202 — eingegangenen behördlichen Änderungsanschläge und der sonstigen Einsprüche zu den in der „Bauordnung“ veröffentlichten Entwürfen nunmehr die nachbezeichneten Normblätter in endgültiger Fassung herausgegeben:

- DIN 1074 Berechnungs- und Entwurfsgrundlagen für hölzerne Brücken (vgl. S. 706),
- 1075 Berechnungsgrundlagen für massive Brücken¹⁾ und
- 1076 Richtlinien für die Überwachung und Prüfung eiserner Straßenbrücken.

Die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken DIN 1075 sind in enger Zusammenarbeit mit dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton entstanden und bilden eine Ergänzung der Bestimmungen dieses Ausschusses vom September 1925.

Wir ersuchen, neben den Normblättern DIN 1071, 1072, 1073 auch die Normblätter DIN 1074 und 1075 bei der Bearbeitung von Brückentwürfen anzuwenden und bei der Überwachung und Prüfung eiserner Straßenbrücken die Richtlinien DIN 1076 zu beachten.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1930, H. 46, S. 693. — Die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken sind auch erschienen im Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 8.

In letzterer Hinsicht ist zu bemerken, daß durch die Einführung des Normenblatts DIN 1076 eine bestehende Verwaltungspraxis, die sich bewährt hat, nicht ohne weiteres geändert zu werden braucht. In solchem Falle empfiehlt es sich vielmehr, die bisher geführten Brückenverzeichnisse und Brückenbücher nur allmählich den Richtlinien entsprechend zu ergänzen und in ihrem Sinne weiterzuführen.

Die Erweiterungsbauten des Hafens von Valencia. Nach einem Bericht in Gén. Civ. 1930, Nr. 14, S. 334, bestehen die Erweiterungen in der Errichtung mehrerer neuer Hafendämme, und zwar eines nördlichen von 1125 m Länge, eines östlichen von 837,5 m, eines südlichen von 820 m, des Hafendamms Turia von 833,1 m Länge und einer 300 m langen Innenbuhne (Abb. 1).

Die neuen Dämme bestehen aus einem Packwerkfundament, auf dem der eigentliche aus Betonhohlblöcken errichtete Damm ruht. Zum Bau wurden vier verschiedene Hohlblockgrößen verwendet (Abb. 2).

Der größte dieser Blöcke ist 265 t schwer. Die Hohlblöcke werden gegeneinander versetzt aufgeschichtet und die Hohlräume mit Gußbeton

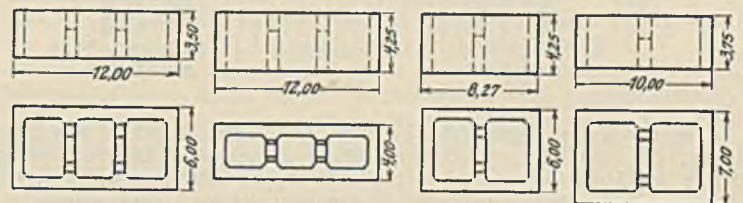


Abb. 2. Aufrisse und Grundrisse verschiedener Hohlblöcke.

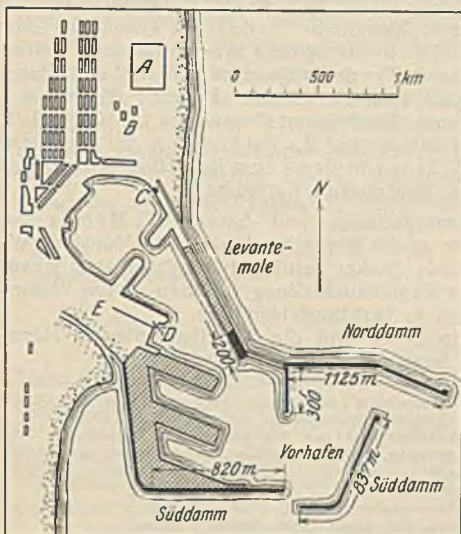
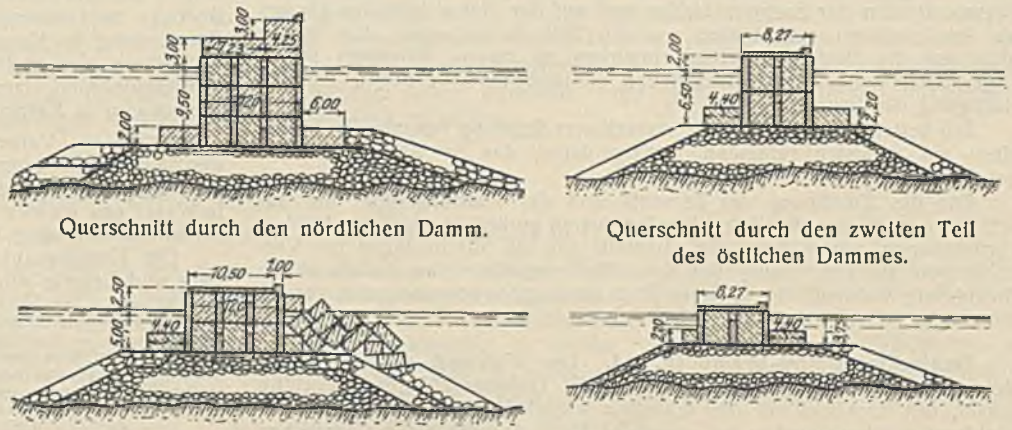


