

# DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 29. Juli 1932

Heft 33

Alle Rechte vorbehalten.

## Neubau der Oderflutbrücke im Schwedt-Niederkräniger Oderdamm.

Von Regierungsbaurat Sarrazin und Regierungsbaumeister Gorges, Schwedt.

### Allgemeine Lage.

Die weit ausgedehnten Niederungen am unteren Laufe der Oder zwischen Stettin und Küstrin sind auf dieser rd. 130 km langen Oderstrecke heute durch vier Übergänge verkehrstechnisch erschlossen. Von diesen ist der Oderübergang bei Schwedt geschichtlich und wirtschaftlich der bedeutsamste. Das eigentliche Odertal bei Schwedt wird im Westen durch die Hohensaaten—Friedrichsthaler Wasserstraße und im Osten durch die Stromoder begrenzt, dazwischen breitet sich der Wiesenpolder B aus, der von dem rd. 2,5 km langen Schwedt-Niederkräniger Oderdamm durchzogen wird (Abb. 1). Zwischen den beiden Wasserstraßen im Osten und Westen ist er heute noch durch vier Flutbrücken mit einer Gesamtlänge von rd. 320 m unterbrochen, um einerseits die Niederung zur Winterhochwasserabführung mit heranziehen zu können und andererseits die künstliche Düngung des auf weiter Fläche dahinfließenden Hochwassers für die Wiesen des Polders auszunutzen.

Mit Ausnahme der eisernen Fachwerkbrücke über die Stromoder bei Niederkränig, die nicht ganz einem Verkehr der Brückenklasse II gewachsen ist, hatten die um die Mitte des vorigen Jahrhunderts erbauten hölzernen Brücken eine Tragfähigkeit von nur 3,5 t; die beiderseitigen Hauptträger bestanden aus verzahnten und verdübelten Balken von 12,50 bis 14 m Jochabstand, wobei die Zwischenlängsträger in jedem Felde durch zwei Querträger abgefangen wurden, die ihrerseits durch Zugstangen an den Hauptträgern befestigt waren. Sie entsprachen also nicht mehr den Bedingungen, die an eine Verkehrsstraße gestellt werden müssen. Auch ihr baulicher Zustand erforderte dringend eine vollständige Erneuerung. Als daher im Westen des Überganges der Preußische Staat an Stelle der alten hölzernen Oderbrücke eine Eisenbetonbrücke<sup>1)</sup> der Brückenklasse I nach Norm IV der DIN 1071 über die Hohensaaten—Friedrichsthaler Wasserstraße in den Jahren 1926 bis 1928 erbaut hatte, genehmigte der preußische Minister für Landwirtschaft, Domänen und Forsten als Eigentümer des Straßenzuges zwischen Schwedter Straßenbrücke im Westen und Niederkräniger Brücke im Osten des Oderüberganges den Neubau der zwischen diesen Hauptbrücken liegenden vier Flutbrücken für eine Belastung der Brückenklasse I der DIN 1072 vom Juli 1925 mit einer Aufteilung der Brückenbreite nach DIN 1071 Norm Va, die jedoch — wie später noch beschrieben wird — infolge der örtlichen Verhältnisse einen oberstromseitigen Schrammbord von 0,50 m und eine unterstromseitige Gehbahn von 2,50 m erhielt.

Der Regierungspräsident in Potsdam, dessen Sachbearbeiter Regierungs- und Baurat Kaumanns war, betraute das Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt mit der Entwurfsbearbeitung und der Durchführung des Baues.

Die Reihenfolge für den Neubau der einzelnen Brücken war durch den baulichen Zustand und die örtlichen Verhältnisse bedingt. Die Oderflutbrücke als westlichste der vier Flutbrücken war 1928 auf halber Länge das Opfer eines Brandes geworden und nur als Behelfbrücke wieder aufgebaut worden. Ihr Neubau wurde daher zuerst im Jahre 1930 in Angriff genommen.

### Formgebung.

Die unmittelbare Lage der Oderflutbrücke im Weichbilde der Stadt Schwedt erforderte bei der Formgebung eine besondere Rücksichtnahme auf das wasserseitige Stadtbild (Abb. 2). Dieses wird neben den langgestreckten Tabakspeichern besonders von dem alten Markgrafenschloß und der Schwedter Straßenbrücke beherrscht. Die harmonische Einfügung der Oderflutbrücke in dieses Uferbild bedingte als äußere Form die waagerechte Linie unter Vermeidung senkrechter Gliederung. Diese Forderung wurde noch verstärkt durch das Landschaftsbild des Oderdamms, in dessen Straßenzug die Brücke liegt, und der durch seine gleichmäßige Höhe und seinen regelmäßigen Baumbestand gleichsam als flach

verlaufendes Band die Oderniederung durchzieht. Die Baustelle selbst stellte keine besonderen Bedingungen. Die Lage und Anzahl der Pfeiler konnte entsprechend der Eigenart des Überbaues nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten gewählt werden, da überall die gleichen Gründungsverhältnisse vorlagen und wasserbautechnisch lediglich die frühere nutzbare Durchflußbreite beizubehalten und das Gelände bis auf die Höhenlage an der alten Brückenstelle abzugraben war.



Abb. 1. Kräniger Damm vom Schloß gesehen.

Nach diesen Gesichtspunkten wurden die Voruntersuchungen zwischen Eisen und Eisenbeton angestellt und ergaben als wirtschaftlichste Lösung eine Eisenbetonbalkenbrücke, die in Anbetracht der erforderlichen Pfahlgründung als Gerberträger ausgeführt wurde und mit sieben Überbauten (Abb. 3) ein Vorland von 132 lfd. m überspannt.

### Gründung.

Der nur wenig tragfähige Boden (Abb. 3) (alluviale Sande) ließ eine Flachgründung nicht zu. Pfeiler und Widerlager mußten daher durch rd. 10 m lange kieferne Rammfähle in den tiefer liegenden diluvialen Schichten kiesiger Spatsande gegründet werden.

Bei einem Mindestdurchmesser von 30 cm beträgt die Belastung je Pfahl rd. 30 t (Widerlager 28, Pfeiler 29,3 t). Der Pfahl wurde als trag-

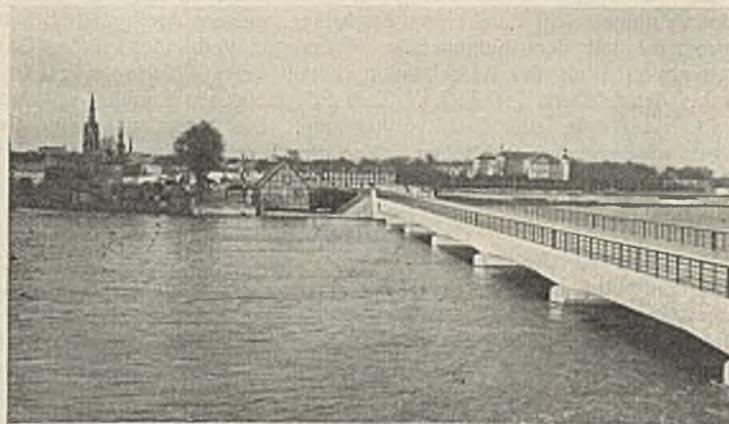


Abb. 2. Schwedt vom Kräniger Damm gesehen.

fähig bezeichnet, wenn er ohne wesentliche Kürzung seiner vorher nach der Dörrschen Formel<sup>2)</sup> bestimmten Länge auf die letzten 50 Schläge bei einer mittleren Fallhöhe des 1,2 t schweren Rammhärens von 1,20 m höchstens 50 cm zog.

Die Pfahlköpfe binden 40 cm in den Fundamentbeton ein und sind durch ein Eisengeflecht untereinander verbunden. Alle Pfähle wurden ohne Pfahlschuh geschlagen.

<sup>1)</sup> Vgl. Dr.-Ing. Freund, Die neue Straßenbrücke bei Schwedt über die Oder. Z. f. Bauwes. 1929, Heft 5 u. 8.

<sup>2)</sup> S. Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, Bd. 1, S. 190. Berlin 1930, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

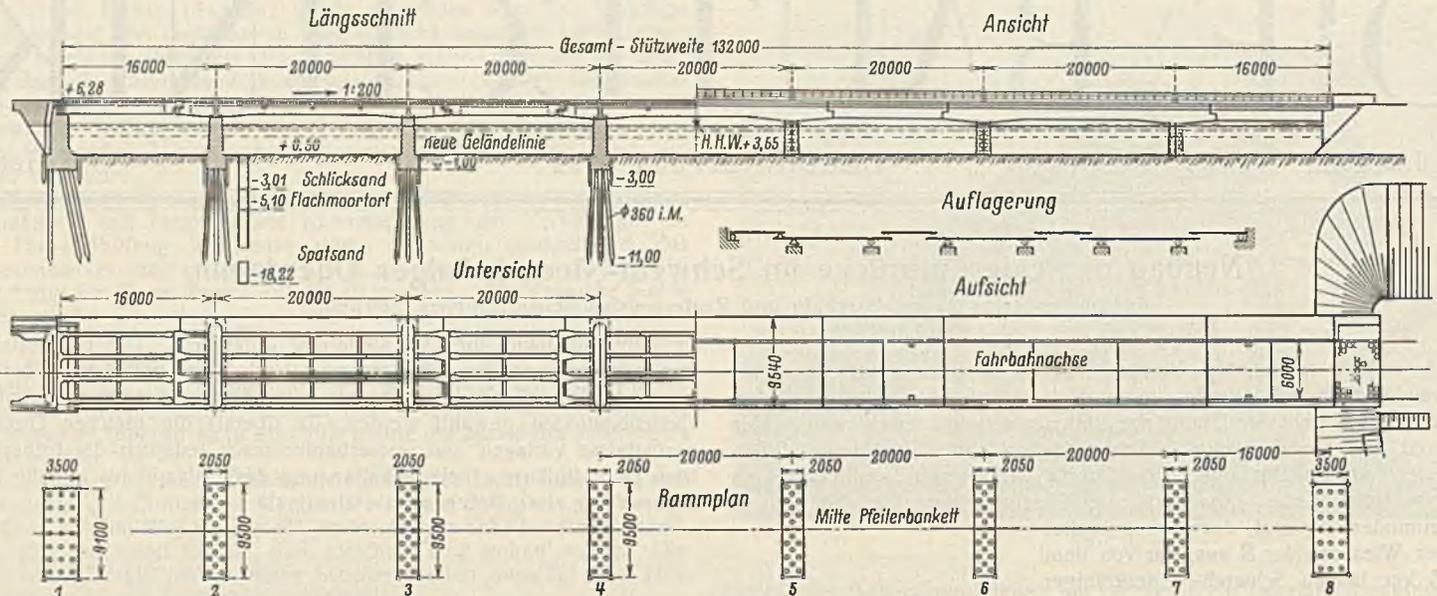


Abb. 3. Lageplan, Längsschnitt, Ansicht, Untersicht, Aufsicht, Rammplan.

**Pfeiler und Widerlager.**

Das nur schwach aggressive Grundwasser erforderte weiter keine Maßnahmen als die Herstellung eines dichten Betons. Es war daher ein Verhältnis von Kittmasse zu Hohlräumen  $\geq 1,7$  vorgeschrieben. Der angelieferte Naturkiessand (Grubenkies aus dem Odertal bei Bellinchen) ergab für ein Mischungsverhältnis der Fundamente von 1 R.-T. Hochofenzement : 0,3 R.-T. Traß : 6 R.-T. Kiessand eine Betondichte von 3,3 und eine Mörteldichte von 0,91.