Abb. 1.



Querschnitt durch den nördlichen Damm.

Querschnitt durch den zweiten Teil des östlichen Damms.

Querschnitt durch den ersten Teil des östlichen Damms.

Abb. 3.

ausgefüllt. Vor dem Fuße des nördlichen Damms sind zum Schutze Betonblöcke von $6 \cdot 2 \cdot 2$ m und 60 t Gewicht versenkt (Abb. 3, S. 707).

Die nördlichen und östlichen Hafendämme sind bis 6 m über NN aufgeführt. Die Füllung für einen aus drei übereinanderliegenden Hohlblocken gebildeten Dammteil beträgt 420 m^3 Gußbeton und das Gesamtgewicht des so gebildeten einheitlichen Dammteils 1776 t. Vor dem östlichen Damm liegen seeseitig zum Schutze übereinandergeworfene Betonblöcke von je 55 t Gewicht. Die Mauerblöcke wurden durch einen Schwimmkran von 300 t Tragfähigkeit an Ort und Stelle gebracht. Die Mischung zur Herstellung der Hohlblöcke besteht aus 350 kg Zement, 120 kg Puzzolanement, $0,4 \text{ m}^3$ Sand und $0,8 \text{ m}^3$ Steinschlag. Schm.

Silobau in Chicago. Die „United States Gypsum Co.“ hat im Jahre 1929 in den Städten Boston, Detroit, Philadelphia und Chicago neue Fabrikanlagen erbaut, von denen nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1930, Bd. 104, Nr. 24, vom 12. Juni, S. 965, die Herstellung eines Gips-silos in Chicago hervorzuheben ist. Dieses liegt am Indiana-Hafenkanal in Ost-Chicago, Ind.

Das im Grundriß rechteckige Bauwerk hat eine Länge von 140 m und eine Aufnahmefähigkeit von 125 000 t Rohstoff. Wie aus dem Querschnitt (Abb. 1) ersichtlich, sind die unteren Teile der Seitenwände, die den Innendruck aufzunehmen haben, als Winkelstützmauern in Eisenbeton ausgeführt. Das Bauwerk ruht auf 4000 Stück Holzpfählen, die unter dem Fuß der Seitenwände 24,5 m, unter der Sohle etwa 19,5 m lang sind.

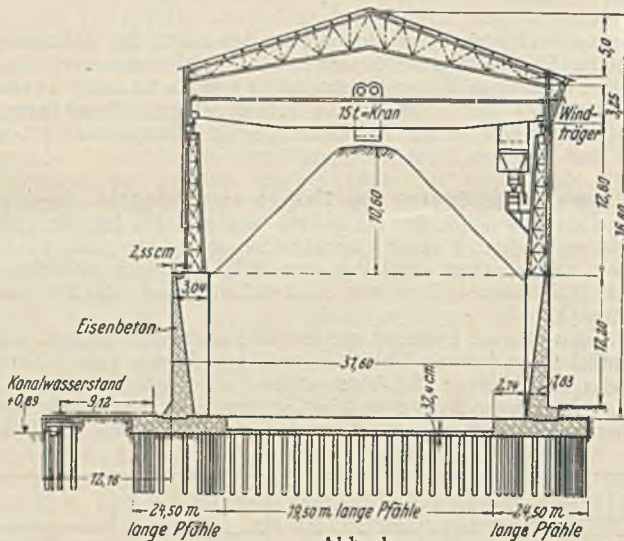


Abb. 1.