Da die Betonbeanspruchungen in den Fundamenten sehr gering sind und der Hauptwert auf die Dichtigkeit zu legen war, so wurde

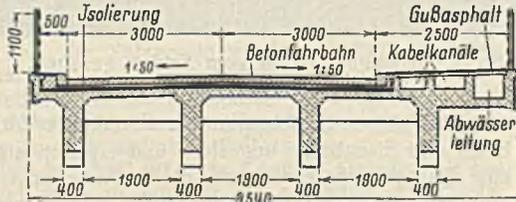


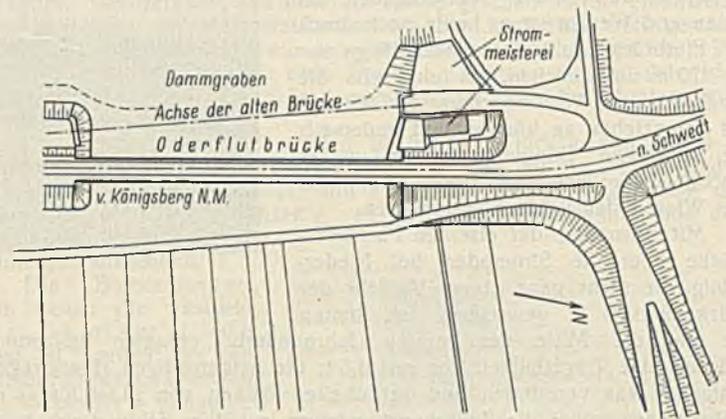
Abb. 4. Querschnitt.

die sich aus dem vertragsmäßigen Mischungsverhältnis ergebende Zementmenge für 1 m<sup>3</sup> beibehalten und Feinsand zugesetzt. Je nach der Kornzusammensetzung des Naturkiessandes, die laufend auf der Baustelle festgestellt wurde, änderte sich in engen Grenzen diese zur Erfüllung der Vertragsforderung noch beizumischende Feinsandmenge. Im Mittel betrug sie 0,62 R.-T. Die Dichte des Mörtels stieg hierbei auf 1,7. Eine Vergrößerung des Volumens des losen Gemisches trat naturgemäß nicht ein, was auch durch Versuche bestätigt wurde.

Zur konstruktiven Ausbildung sei noch bemerkt, daß die beiden Widerlagerflügel nicht durch einen Zugbalken, sondern durch steife Ecken biegungsfest mit dem aufgehenden Widerlager verbunden sind. Das Mischungsverhältnis des Aufgehenden beträgt beim Widerlager 1:0,3:6 und bei den Pfeilern 1:0,3:7,5. Zum Schutze gegen Elsgang erhielten die Pfeilervorköpfe eine Granitverblendung. Die Betonflächen sind im übrigen schalungsrauh geblieben. Nur die Widerlagerflügel wurden in der Fläche gespitzt und an den Kanten scharriert.

**Überbau.**

Der Überbau (Abb. 3 u. 4) liegt im einseitigen Längsgefälle von 1:200 und wird aus vier unter der Fahrbahn liegenden Hauptträgern (Gerberträger) gebildet. Ihre Stützweiten betragen bei den fünf Mittelfeldern je 20 m und bei den zwei Endfeldern je 16 m. Die Kragarme haben eine Länge von 4 m, so daß für die Koppelträger eine Stützweite von 12 m verbleibt. Die Hauptträger sind 40 cm breit und an den Balkengelenken voutenartig auf 70 cm erweitert. Ihre Höhe beträgt bei den äußeren Trägern 1,40 m und an den Stützen infolge der Vouten 1,70 m. Um das bandförmige Aussehen nicht zu beeinträchtigen, laufen die Vouten auf 4 m Länge aus. Bei den inneren Hauptträgern vergrößert sich die Höhe um das Maß des Fahrbahnquersgefälles. Über die vier Hauptträger spannt sich bei einer Feldweite von 2,30 m die 19 cm starke Fahrbahnplatte, die im bellersseitigen Straßenquersgefälle von 1:50 liegt und nach unterstrom zur Aufnahme der Gehbahn 1,69 m auskragt. Unter der Gehbahn liegen die Kabelkanäle für Stark- und Schwachstrom und der Kanal für das Abwasserdruckrohr der Stadt Schwedt, das trotz seines größeren Gewichtes an die Außenseite gelegt wurde, um die Gehwegplatte in der gleichen Höhe wie die Fahrbahnplatte an den Hauptträger anschließen zu können und somit den Vorteil eines regelrechten Plattenbalkendruckgurt für den äußeren Randbalken zu erzielen.



Zu Abb. 3 u. 4.

Das Mischungsverhältnis betrug für den Überbau bei hochwertigem Portlandzement 1:4. Durch Beimischen von 1,4 R.-T. Splitt in den Korngrößen von 15 bis 30 mm zu 3 R.-T. Grubenkies wurde ein Verhältnis von Fein zu Grob von 1:1,3 erreicht. Die Dichte betrug hierbei für den Beton rd. 2 und für den Mörtel rd. 1,5. Bei den Bauwerkwürfeln von 20 cm Kantenlänge ergab sich mit dem zuerst verwendeten hochwertigen Portlandzement, der jedoch die normenmäßigen Festigkeiten von 250 bzw. 500 kg/cm<sup>2</sup> jeweils nur um ein wenig überschritt, ein  $W_{b,28} = \text{rd. } 218 \text{ kg/cm}^2$ , während unter denselben Verhältnissen der später verwendete hochwertige Rüdersdorfer Portlandzement ein  $W_{b,28}$  von rd. 483 kg/cm<sup>2</sup> erreichte. Die Zementfestigkeiten betragen für die hochwertigen Zemente der beiden Lieferwerke nach 3 Tagen 321 bzw. 468 kg/cm<sup>2</sup> und nach 28 Tagen kombinierter Lagerung 566 bzw. 714 kg/cm<sup>2</sup>. Es sei hier darauf hingewiesen, daß als entscheidende Prüfung beim hochwertigen Zement im Gegensatz zum normalen Zement die Prüfung nach 3 Tagen angestrebt werden muß, da mit Zunahme der Lagerdauer die Anfangsfestigkeiten stärker beeinflußt werden als die Festigkeiten nach 28 Tagen und beim hochwertigen Zement gerade die Anfangsfestigkeit erhöhte Bedeutung hat<sup>3)</sup>.

Die Brückenbreite wurde unter Anlehnung an die anschließenden Dammstrecken in die 6 m breite Fahrbahn, den 0,50 m breiten Schrammbord und die 2,50 m breite Gehbahn aufgeteilt. Dies entsprach zwar nicht genau den Normen der DIN 1071, war aber bei den örtlichen Verhältnissen nicht zu umgehen. Der starke ländliche und städtische Straßenverkehr erforderte für den im Straßenzuge nur auf einer Seite verlaufenden Fußgängerweg auch auf den Brücken eine einseitige Gehbahn, die mit 2,50 m vorzusehen war, weil beim Einfahren der Heuernte aus dem 1120 ha großen Polder diese Fuhrwerke bei ihrer weiten seitlichen Ausladung fast 1 m in das Raumprofil der Gehbahn hineinragen. Seitlich begrenzt wird der Überbau durch ein 45 kg/m schweres stählernes Geländer, das aus einfachen Profilleisen zusammengesetzt ist und durch seine zarte waagerechte Linienführung das ganze Bauwerk vorteilhaft in die Landschaft einfügt. Seinen Abschluß findet das rotbraun gestrichene Geländer in den Eisenbetonbrüstungen der Widerlager.

<sup>3)</sup> S. auch Dr. Haegermann, *Eigenschaftsänderungen von Portlandzement und hochwertigem Portlandzement bei Lagerung*, Zement 1929, Heft 34.

Obwohl die Fahrbahn als Betonstraße ausgeführt ist, so wurde dennoch eine besondere Isolierungsschicht vorgesehen. Diese besteht aus einer doppelten Lage 80er Asphaltfilzpappe, geht unter den beiderseitigen Bordsteinen hindurch und ist an den seitlichen Brüstungen des Fahrbahnbettes bis unter eine nur wenig vorspringende Betonase (Abb. 7) hochgeführt, die ein Hervorquellen des in der Dichtung enthaltenen Bitumens vermeiden soll. Die Isolierung ist durch eine 5 cm hohe Schutzschicht aus „Sandbeton“ überdeckt, auf der die Fahrbahndecke eingebaut wurde.

Die Fahrbahndecke setzt sich zusammen aus dem 6 cm dicken Unterbeton im Mischungsverhältnis 1 : 4 : 2 (Portlandzement : Kiessand : Kies)

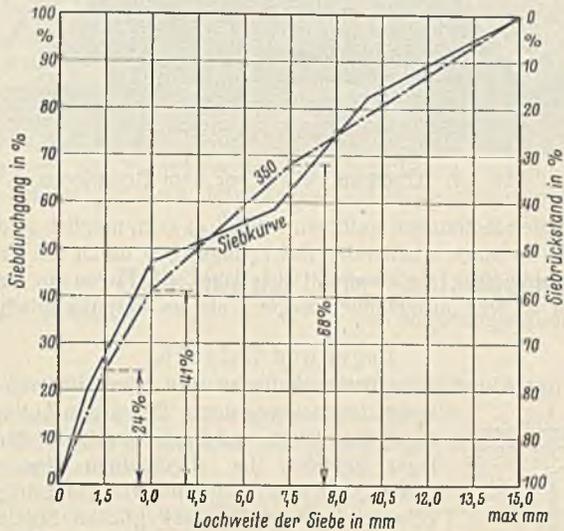


Abb. 5. Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe für die Verschleißschicht.

und der 5 cm dicken Verschleißschicht in 1 : 2,48 : 1,42 (Portlandzement : Sand : Splitt). Das letztere Mischungsverhältnis ist auf Grund der Forderung eines dichten und festen Betons aufgestellt, wobei die Korngrößen zwischen 0 und 15 mm liegen sollten und als Körnungskurve die nach Otzen verbesserte Fullerkurve angestrebt wurde. Die Zementmenge war mit 350 kg/m<sup>3</sup> Festbeton entsprechend dem Merkblatt für den Bau von Betonstraßen vorgeschrieben. Als Zuschlagstoff wurde Sand (Kiessand bis 7 mm) aus den Bellinchener Kieswerken und Quarzporphyr-Splitt von 7 bis 15 mm Korngröße verwendet (Abb. 5).

Sowohl die Mörtel- als auch die Betondichte betrug 2,0. Die Bauwerkswürfel von 20 cm Kantenlänge ergaben ein  $W_{b28}$  von 438 kg/cm<sup>2</sup> bei

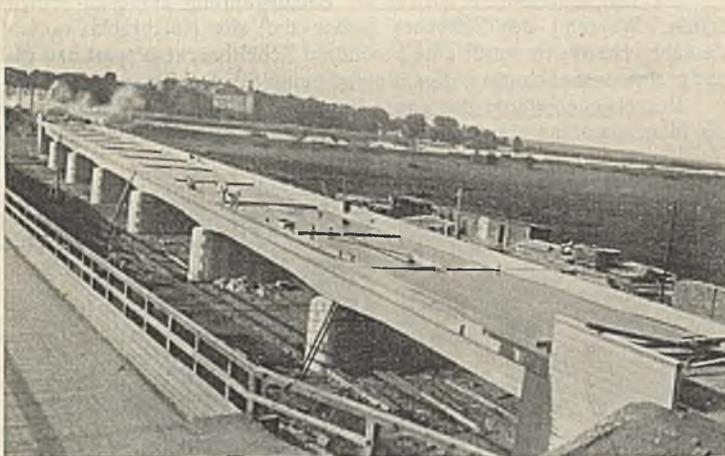


Abb. 6. Unter Wasser gesetzte Betonfahrbahn.

einer Normenfestigkeit des verwendeten Zementes von 222 kg/cm<sup>2</sup> nach 3 Tagen Wasserlagerung und von 513 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen kombinierter Lagerung.

Die Fahrbahndecke wurde feldweise betoniert, wobei die 12 m langen Koppelträger in zwei und der 28 m lange Kragträger in drei einzeln ausdehnungsfähige Betonplatten von 6 bzw. 9,33 m Länge zerlegt wurden. Nachdem der Unterbeton erdfeucht aufgebracht und durch Preßluftstamper von rd. 4 at Druck so lange abgestampft war, bis das Wasser nach oben durchzog — das Überhöhungsmaß betrug hierbei rd. 2 bis 3 cm —, wurde noch vor Beginn des Abbindens die Verschleißschicht erdfeucht eingebracht und bei rd. 2 cm Überhöhung mit einer Lehre abgezogen. Das Dichten des Betons wurde durch 1 m breite Walzen mit einem Gewicht von 0,5 t erzielt.

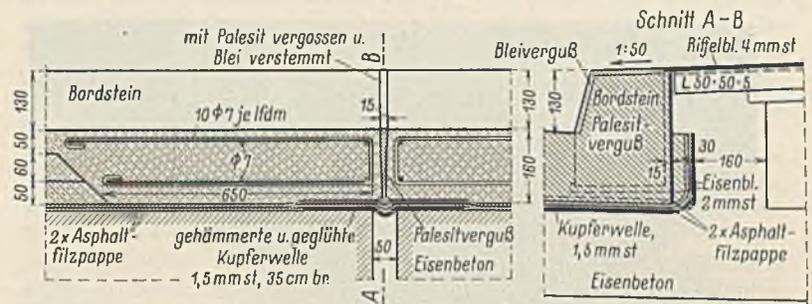


Abb. 7. Fugenausbildung am beweglichen Auflager der Koppelträger im Überbau.

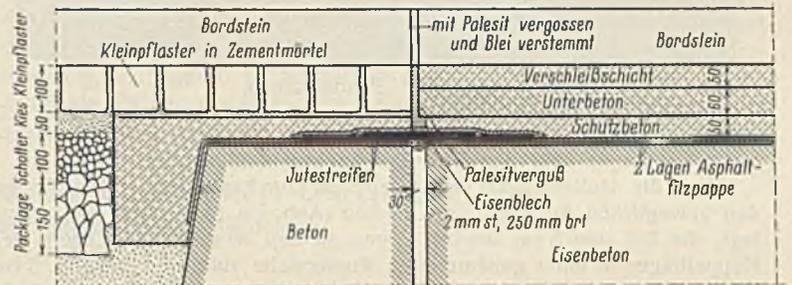


Abb. 8. Fugenausbildung am beweglichen Auflager der Koppelträger im Widerlager.

Zunächst wurde trocken gewalzt, dann wurde bei den beiden letzten Walzgängen langsam Wasser auf die Walze geträufelt. Die so entstandenen sanften Unebenheiten (Schlieren) sollten ein Schleudern der Wagen verhindern. Die tägliche Leistung betrug bei 8 Std. Arbeitszeit rd. 240 m<sup>2</sup>.

Um eine besondere Erhärtung des durch den Verkehr stark beanspruchten Straßenbetons zu erreichen und um Schwindrisse zu vermeiden, wurde der Beton sobald als möglich — meist 12 Std. nach dem Betonieren — 7 Tage lang vollkommen unter

Abb. 9. Fugenausbildung am festen Auflager im Überbau.

Wasser gesetzt (Abb. 6). Zu diesem Zwecke war ungefähr alle 10 m die Fahrbahn abgedämmt.

Da durch die Einbauten der Straßenabläufe der Fahrbahnbeton in seiner freien Beweglichkeit beim Schwinden gestört wird, sind an den Ecken Rundisen eingelegt.

Eine Rissebildung in der Verschleißschicht ist auch nach Ablauf des Winters nicht eingetreten.

### Fugen.

Während die normalen Fugen in der Betonstraße innerhalb der einzelnen Überbauten während des Betonierens durch Einlegen eines einfachen

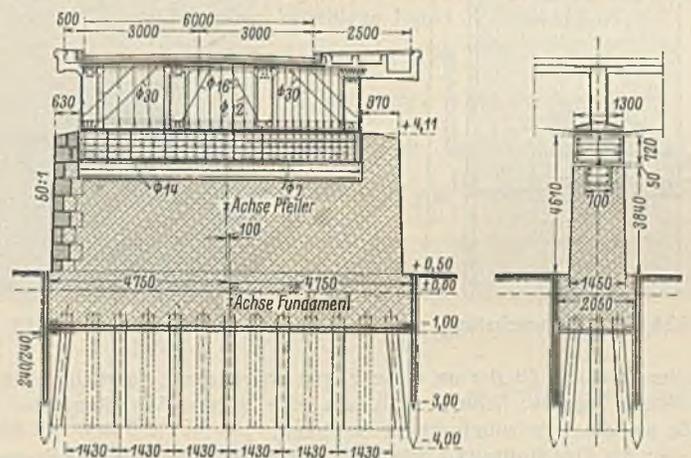


Abb. 10. Bewehrung des Querbalkens über den Pendelbalken, Pendelbalken und Auflagerbank.

Pappstreifens im unteren Fugenteil und eines Fugeneisens im oberen Teil hergestellt wurden und nach vollständigem Erhärten des Betons lediglich der obere Teil nach Herausnahme des Fugeneisens mit Palesit

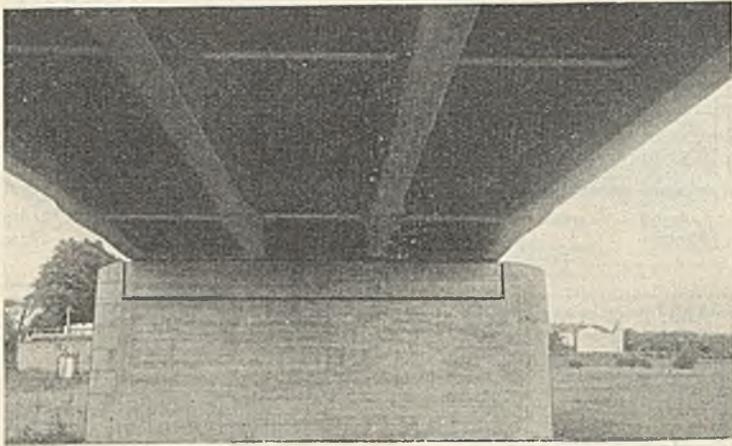


Abb. 11. Pendelbalken.

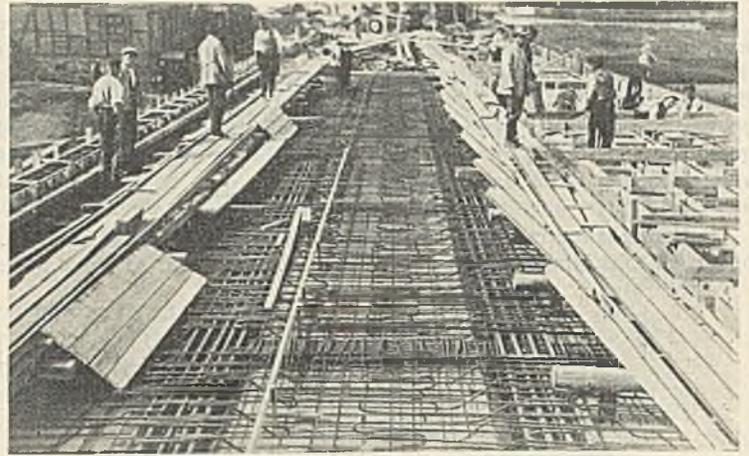


Abb. 13. Überbau Feld II vor dem Betonieren.

vergossen wurde, erforderten die quer durch den ganzen Überbau verlaufenden Fugen über den Gelenken besondere Maßnahmen.

Um die Isolierschicht ununterbrochen durchzuführen, wurde sie an den beweglichen Auflagern im Überbau (Abb. 7 u. 8) in einer Welle verlegt, die bei den 5 cm breiten Fugen in den beweglichen Lagern der Koppelträger in einer gehämmerten Kupferwelle ruht und bei den 3 cm breiten Widerlagerfugen durch ein Eisenblech zwischen Jutestreifen ab-

gedeckt ist. Bei den Fugen über den festen Auflagern (Abb. 9) wurde als Unterlage für die hier glatt durchgehende Isolierschicht ein Eisenblech zwischen Jutestreifen verlegt. In der Betonfahrbahndecke wurden die Fugen über den beweglichen Gelenken als Raumpfugen ganz mit Palesit ausgegossen und die übrigen Fugen wie die normalen Fugen der Betonstraße ausgebildet.

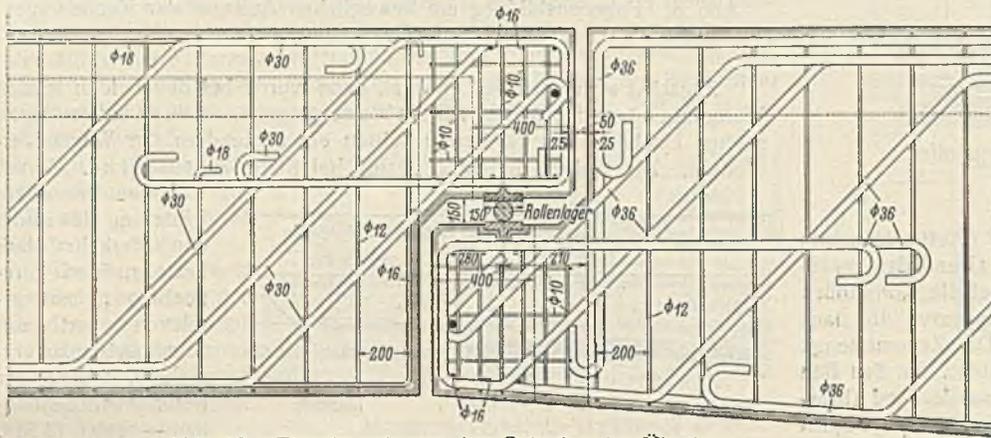


Abb. 12. Eisenbewehrung des Gelenkes im Überbau.

Da an den quer durch den Überbau gehenden Fugen sich wegen der Unterbrechung des Überbaues die Stoßwirkung am stärksten bemerkbar

gedeckt ist. Bei den Fugen über den festen Auflagern (Abb. 9) wurde als Unterlage für die hier glatt durchgehende Isolierschicht ein Eisenblech zwischen Jutestreifen verlegt. In der Betonfahrbahndecke wurden die Fugen über den beweglichen Gelenken als Raumpfugen ganz mit Palesit ausgegossen und die übrigen Fugen wie die normalen Fugen der Betonstraße ausgebildet.

gedeckt ist. Bei den Fugen über den festen Auflagern (Abb. 9) wurde als Unterlage für die hier glatt durchgehende Isolierschicht ein Eisenblech zwischen Jutestreifen verlegt. In der Betonfahrbahndecke wurden die Fugen über den beweglichen Gelenken als Raumpfugen ganz mit Palesit ausgegossen und die übrigen Fugen wie die normalen Fugen der Betonstraße ausgebildet.

gedeckt ist. Bei den Fugen über den festen Auflagern (Abb. 9) wurde als Unterlage für die hier glatt durchgehende Isolierschicht ein Eisenblech zwischen Jutestreifen verlegt. In der Betonfahrbahndecke wurden die Fugen über den beweglichen Gelenken als Raumpfugen ganz mit Palesit ausgegossen und die übrigen Fugen wie die normalen Fugen der Betonstraße ausgebildet.

gedeckt ist. Bei den Fugen über den festen Auflagern (Abb. 9) wurde als Unterlage für die hier glatt durchgehende Isolierschicht ein Eisenblech zwischen Jutestreifen verlegt. In der Betonfahrbahndecke wurden die Fugen über den beweglichen Gelenken als Raumpfugen ganz mit Palesit ausgegossen und die übrigen Fugen wie die normalen Fugen der Betonstraße ausgebildet.

gedeckt ist. Bei den Fugen über den festen Auflagern (Abb. 9) wurde als Unterlage für die hier glatt durchgehende Isolierschicht ein Eisenblech zwischen Jutestreifen verlegt. In der Betonfahrbahndecke wurden die Fugen über den beweglichen Gelenken als Raumpfugen ganz mit Palesit ausgegossen und die übrigen Fugen wie die normalen Fugen der Betonstraße ausgebildet.

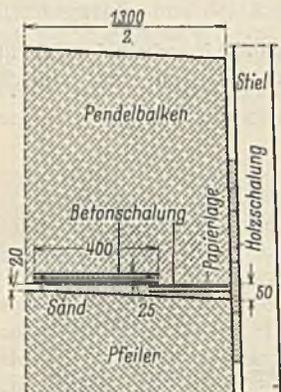


Abb. 14. Betonschalung.

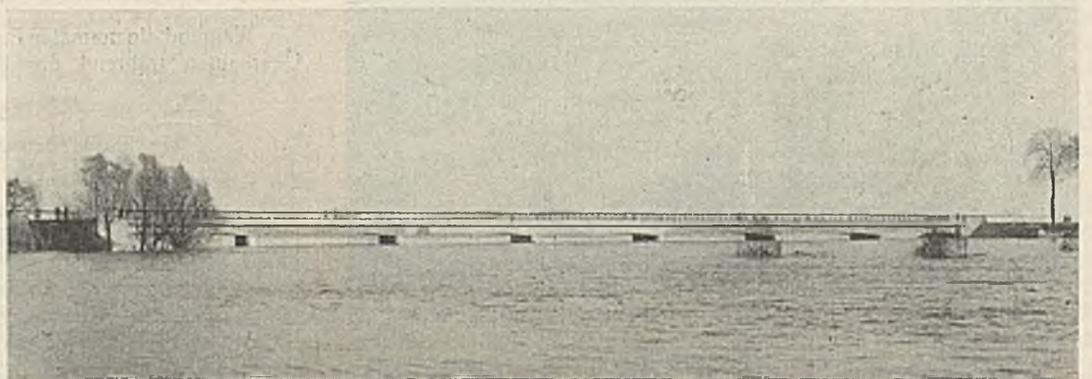


Abb. 15. Ansicht der Oderflutbrücke bei HW von oberstrom gesehen.

machen wird, so ist der an diese Fugen angrenzende Fahrbahnbeton mit Rundeisen bewehrt (Abb. 7 u. 9), um eine bessere Verteilung der Radstöße auf die Fahrbahndecke zu bewirken.