In der Sohle liegen im Abstände von 12,2 m Zuganker aus Eisenbeton, die den Seitenschub der Füllung aufnehmen. Die Seitenwände haben im Abstände von 6,1 m lotrechte Rippen oder Pfeiler, auf denen stählerne Fachwerkpfosten fest eingespannt stehen. Diese tragen, wie Abb. 2 zeigt, seitlich die Kranbahn und oben die Dachkonstruktion. Die Dremelstützen der Fachwerkbinder sind auf der einen Seite des Daches als Pendelstützen ausgebildet, um die Seitenbewegungen der Wände nicht auf die Dachkonstruktion einwirken zu lassen. Ebenfalls lassen Lagerplatten unter den Kranschiene seitliche Verschiebungen zur Berichtigung der Spurweite zu.

Die Seitenwände wurden in versetzbarer Schalung betoniert mit Hilfe eines auf Schienen ruhenden Portalgerüsts, das in Abb. 3 wieder gegeben ist.

Für die Zuführung des Zements und der Zuschlagstoffe, die auf Schiffen unmittelbar angeliefert wurden, waren großzügig angelegte Förderrichtungen vorgesehen, die ebenfalls wie die Mischanlagen mit Vorrichtungen zur Erwärmung der Baustoffe ausgerüstet waren, damit die Ausführung während der strengen Kälte störungslos vorgenommen werden konnte. Zs.

Deutscher Beton-Verein (E. V.). Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins hat in seiner Sitzung am 11. Oktober 1930 den Beschluß gefaßt, mit Rücksicht auf die schlechte wirtschaftliche Lage, deren Entwicklung nicht abzusehen ist, von der Veranstaltung einer öffentlichen Hauptversammlung mit Vorträgen im Frühjahr 1931 abzusehen und nur eine geschäftliche Mitgliederversammlung abzuhalten.

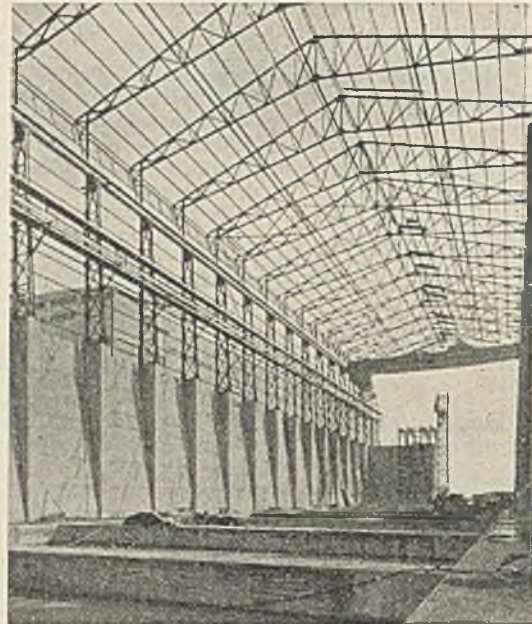


Abb. 2.

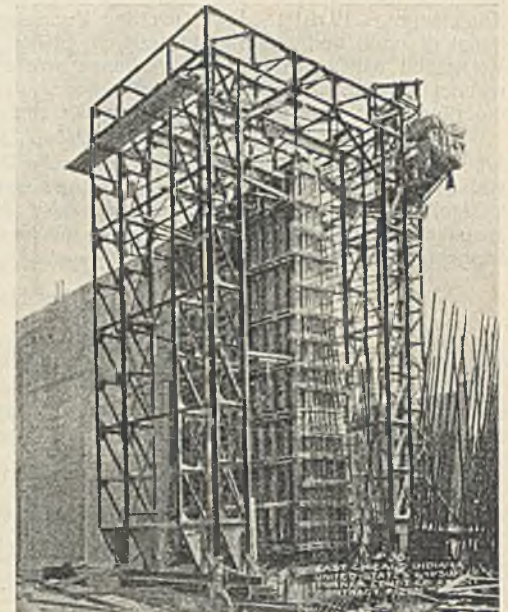


Abb. 3.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Infolge der Ämterneuordnung im Bezirk der R. B. D. Karlsruhe sind — zum Teil unter Versetzung — vom 1. November d. Js. ab bestellt worden:

a) zu Vorständen der Betriebsämter: Basel: Reichsbahnrat Hopp; Freiburg (Breisgau) 1: Reichsbahnoberrat Schmitt (Franz), bisher in Mannheim; Freiburg (Breisgau) 2: Reichsbahnrat Kölmel, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe; Heidelberg 1: Reichsbahnrat Eisenlohr, bisher in Eberbach; Heidelberg 2: Reichsbahnrat Strack; Karlsruhe 1: Reichsbahnoberrat Fütterer; Karlsruhe 2: Reichsbahnrat Leußler; Karlsruhe 3: Reichsbahnrat Messerschmidt; Konstanz: Reichsbahnrat Walz; Lauda: Reichsbahnrat Rochlitz; Mannheim 1: Reichsbahnoberrat Schnitzspahn; Mannheim 2: Reichsbahnrat Dr.-Ing. Schachenmeier, bisher in Heidelberg; Offenburg: Reichsbahnoberrat Fleiner; Villingen (Schwarzw.): Reichsbahnrat Burger (Eugen); Waldshut: Reichsbahnrat Kärcher;

b) zu Vorständen der Verkehrsämter: Basel: Reichsbahnrat Bitterich; Freiburg (Breisgau): Reichsbahnrat Dietsche; Karlsruhe: Reichsbahnoberrat Schultz; Konstanz: Reichsbahnrat Geiger; Mannheim: Reichsbahnoberrat Kirsch (Ludwig);

c) zu Vorständen der Neubauämter: Freiburg (Breisgau): Reichsbahnrat Kirsch (Berthold), bisher in Karlsruhe; Heidelberg: Reichsbahnrat Leiner, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe; Oppenau: Reichsbahnrat Bürkel (wie bisher).

Versetzt: Reichsbahnoberrat Blum in Heidelberg, Reichsbahnräte Finner in Freiburg (Breisgau), Höfler in Lauda, Bachert in Offenburg und Krepper in Villingen (Schwarzw.) zur R. B. D. Karlsruhe, Dörrwächter in Konstanz zum Verkehrsamt Mannheim, Reichsbahnassessor Dr. jur. Jäger in Bruchsal zum Verkehrsamt Karlsruhe, Reichsbahnassistent Hertlein in Offenburg zum Verkehrsamt Freiburg (Breisgau).

Überwiesen: Reichsbahnräte Frank bei der R. B. D. Karlsruhe zum Betriebsamt Karlsruhe 1, Dippel in Heidelberg zum Betriebsamt Heidelberg 2, Braunwarth in Mannheim zum Betriebsamt Mannheim 2, Knapp in Offenburg zum Betriebsamt Offenburg, Schaaff in Freiburg (Breisgau) zum Betriebsamt Freiburg (Breisgau) 1, Ferdinand Benz in Karlsruhe zum Betriebsamt Karlsruhe 3, die Reichsbahnbaumeister Bertram in Mannheim zum Betriebsamt Mannheim 2, Ball in Offenburg zum Betriebsamt Offenburg, Kreidler in Heidelberg zum Betriebsamt Heidelberg 2, die Reichsbahnmatrassen Kraus in Basel zum Betriebsamt Basel, Bohner in Freiburg (Breisgau) zum Betriebsamt Freiburg (Breisgau) 1, Ungerecht in Mannheim zum Betriebsamt Mannheim 1, Buttmi in Heidelberg zum Betriebsamt Heidelberg 2, Friedmann in Mannheim zum Betriebsamt Mannheim 1, Horn in Basel zum Betriebsamt Basel und Herrmann in Karlsruhe zum Betriebsamt Karlsruhe 3.

Preußen. Versetzt: Oberregierungs- und -baurat (W.) Baertz von der Kanalbauabteilung in Essen an die Wasserbaudirektion in Münster i. W.; die Regierungsbauräte (W.) Bode (bisher beurlaubt) an das Wasserbauamt in Wesel und Knoke von der Kanalbauabteilung in Essen an das Wasserbauamt in Duisburg-Meiderich in Duisburg-Hamborn.

Die Kanalbauabteilung in Essen und die Kanalbauämter in Merseburg und Leipzig sind Ende September d. J. aufgelöst worden.

INHALT: Der neue Lokomotivschuppen im Abstellbahnhof Freiburg i. Br. — Der Detrolt-Kanada-Tunnel. — Berechnungs- und Entwurfsgrundlagen für hölzerne Brücken (DIN 1074). — Vermischtes: Erlaß des Reichsverkehrsministers und der preußischen Minister für Landwirtschaft usw. und für Handel und Gewerbe, betr. Normen für Straßenbrücken, vom 11. September 1930. — Erweiterungsbauten des Hafens von Valencia. — Silobau in Chicago. — Deutscher Beton-Verein (E. V.). — Personalmeldungen.

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