An der Oderflutbrücke zeigte sich, daß das Vergießen der Fugen bei Fertigstellung des Bauwerkes noch keinen Dauerzustand darstellt. Nicht nur bei den Bewegungsfugen, die neben dem Schwinden auch noch die Temperaturänderung während des ersten Winters auszugleichen hatten, sondern auch bei den Fugen in der Betonfahrbahn, die nur durch das Schwinden beeinflußt wurden, hat sich das Vergußmittel nicht den durch die Wärmeabnahme entstehenden Fugenvergrößerungen angepaßt. Wenn

besonderes Beförderungsgüst für das Einbringen des Betons wurde nicht geschlagen (Abb. 13). Der Arbeitsfortgang war daher so eingestellt, daß alle acht Tage ein Überbau betoniert wurde und dieser somit beim Betonieren des nächsten Überbaues eine Woche alt war. Die größte Beförderungslänge des Betons betrug rd. 140 m.

Das Verlegen der Rundeisen in den 40 cm breiten und rd. 1,45 m hohen Längsträgern bereitete keine Schwierigkeiten. Das Herstellen der schmalen von 2 auf 5 cm anwachsenden Fugen unter den Pendelbalken wurde durch eine im Bauwerk verbleibende Betonschalung (Abb. 14), die 2,5 cm stark und mit Verstellungseisen bewehrt war, einwandfrei gelöst.

Lager und Gelenke.

Die festen und beweglichen Auflager sind vom mittleren Felde aus symmetrisch angeordnet. Die festen Auflager werden durch Bleiplatten und die beweglichen durch Rollenlager gebildet. Im allgemeinen sind die durch einen Querträger versteiften vier Hauptträger einzeln gelagert; nur an den beweglichen Stützengelenken werden sie durch einen statisch wirksamen Querbalken (Abb. 10) verbunden und die Auflagerkräfte auf eine durchgehende Auflagerplatte verteilt. Dies schien erforderlich, um ein einwandfreies Arbeiten der als Pendelbalken (Abb. 11) zwischen einem oberen und einem unteren Bleistreifen ausgeführten beweglichen Stützengelenke zu gewährleisten.

Auf eine gute Schubsicherung an der Einhängestelle ist besonders geachtet (Abb. 12). Die Auflagersteine und Pendelbalken sind nach Morsch bewehrt und im Mischungsverhältnis 1 : 3,5 : 2 (hochw. Z. : K.S. : Sp.) hergestellt.  $W_{b28}$  der Pendelbalken betrug 361 kg/cm<sup>2</sup> bei einer Normenfestigkeit des Zementes von 573 kg/cm<sup>2</sup> bei 28 Tagen kombinierter Lagerung.

Ausführung.

Die Brückenbaustelle bot für die Bauausführung keinerlei Schwierigkeiten. Während des Neubaues diente die alte Holzbrücke noch dem Verkehr. Hierdurch wurde eine besondere Behelfsbrücke erspart und gleichzeitig eine verkehrsnotwendige Begrüdigung des Straßenzuges erzielt.

Vorgetrieben wurde der ganze Bau vom stadtsseitigen Widerlager aus. Die Mischmaschine stand auf der schon vorher geschütteten Rampe. Ein

Eingebaut wurden:

- 163 kieferne Rammpfähle mit einer Länge von je 10 m,
- 720 m<sup>3</sup> Beton für die Pfeiler und Widerlager mit rd. 4 t Rundeiseneinlagen und
- 680 m<sup>3</sup> Eisenbeton für den Überbau mit
- 120 t Rundeiseneinlagen.

Rechnet man die Massen des Überbaues auf 1 lfd. m Brücke um, so ergeben sich rd. 5 m<sup>3</sup> Beton und 900 kg Rundeisen.

Die Kosten betragen für das eigentliche Brückenbauwerk rund 250 000 RM.

Die Ausführung der Arbeiten wurde vom Regierungspräsidenten in Potsdam auf Grund einer engeren Ausschreibung der Beton- und Monierbau AG, Berlin, übertragen. Nachdem am 17. März 1930 mit dem Einrichten der Baustelle begonnen war, wurde die Oderflutbrücke bereits am 12. September 1930 dem Verkehr übergeben. Am 8. November 1930 erhielt sie ihr erstes Hochwasser (Abb. 15), das mit NN + 3,21 m um nur 34 cm unter HHW lag.

Mit dem Bau der Oderflutbrücke ist ein weiteres Glied des Schwedter Oderüberganges den Anforderungen des neuzeitlichen Verkehrs angepaßt. Von den drei übrigen alten Holzbrücken sind im vergangenen Jahre zwei

weitere durch Neubauten ersetzt worden, und zwar wurde die Dammwiesenbrücke ähnlich der Oderflutbrücke, jedoch entsprechend der Gesamtstützweite von 53,90 m mit nur drei Überbauten von 16,50 m, 20,90 m und 16,50 m ausgebildet. Für die andere Brücke, die über die Meglitze, einen 6 m tiefen Altarm, führt, ergab sich ein stählerner Trapezträger von 66 m Stützweite als wirtschaftlichste Lösung.

Zur Zeit geht der Neubau der letzten Flutbrücke im Schwedt-Niederkräniger Oderdamm, der Ratswiesenbrücke, seiner Vollendung entgegen. Wie die Oderflutbrücke und die Dammwiesenbrücke, so führt auch die Ratswiesenbrücke über niedriges Gelände, das nur bei geöffnetem Polder vom Hochwasser überflutet wird. Die Gesamtstützweite von 29,20 m ergab als beste Lösung auch für diese Brücke einen wie die Oderflutbrücke ausgebildeten Gerberträger mit zwei Überbauten von je 14,60 m Stützweite, wobei der Kragarm eine Länge von 2,50 m erhielt. Die Brücke wird Mitte August dem Verkehr übergeben werden.

Da in diesem Jahre auch noch die eiserne Fachwerkbrücke über die Stromoder bei Niederkränig für die Lasten der Brückenklasse I verstärkt wird, so ist mit dem Abschluß dieser Arbeiten Ende 1932 der ganze Oderübergang bei Schwedt für schwersten Landstraßenverkehr ausgebaut und damit ein für den Osten wichtiges Kulturwerk vollendet.

## Berechnung von Schleuderbetonrohren für Kanaldüker, Durchlässe usw.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Otto Stoltzenburg, Magdeburg.

(Schluß aus Heft 31.)

2. Berechnung der inneren Kraftwirkungen für  $\varphi = 45^\circ$ .

Auf Grund der Gl. 37 werden rückwärts für  $x = 5, 4$  und  $3$  die zugehörigen Werte von  $\varphi$  ermittelt. Für  $x = 5$  ergibt sich  $\varphi \approx 45^\circ$ . Nach der Belastungsgleichung

$$q_e = \gamma_e [h_0 + r(1 - \cos \varphi)] \cos^5 \frac{\varphi}{2} \text{ ist für}$$

$$\varphi = 0 \dots q_e = \gamma_e h_0$$

$$\varphi = \frac{\pi}{2} \dots q_e = \gamma_e (h_0 + r) 0,17677$$

$$\varphi = \pi \dots q_e = 0.$$

Es ist also

$$\operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,17677$$

$$45 - \frac{\varphi}{2} = \operatorname{arc} \operatorname{tg} \sqrt{0,17677} = 22^\circ 50'$$

$$\varphi = 44^\circ 20' \approx 45^\circ.$$

Der Fehler gegen  $45^\circ$  ist also sehr gering und darf bei der Ungenauigkeit der Ermittlung der Böschungswinkel von Erdarten vernachlässigt werden. Mit

$$1 - \cos \varphi = 2 - 2 \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2} \text{ erhält man}$$

$$(39) \quad q_e = \gamma_e \left[ (h_0 + 2r) \cos^5 \frac{\varphi}{2} - 2r \cdot \cos^7 \frac{\varphi}{2} \right].$$

a) Die Belastung des Rohres von oben.

Mit diesen Belastungshöhen  $q$  wird die senkrechte Belastung des Rohres bis zu einem beliebigen Punkte A entsprechend einem Zentrwinkel  $\alpha$  berechnet (Abb. 10).

$$V_\alpha = r \int_0^\alpha q_e \cdot \cos \varphi \, d\varphi, \text{ wobei } \cos \varphi = 2 \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2} - 1 \text{ ist,}$$

daher ist

$$V_\alpha = r \int_0^\alpha (2q_e \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2} - q_e) \, d\varphi$$

$$V_\alpha = \gamma_e r \int_0^\alpha \left[ 2(h_0 + 2r) \cos^7 \frac{\varphi}{2} - 4r \cdot \cos^9 \frac{\varphi}{2} - (h_0 + 2r) \cos^5 \frac{\varphi}{2} + 2r \cdot \cos^7 \frac{\varphi}{2} \right] d\varphi$$

$$V_\alpha = r \gamma_e \int_0^\alpha \left[ 2h_0 \cdot \cos^7 \frac{\varphi}{2} + 6r \cdot \cos^7 \frac{\varphi}{2} - 4r^2 \cdot \cos^9 \frac{\varphi}{2} - (h_0 + 2r) \cos^5 \frac{\varphi}{2} \right] d\varphi.$$

Die Integration ergibt:

$$V_\alpha = \gamma_e r \left[ h_0 \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \left( \frac{4}{7} \cdot \cos^6 \frac{\alpha}{2} + \frac{2}{7} \cdot \cos^4 \frac{\alpha}{2} + \frac{8}{21} \cdot \cos^2 \frac{\alpha}{2} + \frac{16}{21} \right) + r \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \left( -\frac{8}{9} \cdot \cos^5 \frac{\alpha}{2} + \frac{44}{63} \cdot \cos^3 \frac{\alpha}{2} + \frac{4}{105} \cdot \cos \frac{\alpha}{2} + \frac{16}{315} \cdot \cos^2 \frac{\alpha}{2} + \frac{32}{9 \cdot 35} \right) \right].$$

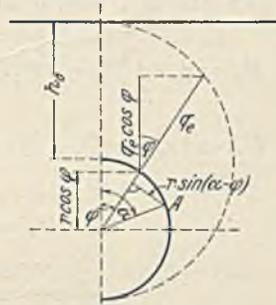


Abb. 10.

Für  $\alpha = 0$  ist  $V_\alpha = 0$

$$\alpha = \frac{\pi}{2} \text{ ist } V_\alpha = \gamma_e r \left( \frac{23}{42} \sqrt{2} h_0 + \frac{53}{630} \sqrt{2} r \right)$$

$$V_\alpha = \gamma_e r (0,774 h_0 + 0,119 r)$$

$$\alpha = \pi \text{ ist } V_\alpha = \gamma_e r \left( \frac{16}{21} h_0 + \frac{32}{9 \cdot 35} r \right)$$

$$V_\alpha = \gamma_e r (0,762 h_0 + 0,102 r).$$

Es sind nun erst die Werte C und D zu berechnen.

b) Bodengegendruck unter der Sohle.

Es ist nach Gl. 2a

$$V_p = \frac{1}{2} \cdot p \cdot r$$

für eine Auflagerfläche entsprechend einem Zentrwinkel von  $30^\circ$  beiderseits der lotrechten Achse. Nun ist  $V_p = +V_{\alpha=\pi}$ , daher, wenn

$$p = \frac{2}{r} \cdot V_p = + \frac{2}{r} \cdot V_{\alpha=\pi}$$

(40)

$$p = + \gamma_e (1,524 h_0 + 0,204 r)$$

Ferner ist nach Gl. 4 für  $\alpha = \pi$

$$(41) \quad M_\alpha'' = \frac{p r^2}{8} = + \gamma_e r^2 (0,191 h_0 + 0,025 r).$$

Weiter ist nach Gl. 8

$$(42) \quad C = + \gamma_e r^2 (0,032 h_0 + 0,004 r)$$

und nach Gl. 9

$$(43) \quad D = + \gamma_e r^2 (0,064 h_0 + 0,009 r).$$

c) Moment der äußeren Kräfte.

Das Biegemoment infolge von Hinterfüllung und Überschüttung der Rohre ist dann für einen beliebigen Punkt A (Abb. 10)

$$dM_\alpha' = q_e \, ds \, r \cdot \sin(\alpha - \varphi), \text{ daher}$$

$$M_\alpha' = r^2 \int_0^\alpha q_e (\sin \alpha \cos \varphi - \cos \alpha \sin \varphi) \, d\varphi.$$

Setzt man nach Gl. 39 den Wert für  $q_e$  ein und berücksichtigt, daß

$$\cos \varphi = 2 \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2} - 1 \text{ und } \sin \varphi = 2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \cdot \cos \frac{\varphi}{2},$$

dann ergibt die Integration

$$(44) \quad M_\alpha' = \gamma_e r^2 \left[ \frac{4}{21} h_0 \left( 3 + 8 \cdot \cos^2 \frac{\alpha}{2} - 6 \cdot \cos^4 \frac{\alpha}{2} - 4 \cdot \cos^6 \frac{\alpha}{2} - \cos^8 \frac{\alpha}{2} \right) + \frac{8}{315} r \left( 10 + 8 \cdot \cos^2 \frac{\alpha}{2} - 20 \cdot \cos^4 \frac{\alpha}{2} - 12 \cdot \cos^6 \frac{\alpha}{2} + 7 \cdot \cos^8 \frac{\alpha}{2} + 7 \cdot \cos^7 \frac{\alpha}{2} \right) \right]$$

Es ist für  $\alpha = 0 \dots M_\alpha' = 0$

$$\alpha = \frac{\pi}{2} \dots$$

$$M_\alpha' = \gamma_e r^2 (0,775 h_0 + 0,083 r),$$

und für  $\alpha = \pi$  ist

$$(45) \quad M_\alpha' = \gamma_e r^2 (0,572 h_0 + 0,254 r).$$

d) Berechnung von  $M_o$  und  $H_o$  für den Böschungswinkel  $\varrho = 45^\circ$ .

Es ist wieder nach Gl. I

$$(46) \quad M_\alpha = M_o + H_o r - H_o r \cdot \cos \alpha - M_\alpha' - \left( M_\alpha'' \text{ zwischen } \frac{5}{6} \cdot \pi \text{ bis } \pi \right)$$

Es ist  $\int M_\alpha d\alpha = 0$  nach Gl. II

$$0 = \int_0^\pi (M_o + H_o r - H_o r \cdot \cos \alpha) d\alpha - \int_0^\pi M_\alpha' d\alpha - \int_{5/6\pi}^\pi M_\alpha'' d\alpha$$

Man setze  $\frac{4}{21} \cdot \gamma_e r^2 h_o = R_4$  und  $\frac{4}{21} \cdot \gamma_e r^3 \cdot \frac{2}{15} = R_5$  und führe

wieder ein:  $H_o r \cdot \cos \alpha = H_o r \left( 2 \cdot \cos^2 \frac{\alpha}{2} - 1 \right)$ , dann ist

$$0 = \int_0^\pi \left( M_o + 2 H_o r - 3 R_4 - 10 R_5 \right) + \cos \frac{\alpha}{2} [-8 R_4 - 8 R_5] + \cos^2 \frac{\alpha}{2} [-2 H_o r + 6 R_4 + 20 R_5] + \cos^3 \frac{\alpha}{2} [4 R_4 + 12 R_5] + \cos^5 \frac{\alpha}{2} [R_4 - 7 R_5] + \cos^7 \frac{\alpha}{2} [-7 R_5] d\alpha - C$$

Ferner werden folgende Summanden für die konstanten Werte eingeführt:

$$\begin{aligned} M_o + 2 H_o r - 3 R_4 - 10 R_5 &= S_1 \\ -8 R_4 - 8 R_5 &= S_2 \\ -2 H_o r + 6 R_4 + 20 R_5 &= S_3 \\ 4 R_4 + 12 R_5 &= S_4 \\ R_4 - 7 R_5 &= S_5 \\ -7 R_5 &= S_6 \end{aligned} \quad \text{Dann ist}$$

$$(47) \quad 0 = \int_0^\pi \left( S_1 + S_2 \cdot \cos \frac{\alpha}{2} + S_3 \cdot \cos^2 \frac{\alpha}{2} + S_4 \cdot \cos^3 \frac{\alpha}{2} + S_5 \cdot \cos^5 \frac{\alpha}{2} + S_6 \cdot \cos^7 \frac{\alpha}{2} \right) d\alpha - C$$

Die Integration ergibt

$$0 = \left( S_1 + \frac{S_2}{2} \right) \pi + \left( 2 S_2 + \frac{16}{15} \cdot S_3 + \frac{32}{35} \cdot S_4 + \frac{4}{3} \cdot S_5 \right) - C$$

oder für die Summanden die Einzelwerte eingesetzt:

$$(48) \quad 0 = M_o \pi + H_o r \pi - \frac{48}{5} \cdot R_4 - \frac{208}{15} \cdot R_5 - C$$

Ferner ist

$$\int M_\alpha (1 - \cos \alpha) d\alpha = 0 \quad (\text{s. Gl. III}) \quad \text{oder}$$

$$\int M_\alpha \left( 2 - 2 \cdot \cos^2 \frac{\alpha}{2} \right) d\alpha = 0$$

Die Gl. 47 geht daher in folgende Form über, wobei durch 2 dividiert wird:

$$0 = \int_0^\pi \left[ S_1 + S_2 \cdot \cos \frac{\alpha}{2} + (S_3 - S_1) \cos^2 \frac{\alpha}{2} + (S_4 - S_2) \cos^3 \frac{\alpha}{2} - S_3 \cdot \cos^4 \frac{\alpha}{2} + (S_5 - S_4) \cos^5 \frac{\alpha}{2} + (S_6 - S_5) \cos^7 \frac{\alpha}{2} - S_6 \cdot \cos^9 \frac{\alpha}{2} \right] d\alpha - \frac{D}{2}$$

Die Integration ergibt

$$0 = \frac{\pi}{2} \left( M_o + \frac{3}{2} \cdot H_o r - \frac{3}{2} \cdot R_4 - 5 R_5 \right) - \frac{1}{2} \cdot D + \frac{16}{15} \cdot R_4 - \frac{16}{3} \cdot R_5 + \frac{16}{105} \cdot R_4 + \frac{48}{15} \cdot R_5 - \frac{16}{3} \cdot R_5 - \frac{16}{15} \cdot R_5 - \frac{32}{45} \cdot R_5$$

oder, mit 2 multipliziert:

$$(49) \quad 0 = \pi \left( M_o + \frac{3}{2} \cdot H_o r - \frac{3}{2} \cdot R_4 - 5 R_5 \right) - D - \frac{288}{35} \cdot R_4 - \frac{352}{45} \cdot R_5$$

Es war nach Gl. 48

$$0 = M_o \pi + H_o r \pi - \frac{48}{5} \cdot R_4 - \frac{208}{15} \cdot R_5 - C$$

Durch Subtraktion der Gl. 48 von Gl. 49 folgt

$$H_o r = 3 R_4 + 10 R_5 - \frac{32}{5\pi} \left( \frac{3}{7} \cdot R_4 + \frac{17}{9} \cdot R_5 \right) + \frac{2}{\pi} (D - C)$$

Aus Gl. 48 ergibt sich

$$M_o = -(3 R_4 + 10 R_5) + \frac{16}{5\pi} \left( \frac{27}{7} \cdot R_4 + \frac{73}{9} \cdot R_5 \right) - \frac{2D - 3C}{\pi}$$

Es war

$$R_4 = \frac{4}{21} \cdot \gamma_e r^2 h_o$$

$$R_5 = \frac{8}{315} \cdot \gamma_e r^3$$

$$\frac{3}{7} \cdot R_4 + \frac{17}{9} \cdot R_5 = \gamma_e r^2 \left( \frac{12}{21 \cdot 7} \cdot h_o + \frac{17 \cdot 8}{9 \cdot 315} \cdot r \right)$$

$$\frac{27}{7} \cdot R_4 + \frac{73}{9} \cdot R_5 = \gamma_e r^2 \left( \frac{27 \cdot 4}{7 \cdot 21} \cdot h_o + \frac{73 \cdot 8}{9 \cdot 315} \cdot r \right)$$

Ferner ist

$$\frac{2}{\pi} (D - C) = + \gamma_e r^2 (0,020 h_o + 0,003 r) \quad \text{und}$$

$$\frac{1}{\pi} (2D - 3C) = + \gamma_e r^2 (0,010 h_o + 0,002 r)$$

Dann ist bei Einsenkung dieser Werte

$$(50) \quad H_o = \gamma_e r (0,426 h_o + 0,159 r)$$

Es ist

$$M_o = + \gamma_e r^2 \left( -\frac{4}{7} \cdot h_o - \frac{16}{63} \cdot r + 0,748 h_o + 0,210 r - 0,010 h_o - 0,002 r \right)$$

$$(51) \quad M_o = \gamma_e r^2 (0,166 h_o - 0,046 r)$$

e) Berechnung von  $M_u$ ,  $H_u$ ,  $M_k$  und  $V_k$ .

Für den Böschungswinkel  $\varrho = 45^\circ$ .

Zur Berechnung von  $H_u$  ist noch die waagerechte Kraft infolge Erddrucks zu berechnen.

$$(52) \quad H_\alpha' = \int_0^\alpha q_e d s \cdot \sin \varphi = r \int_0^\alpha q_e \cdot \sin \varphi d \varphi$$

nach Abs. D. I. wird  $q_e$  eingesetzt.

$$H_\alpha' = \gamma_e r \int_0^\alpha \left[ (h_o + 2r) \cos^5 \frac{\varphi}{2} \cdot \sin \varphi - 2r \cdot \cos^7 \frac{\varphi}{2} \cdot \sin \varphi \right] d \varphi$$

$$H_\alpha' = 4 \gamma_e r \left[ -(h_o + 2r) \frac{1}{7} \cdot \cos^7 \frac{\alpha}{2} + \frac{2}{9} \cdot r \cdot \cos^9 \frac{\alpha}{2} + \frac{1}{7} (h_o + 2r) - \frac{2}{9} \cdot r \right]$$

Für  $\alpha = \pi$  ist:

$$H_\alpha' = 4 \gamma_e r \left[ \frac{1}{7} (h_o + 2r) - \frac{2}{9} \cdot r \right]$$

$$(53) \quad H_\alpha' = \gamma_e r (0,571 h_o + 0,254 r)$$

Für  $\alpha = \frac{\pi}{2}$  ist:

$$(54) \quad H_\alpha' = \gamma_e r (0,52 h_o + 0,196 r)$$

Da die Summe der waagerechten Kräfte gleich Null sein muß, ist

$$(55) \quad H_o + H_u = \Sigma H_\alpha'$$

Für  $\alpha = \pi$  ist dann

$$(56) \quad H_u = \gamma_e r (0,145 h_o + 0,095 r)$$

Weiter ist nach Gl. 46 und für  $\alpha = \pi$

$$M_u = M_o + 2 H_o r - \Sigma M_\alpha' - \Sigma M_\alpha''$$

nach Gl. 41 ergibt sich

$$\Sigma M_\alpha'' = + \gamma_e r^2 (0,191 h_o + 0,025 r)$$

$$(57) \quad M_u = \gamma_e r^2 (0,255 h_o - 0,007 r)$$

Im Kämpfer werden  $H_\alpha$  und  $M_\alpha$  gleich  $V_k$  und  $M_k$ .

$$(58) \quad V_k = \gamma_e r (0,774 h_o + 0,119 r)$$

Ferner ist nach Gl. I

$$M_k = M_o + H_o r - \Sigma M_\alpha'$$

$$(59) \quad M_k = -\gamma_e r^2 (0,163 h_o - 0,030 r)$$

3. Berechnung der inneren Kraftwirkungen bei Böschungswinkel  $\varrho = 37^\circ$  und  $29^\circ$ .

Im vorhergehenden Absatz ist für den Reibungswinkel  $\varrho = 44^\circ 20' \approx 45^\circ$  die Berechnung der Momente und Normalkräfte durchgeführt, wobei sich die Belastung infolge Erddrucks mit  $\cos^5 \frac{\varphi}{2}$  ändert.

Dieselbe Rechnung ist mit  $\cos^4 \frac{\varphi}{2}$  für  $\varrho \approx 37^\circ$  durchgeführt worden.

Es war dafür die Belastungsgleichung

$$(60) \quad q_e = \gamma_e [h_o + r (1 - \cos \varphi)] \cos^4 \frac{\varphi}{2}$$

Für den Böschungswinkel  $\varrho = 29^\circ$  war ebenso

$$(61) \quad q_e = \gamma_e [h_o + r (1 - \cos \varphi)] \cos^3 \frac{\varphi}{2}$$

Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind im Abschnitt F angegeben. Sollten für eine genaue Rechnung zwischen den so gefundenen  $\rho$ -Werten noch Zwischenwerte gebraucht werden, so müssen die Momente und Normalkräfte zunächst für die Nachbarwerte  $\rho$  errechnet und die gesuchten Werte interpoliert werden.

**F. Zusammenstellung der Formeln (Abb. 11).**

a) Für Eigengewicht.

$$p = + 6,283 \gamma_b \delta$$

$$H_o = - 0,416 \gamma_b \delta r \quad M_o = + 0,458 \gamma_b \delta r^2$$

$$V_k = + 1,571 \gamma_b \delta r \quad M_k = - 0,529 \gamma_b \delta r^2$$

$$H_u = + 0,416 \gamma_b \delta r \quad M_u = + 0,841 \gamma_b \delta r^2$$

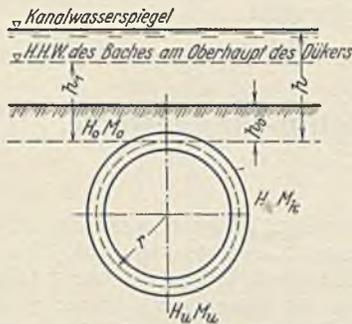


Abb. 11.

b) Für äußeren Wasserdruck.

$$p = - 3,142 \gamma_w r$$

$$H_o = + 0,708 \gamma_w r^2 \quad M_o = - 0,229 \gamma_w r^3$$

$$V_k = + 0,215 \gamma_w r^2 \quad M_k = + 0,254 \gamma_w r^3$$

$$H_u = + 1,292 \gamma_w r^2 \quad M_u = - 0,420 \gamma_w r^3$$

Zusätzliche Druckbelastung  $\sigma'_{bd} = + \frac{r h}{\delta}$ .

c) Für inneren Wasserdruck.

$$p = + 3,142 \gamma_w r$$

$$H_o = - \gamma_w r (h_1 + 0,708 r) \quad M_o = + 0,229 \gamma_w r^3$$

$$V_k = - \gamma_w r (h_1 + 0,215 r) \quad M_k = - 0,254 \gamma_w r^3$$

$$H_u = - \gamma_w r (h_1 + 1,292 r) \quad M_u = + 0,420 \gamma_w r^3$$

d) Für seitliche Verfüllung und Überschüttung.

1. Mit Böschungswinkel  $\rho = 45^\circ$ .

$$p = \gamma_e (1,524 h_0 + 0,204 r)$$

$$H_o = \gamma_e r (0,426 h_0 + 0,159 r) \quad M_o = \gamma_e r^2 (0,166 h_0 - 0,046 r)$$

$$V_k = \gamma_e r (0,774 h_0 + 0,119 r) \quad M_k = - \gamma_e r^2 (0,163 h_0 - 0,030 r)$$

$$H_u = \gamma_e r (0,145 h_0 + 0,095 r) \quad M_u = \gamma_e r^2 (0,255 h_0 - 0,007 r)$$

2. Mit Böschungswinkel  $\rho = 37^\circ$ .

$$p = \gamma_e (1,571 h_0 + 0,196 r)$$

$$H_o = \gamma_e r (0,479 h_0 + 0,193 r) \quad M_o = \gamma_e r^2 (0,156 h_0 - 0,035 r)$$

$$V_k = \gamma_e r (0,819 h_0 + 0,131 r) \quad M_k = - \gamma_e r^2 (0,175 h_0 - 0,026 r)$$

$$H_u = \gamma_e r (0,191 h_0 + 0,140 r) \quad M_u = \gamma_e r^2 (0,251 h_0 - 0,006 r)$$

3. Mit Böschungswinkel  $\rho = 29^\circ$ .

$$p = \gamma_e (1,600 h_0 + 0,152 r)$$

$$H_o = \gamma_e r (0,550 h_0 + 0,249 r) \quad M_o = \gamma_e r^2 (0,140 h_0 - 0,054 r)$$

$$V_k = \gamma_e r (0,849 h_0 + 0,148 r) \quad M_k = - \gamma_e r^2 (0,159 h_0 - 0,047 r)$$

$$H_u = \gamma_e r (0,250 h_0 + 0,208 r) \quad M_u = \gamma_e r^2 (0,240 h_0 - 0,032 r)$$

**G. Bemerkungen zu den Berechnungsgrundlagen.**

1. Belastungsannahmen.

Für die Höhe  $h$  (äußerer Wasserdruck) ist der Grundwasserspiegel maßgebend. Bei nicht gedichtetem Kanal fällt dieser im Kanalbett mit dem (gegebenenfalls angespannten) Kanalwasserspiegel zusammen, während er unter dem Leinpfad, besonders in tiefen Einschnitten, auch höher liegen kann.

Ist das Kanalbett über dem Rohr durch eine Ton- oder Lehmschicht vollständig gedichtet (Abb. 12), so daß das Kanalwasser nicht mit dem dann tiefer liegenden Grundwasser um den Düker in Verbindung steht, so wirkt das Kanalwasser nur als Auflast, deren Höhe auf das Einheitsgewicht des Überschüttungsbodens umzurechnen und  $h_0$  (Abs. E. 1.) zuzuschlagen ist.

Liegt der freie Grundwasserspiegel bei gedichtetem Kanal aber höher als die Kanalsole, wie das meist der Fall sein wird, so erleidet der von

der Dichtung begrenzte, in das Grundwasser eintauchende Teil des Kanalquerschnitts einen entsprechenden Auftrieb. In diesem Falle ist deshalb nur die zwischen dem freien Grundwasserspiegel und dem (angespannten)

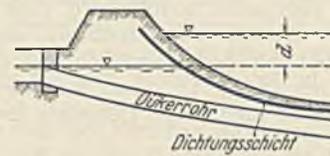


Abb. 12.

Kanalwasserspiegel liegende Höhendifferenz (Abb. 12) auf Überschüttungshöhe umzurechnen und  $h_0$  zuzuschlagen. Die Möglichkeit einer Senkung des Grundwasserspiegels ist dabei besonders auch während der Bauzeit des Kanals zu berücksichtigen und gesondert zu untersuchen.

Da bei zunehmender Höhe des Grundwasserstandes und Annahme eines allseitig voll auf das Rohr wirkenden Wasserdrucks die Druckzunahme auf den ganzen Rohrumfang die gleiche ist, werden hierdurch nur die Normalspannungen vergrößert, während sich die Momente nur bei Änderung des Rohrdurchmessers, oder wenn unter besonderen Umständen die Belastungsfigur des Wasserdrucks von der in Abb. 5 skizzierten abweicht, ändern. Die Größe der Wandspannung wird daher bei gleichem Durchmesser im allgemeinen weniger durch den Außenwasserdruck als durch die Erdauflast beeinflusst. Besonders wenn infolge der Beschaffenheit des Untergrundes ohne oder nur mit teilweise Auftrieb, d. h. mit  $\frac{\gamma_w}{2}$  und  $\frac{h}{2}$  zu rechnen ist. Hieraus ergibt sich, daß ein niedriger Grundwasserspiegel ungünstigere Momente in den Rohrwandungen hervorruft als höhere Grundwasserstände, ein Umstand, der besonders bei der Berechnung von  $H_0$  unter Leinpfad zu berücksichtigen ist.

**2. Zulässige Beanspruchung von Schleuderbetonrohren.**

Bei der Spannungsberechnung von Schleuderbetonrohren wird, um mit größerer Sicherheit zu rechnen,  $n = 15$  beibehalten, obgleich dieser Wert nur für die Druckelastizität des gewöhnlichen Betons und nicht für Schleuderbeton gilt. Genauer müßte das Verhältnis der Druck- und Zugelastizitätszahlen für Schleuderbeton im Mittel mit  $n = 8$  bis 10 eingesetzt werden. Das kleinere Elastizitätsmaß würde zwar um rd. 25% größere Zugbeanspruchungen ergeben, es wird jedoch auch in diesem Falle bei Ermittlung der Betonzugspannungen mit  $n = 15$  gerechnet und die zu günstige Berechnungsart durch die in gleicher Weise mit  $n = 15$  auf Grund von Versuchen berechnete und entsprechend angesetzte zulässige Betonzugbeanspruchung berücksichtigt.

Bei der Berechnung von Eisenbetonrohren nach den üblichen Formeln ist die Zugspannung des Betons vernachlässigt. Treten in einem Wandquerschnitt nur Zugspannungen auf, so dehnt sich ein hierdurch etwa entstehender Riß im Beton sofort über den ganzen Wandquerschnitt aus. Es tritt u. U. Wasser aus dem Riß aus. Treten in dem Wandquerschnitt Zug- und Druckspannungen auf, dann übernehmen die Eisen auf der Zugseite zwar bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit und Rissebildung bis zur neutralen Faser die gesamten Zugkräfte, aber das u. U. beton-schädliche Wasser findet Zutritt in das Innere der Betonwandung und kann das Betongefüge zerstören. Es ist daher hier besonders darauf Bedacht zu nehmen, daß das Rohr nicht nur den statischen Beanspruchungen standhalten kann, sondern unter allen Umständen auch wasserdicht bleiben muß, daß also durchgehende Risse unter allen Umständen ausgeschlossen sein sollen, aber auch Einrisse im Beton im Bereich der Zugzone des Querschnitts verhütet werden müssen. Es muß daher in der statischen Berechnung nachgewiesen werden, daß die Betonzugfestigkeit sicher nicht überschritten wird. Die Sicherheit gegen das Auftreten der ersten Zugrisse braucht jedoch nicht ebenso hoch bemessen zu werden wie die Sicherheit bezüglich der Standfestigkeit.

Als zulässige Spannungen für die Rohre von Dükern, Durchlässen und Einlässen aus Schleuderbeton werden daher angenommen

$$\text{Druck } \sigma_{bd} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Zug } \sigma_{bz} = 40 \text{ "}$$

und für die Eisenbewehrung

$$\text{Zug } \sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

Die zulässige Zugspannung beträgt dann rund die Hälfte der Biegezugfestigkeit beim Auftreten der ersten Haarrisse. Durch Scheiteldruckversuche an gelieferten Rohren ist die Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen Erhärtung zwischen 80 und 85 kg/cm<sup>2</sup> ermittelt worden. Ist die nachgewiesene Biegezugfestigkeit des Schleuderbetons größer oder kleiner als 80 kg/cm<sup>2</sup>, so sind die Werte für die zulässigen Spannungen entsprechend zu ändern. Die Bruchfestigkeit ist etwa doppelt so groß wie die Biegezugfestigkeit beim Auftreten der ersten Haarrisse.

**4. Beanspruchung des Dükers während der Bauzeit des Kanals.**

Wird ein Düker in einer offenen Baugrube hergestellt, die durch Grundwasserabsenkung trockengelegt ist, und ist nach den Umständen

damit zu rechnen, daß das Grundwasser nach Außerbetriebsetzung der Absenkungsanlage nicht sofort wieder ansteigt oder durch eine benachbarte Grundwasserabsenkungsanlage, z. B. für den Aushub des Kanalbettes, wieder gesenkt, die Baugrube aber sofort verfüllt wird, dann ist dieser sehr ungünstige Belastungsfall ebenfalls zu untersuchen und die Spannungen infolge der hohen Auflast mit Boden von höherem spezifischen Gewicht ohne Auftrieb sind zu ermitteln. Da dieser Belastungsfall aber nur vorübergehend auftritt, dürfen hierfür die zulässigen Beanspruchungen um 30% erhöht werden.

#### 4. Konstruktionseinzelheiten der Schleuderbetonrohre.

Mit Rücksicht auf die Herstellungsweise der Schleuderbetonrohre, für die eine äußere Schalung aus starker Eisenkonstruktion erforderlich ist, sind bei der Entwurfsbearbeitung die Maße für den äußeren Durchmesser als feststehend anzunehmen und der innere Durchmesser durch

Abzug der Wandstärken zu ermitteln. Als Normalmaße einer Lieferfirma für den äußeren Durchmesser werden z. B. angegeben:

0,94 m,	entsprechend einem inneren $\phi$ von 0,80 m bei 7 cm Wandstärke
1,06 "	" " " " $\phi$ " 0,90 " " 8 " "
1,16 "	" " " " $\phi$ " 1,00 " " 8 " "
1,368 "	" " " " $\phi$ " 1,20 " " 8,4 " "
1,70 "	" " " " $\phi$ " 1,50 " " 10 " "
2,24 "	" " " " $\phi$ " 2,00 " " 12 " "

Ist eine Vergrößerung der Wandstärken erforderlich, so muß der innere Durchmesser entsprechend verkleinert werden.

Für die Bewehrung der Rohrwände aus Schleuderbeton werden aus konstruktiven Gründen im allgemeinen für jede Spirale mindestens 12 Windungen je m Rohrlänge von 8 mm  $\phi$  und höchstens 24 Windungen von 12 mm  $\phi$  zu wählen sein.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Bau des Reichsbahn-Ausbesserungswerks Berlin-Schöneweide.

Von Reichsbahnrat Erich Zorn, Berlin.

(Schluß aus Heft 31.)

Ein wesentlich günstigeres Ergebnis wurde bei dem Vergleich zwischen einem geschweißten und einem genieteten Kranbahnträger in der Halle N erzielt. Die Kranbahnträger haben Stoßlängen von 12 m und eine Stehblechhöhe von 1,20 m. Die Ersparnis betrug in diesem Falle durch Schweißung 33% gegenüber der Nietung. Diese bedeutende Ersparnis ist

an sich auch ohne weiteres zu erkennen, wenn man die beiden Querschnitte der Kranbahnträger einmal betrachtet, vgl. Abb. 10 u. 11.

Weiter war bemerkenswert, daß es bei den T-förmigen geschweißten Ober- und Untergurten der Binder nicht immer gelungen war, die angesetzten senkrechten Bleche auch einwandfrei auf der Mitte der waagerechten Bleche anzuschweißen. Es kommen hier Abweichungen bis zu 10 mm von der Achse vor. Ein Zeichen, daß auf sorgfältige Einspannung der Bleche in der Werkstatt das größte Gewicht gelegt werden muß.



Abb. 10. Halle N. Genieteter Kranbahnträger.

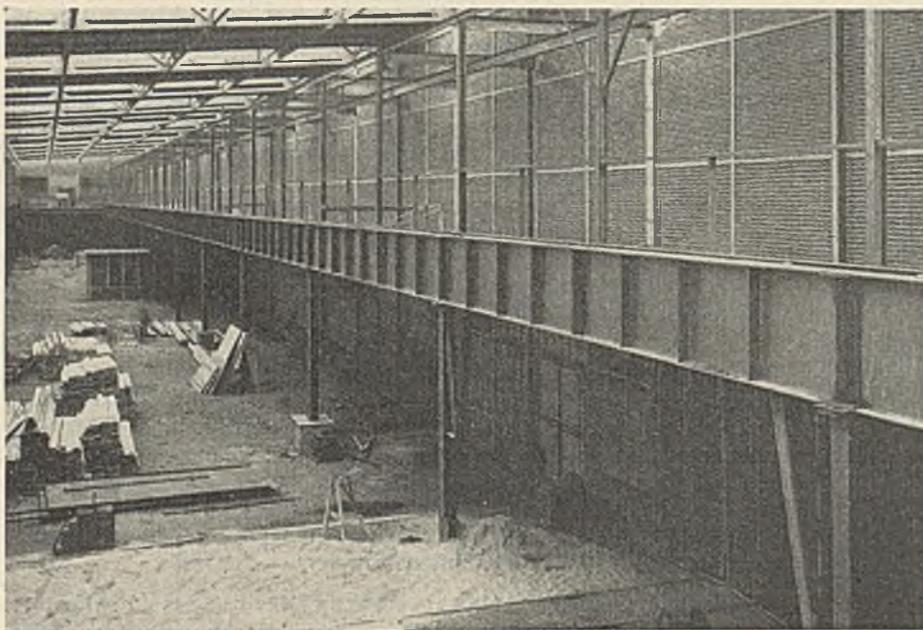


Abb. 11. Halle N. Geschweißter Kranbahnträger.

#### c) Die Dacheindeckung.

Wie bereits erwähnt, bestehen die Dächer der eisernen Hallen aus Hohlsteinen mit Eiseneinlagen. Die großen Hallen (A bis D, M, R und N) sind mit 7 cm, die Lackiererei mit 6 cm dicken Steinen eingedeckt. Die Dächer liegen auf den Oberflanschen der eisernen Sparren auf und haben eine freitragende Stützweite von 2,67 m. Um ein Abheben der Decken zu verhindern, sind Windhaken über den Sparren, also rund alle 2,70 m, eingelegt worden. An den Traufen wurden Betonbänder mit hölzernen Dübeln zur Befestigung der Zinkrinnen in 65 cm Abstand hergestellt.

Während die Dächer der großen Hallen A, B und C, wie bereits gesagt, ohne Isolierung ausgeführt wurden, sind die Hallen M, R, D und N mit einer Isolierung versehen worden. Der Grund hierfür war der, daß in diesen Hallen Bühnen eingebaut worden sind, und daß durch die großen Dach- und Oberlichtflächen gerade hier sich eine starke Wärmeentwicklung ergeben mußte. Um nun wenigstens die Wärmeausstrahlungen der zwischen den Oberlichtern liegenden Hohlsteindecken, die eine Breite von 8 m besitzen, herabzumindern, wurden diese isoliert. Die Wahl hierfür fiel bei den Werkstatthallen (M und R) auf Torfisoform, während bei der jetzigen Erweiterung, bei den Hallen D und N, Torfoleumplatten verwendet wurden. Die Wärmeleitfähigkeit ist bei beiden Stoffen annähernd die gleiche. Sie beträgt bei Torfisoform 0,029, bei Torfoleum 0,033. Da die Isolierungsplatten weich und elastisch sind, mußte, um ein Durchtreten der Dachpappe beim Begehen der Dächer zu vermeiden, noch eine Betonschutzschicht von 2,5 bzw. 3 cm im Mischungsverhältnis 1:4 in hochwertigem Zement aufgebracht werden. Die Dächer selbst wurden mit teerfreier Pappe, und zwar teils mit Bitumitekt, teils mit Lederoid im Gewichte von 35 kg/20 m<sup>2</sup> und darunter mit einer Lage 150er Asphaltpappe eingedeckt. Die gesamten eingedeckten Hallenflächen betragen rd. 26 000 m<sup>2</sup>.

#### d) Die Oberlichter.

Die Oberlichter der großen Hallen haben eine Breite von 4 m und reichen über die ganze Länge der Binder. Sie haben einen Neigungswinkel von rd. 45° und sind an den Enden abgewalmt. Um die späteren Ausbesserungen an diesen Stellen möglichst gering zu gestalten, wurden die kittlosen verbleiten Oberlichter der Firma J. Eberspächer aus Eßlingen a. N. verwendet. Die Drahtglasscheiben sind 6 bis 8 mm dick; sie sind auf einer Sprossenteilung von 76,4 cm verlegt worden, haben

eine Breite von 75 cm und sind 3,10 m lang. Als Deckschienen wurden Drahtglasschienen von 5/50 cm verwendet, deren Ränder drahtfrei gehalten sind. Die Firstbleche und die Deckschienenbügel sind wie die Sprossen ebenfalls verbleit.

Auf besonders große Helligkeit wurde in der Lackiererei Wert gelegt. Es sind hier deshalb in der Mitte zwischen den Oberlichtern, die über den Bindern liegen, nochmals Oberlichter von den gleichen Abmessungen in freitragender Konstruktion eingebaut worden. Allerdings kamen diese nur über den Seitenschiffen zur Ausführung, da hier die einzelnen Arbeitsvorgänge stattfinden, während in dem Mittelschiff sich nur die Schiebebühne befindet.

Aus Abb. 4 bis 6 u. 12 ist die Anordnung der Oberlichter der Wagenhallen, der Werkstatthallen und die der Lackiererei zu ersehen.

Zur Entlüftung der Wagen- und Werkstatthallen wurden beim Ausbau A auf jedem zweiten Oberlicht Sauger von 150/150 cm<sup>2</sup> Querschnitt aus verzinktem Eisenblech mit äußerer feststehender Jalousie und innerem heb- und senkbaren Deckel eingebaut. Da in den Werkstatthallen der hierdurch erwünschte Lüftungserfolg beim Ausbau A jedoch nicht erzielt wurde, so beschaffte das Reichsbahn-Ausbesserungswerk später für jedes Oberlicht der Werkstatthallen noch je einen Sauger von 75/120 cm<sup>2</sup> Abmessung. Beim Ausbau B wurde auf Grund dieser Erfahrung von vornherein je ein großer Entlüfter von 150/150 cm<sup>2</sup> Querschnitt auf jedem Oberlicht eingebaut. Auf den Oberlichtern der Lackiererei wurde ebenfalls

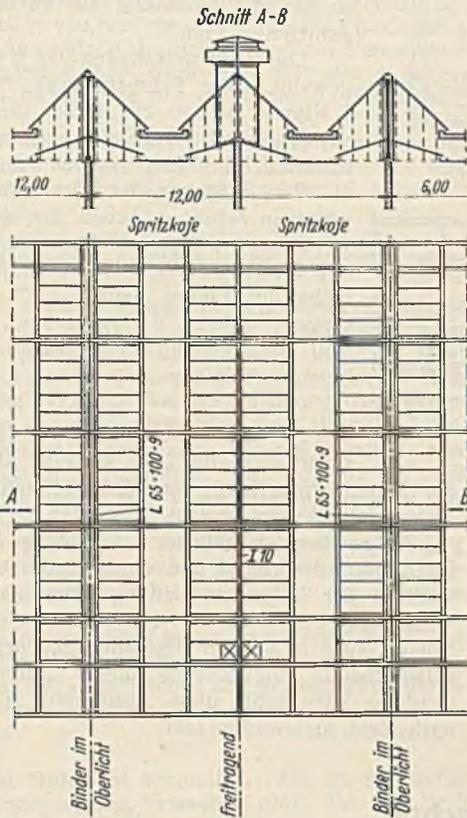


Abb. 12. Lackiererei. Oberlichtanordnung.

gefordert worden, daß der Fußbodenbelag schalldämpfend sein und keine nennenswerte Staubeentwicklung zulassen sollte. Beim Ausbau A fiel die Wahl hierfür auf Xylolith-Platten. Diese haben sich gut bewährt; sie haben den an sie gestellten Erwartungen voll entsprochen. Da dieser Fußbodenbelag indessen ziemlich teuer ist, so wurde er beim Ausbau B nicht wieder verwendet. Ein weiterer Umstand, der bei der Neuwahl ausschlaggebend war, war der, daß an den als Unterbeton herzustellenden Beton von der Xylolithplattenfirma bestimmte Forderungen gestellt werden, damit sie die Gewähr für die Haltbarkeit der Platten übernehmen kann. Der Unterbeton muß nämlich mit einer Zwischenlage aus Pappe als Isolierschicht versehen werden, um die Platten gegen etwa aufsteigende Erdfeuchtigkeit zu schützen. Infolge des Einbringens der Isolierschicht muß der Beton in zwei Lagen geschüttet und gestampft werden. Weiter muß der Beton etwa 20 bis 28 Tage abgebunden haben, ehe mit einer einwandfreien Verlegung der Platten begonnen werden darf. Die Schüttung des Unterbetons in zwei Lagen und die Anordnung der Isolierschicht verteuern natürlich die Fußbodenherstellung, während die lange Abbindezeit den Baufortschritt bei eiligen Bauten hemmend beeinflußt. Es wurde daher beim Ausbau B Fama-Belag verwendet, der in breiter Masse auf den Unterbeton aufgestrichen wird, und für den die oben angegebenen Forderungen nicht erhoben werden. Zur Vermeidung bzw. Verminderung von Rissebildungen wurden in den Fama-Fußboden in Anpassung an die Eisenkonstruktion kleine Holzleisten eingelegt, was beim Xylolithplattenbelag nicht erforderlich war, da hier, falls Risse auftraten, diese fast stets in den Fugen in Erscheinung traten. Ein gewisser Vorteil des Xyloliths, der immerhin beachtenswert ist.

Der Unterbeton — 20 cm dick — wurde im Mischungsverhältnis 1 : 8 hergestellt und erhielt, da er auf eine geringe Erdaufschüttung zu liegen kam, eine schwache Eisenbewehrung von 10-mm-Rundisen kreuzweise verlegt in etwa 20 cm Abständen. Diese Maßnahme hat sich als sehr zweckmäßig erwiesen, da hierdurch einmal die sonst üblichen Rissebildungen des Unterbetons wesentlich herabgemindert wurden, und zum anderen der Fußboden die verschiedenen, zur Zeit der Herstellung nicht voraus-zusehenden, später jedoch recht erheblichen Belastungen durch den Werkbetrieb ohne Senkungen anstandslos aufnahm.

Zur Untersuchung der Wagenkasten werden diese in den Hallen A, B und C auf eiserne Böcke abgesetzt, die in Führungen aus I-Eisen verschiebbar angeordnet sind. Um diese Führungseisen wurde der stärkeren Beanspruchung des Fußbodens wegen, da die Böcke beim Aufsetzen der Wagenkasten zuweilen einer Kippbeanspruchung ausgesetzt sind, somit also eine Kantenpressung entsteht, eine hiergegen besonders widerstandsfähige Platte verlegt. Es wurde hierfür die Ara-Platte verwendet.

Für die Gleise in den Hallen wurden Phönix-Rillenschienen eingebaut, die unter Verwendung von Asbeston-Dübeln auf durchgehenden Fundamenten verlegt wurden.

Um einen tunlichst ungehinderten Verkehr in den Hallen zu ermöglichen, wurden Arbeitsgruben nur dort angelegt, wo sie unbedingt erforderlich waren, nämlich in den Ein- und Ausfahrtgleisen der Werkstatthallen.

### 3. Der Wagenwaschschuppen.

Der Wagenwaschschuppen, in den die dem Ausbesserungswerk zur Untersuchung zugeführten Wagen zunächst einlaufen, ist 15,48 m breit und 92,14 m lang. Er hat massive Umfassungswände, ein eisernes Satteldach mit einem fast über die ganze Länge des Schuppens sich erstreckenden Oberlicht und einer dem Zweck angepaßten Fußbodenausbildung.

Das Oberlicht ist wieder kittlos und besteht, wie die übrigen, aus verbleiten Sprossen und Drahtglasscheiben. Für die Entlüftung wurden drei Sauger von je 75/160 cm<sup>2</sup> Querschnitt vorgesehen. Im Fußboden befinden sich zwischen den Gleisen oben geschlossene, nach den Seiten hin mit Öffnungen versehene Luftkanäle, und an den Untersuchungsgruben neben diesen ebensolche, aus denen im Winter warme Luft gegen die aufzutauenden Wagen geblasen wird. Außerdem sind parallel zu den Gleisen Abflußkanäle angeordnet, die das durch das Waschen und Auftauen anfallende Wasser auffangen und es der Kanalisation zuführen. Zu ihrer Abdeckung wurden Gitterroste verwendet. Da in diesem Schuppen der Fußboden dauernd dem Wasserangriff ausgesetzt ist, so wurde als Belag nicht Steinholz, also nicht Xylolith bzw. Fama, sondern Duromit in 3 cm Dicke verwendet. Duromit ist ein Gemisch aus hochwertigem Zement, Korund und Quarz. Die hiermit bisher gemachten Erfahrungen sind gut.

Die Schuppentore sind doppelwandige eiserne Falltore. Der Abschluß des Wagenwaschschuppens gegen die anschließenden Wagenhallen geschieht durch elektrisch angetriebene Weibelechrolltore, um durch das Öffnen etwaiger Torflügel nicht wertvollen Arbeitsraum zu verlieren.

Aus Abb. 14 ist die Ausbildung des Waschschuppens zu ersehen.

### 4. Das Werkstofflager.

Zum Unterbringen der Werkstoffe, Ersatzstücke und Geräte wurde ein besonderes Gebäude errichtet, das durch den Ausbau B um 100% vergrößert wurde. Die Umfassungswände sind aus Mauerwerk mit Ver-

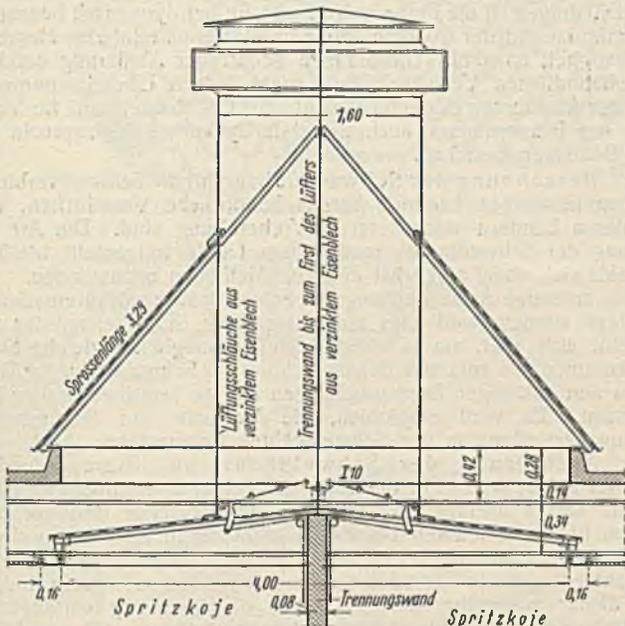


Abb. 13. Entlüfter auf freitragendem Oberlicht.

jedes Oberlicht mit einem Sauger, indessen von 75/160 cm<sup>2</sup> versehen. Abb. 13 zeigt einen Sauger auf einem Oberlicht der Lackiererei, wobei besonders auf die Anordnung der Luftführung aus den Spritzkojen hingewiesen wird.

### e) Der Fußboden.

Erfahrungsgemäß übt ein harter Fußboden einen sehr ungünstigen Einfluß auf die Leistungsfähigkeit und den Gesundheitszustand der Belegschaften aus. Die Arbeiter werden leicht fußlahm und ermüden sehr stark. Es wurde hier daher ein etwas elastischer Belag gewählt. Außerdem war

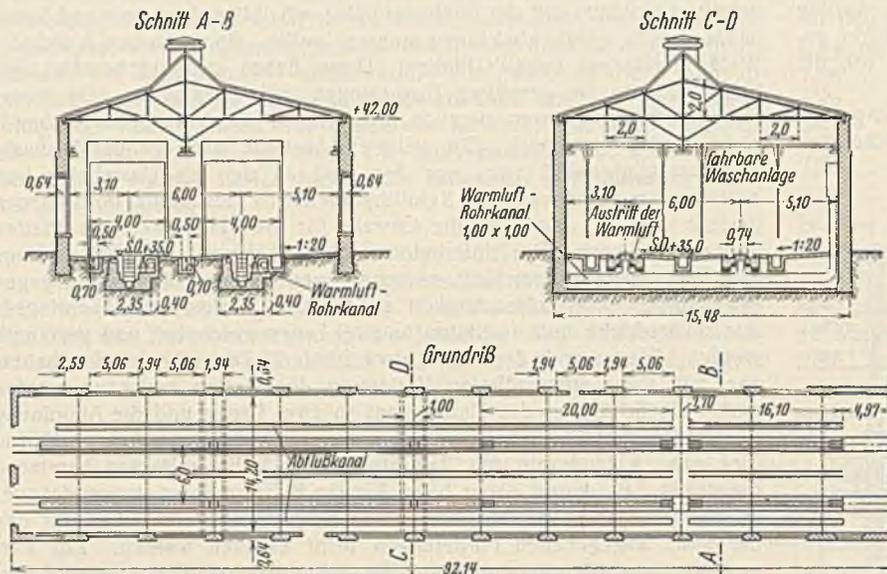


Abb. 14. Wagenwaschschuppen.

blendsteinen hergestellt worden. Das Dach ist ein einfaches Holzdach mit doppelter Papplage. Zur Aufnahme der großen Deckenlasten — es kamen folgende Nutzlasten in Frage: im Erdgeschoß 3000 kg/m<sup>2</sup>, im 1. Obergeschoß 2000 kg/m<sup>2</sup> und im 2. Obergeschoß 1000 kg/m<sup>2</sup> — wurde ein Eisengerüst mit eisernen Deckenträgern errichtet. Die Decken selbst bestehen aus gestelztem Eisenbeton im Mischungsverhältnis 1:2:2. Als Fußbodenbelag wurde ein 2 cm dicker Zementestrich in einer Mischung 1:3 hergestellt und dort, wo Karrbahnen waren, Duromit verwendet. Drei Treppenhäuser mit danebenliegenden Fahrstühlen dienen dem Verkehr der Personen und dem Transport der Werkstoffe usw.

**Direktor Deininger vierzig Jahre bei M. A. N.** Am 1. August 1932 kann Herr Direktor Dr.-Ing. ebr. Deininger, Leiter der Hochbauabteilung der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG, Werk Gustavsburg, auf eine vierzigjährige Tätigkeit bei der M. A. N. zurückblicken. Geboren in Nürnberg am 14. April 1870, trat er am 1. August 1892 in das Werk Nürnberg der M. A. N. ein und siedelte am 1. April 1901 von Nürnberg nach Gustavsburg über. Seit dem 7. September 1904 war er als Oberingenieur in der Hochbauabteilung tätig, deren Leitung er 1917 nach dem Ableben von August Böllinger (s. Zeitschrift Der Eisenbau 1917, S. 217 ff.) übernahm.

Vor 10 Jahren hat die Technische Hochschule Stuttgart Herrn Deininger in Anerkennung seiner großen Verdienste um die Entwicklung des Stahlhochbaues in wissenschaftlicher, konstruktiver und wirtschaftlicher Beziehung zu ihrem Ehrendoktor ernannt. Schon damals konnte er auf bahnbrechende Leistungen auf seinem Sondergebiet zurückblicken, von denen folgende Werke, bei deren Gestaltung er wesentlichen Anteil hatte, herausgegriffen seien: Die Ausstellungshalle Nürnberg (1905, vollwandige Binder; diagonale, zwei-stielige Stützen); das Südwerk Gustavsburg (1906, dreischiffige Halle mit einem der Kranausrüstung vollendet angepaßten und namentlich hinsichtlich der vollwandigen Binder bemerkenswerten Traggerippe); die Rippenkuppel der Fest- und Ausstellungshalle in Frankfurt am Main (erbaut 1907/1908); die Hellinggerüste von J. C. Tecklenborg in Geestemünde (erbaut 1906/1907, erweitert 1913 und 1917/1918); das Haus der Technik in Frankfurt am Main (erbaut 1921/1922); die Bahnhofshallen in Metz, Basel und Karlsruhe (1908 bis 1913); die Luftschiffhallen in Köln, Baden-Oos, Potsdam, Tondern, Wildeshausen, Königswusterhausen (1909 bis 1916).

In den letzten 10 Jahren sind viele weitere Stahlträgerrippe, muster-gültig im Gesamtaufbau und in der Einzeldurchbildung, unter der Leitung von Dr. Deininger entworfen und ausgeführt worden, Traggerippe, die ihm als gestaltendem Ingenieur in der Geschichte des Stahlbaues einen ehrenvollen Platz sichern werden. Erwähnt sei hier nur die Messehalle Nr. 7 in Leipzig, die mit einer lichten Weite von beinahe 100 m durch die eigenartige Binder- und Deckenausbildung ein ausgezeichnetes Hallen-Innenbild gibt. Diese Halle ist in dem ersten Aufsatz der seit 1928 herausgegebenen Zeitschrift Der Stahlbau beschrieben. Sie hat zusammen mit vielen anderen Gustavsburger Leistungen wesentlich dazu beigetragen, daß dem deutschen Stahlbau auch im Ausland eine hohe Wertschätzung entgegengebracht wird.

Mögen dem pflichtbewußten Fachmann noch viele Jahre fruchtbaren Schaffens auf seinem Sondergebiet beschieden sein. M-L.

**IV. Teilbericht über den Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Paris.** Hinsichtlich der Vorträge über die Gegenstände des Arbeitsgebietes III „Schweißen im Stahlbau“<sup>1)</sup> wird auf den offiziellen Vorbericht des Kongresses verwiesen, der später in

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1931, Heft 36, S. 534; 1932, Heft 22, S. 285.

## 5. Die Werkstraßen und die Umzäunung.

Besondere Beachtung wurde einer bequemen Zugänglichkeit zu allen Gebäuden geschenkt. Mit Hilfe gut ausgebauter befestigter Straßen kann man mit Fuhrwerken zu jedem Gebäude gelangen, was im Falle eines Brandes wesentlich ist. An diesen Wegen wurden überall verteilt Überflurhydranten vorgesehen, so daß die Feuerwehr auf kürzestem Wege das Löschwasser entnehmen kann.

Die Hauptwerkstraßen sind 8 m, die Nebenstraßen 6 m breit gewählt. Die Fahrbahndecke besteht aus Kleinsteinpflaster I. Klasse auf 20 cm dicker Betonunterlage im Mischungsverhältnis 1:6. Die Steine entstammen den sächsischen Granitbrüchen. Rd. 9200 m<sup>2</sup> Straßen wurden in dieser Weise ausgeführt.

Zur Sicherung des Werkgeländes wurde dieses mit einer massiven Mauer umgeben, die, um an Material zu sparen, in viertelstein Dicke mit Eiseneinlagen hergestellt worden ist. Als Pfosten wurden alte Eisenbahnschienen verwendet. Die Höhe des Zaunes beträgt 2,50 m. Er trägt, um das Übersteigen weiter zu erschweren, eine Stacheldrahtsicherung, 0,50 m hoch, und einen Glasschutz. Die Länge des Zaunes beträgt rd. 2500 m.

Mit den Ausbauten A und B ist das Ausbesserungswerk zunächst in die Lage versetzt, allen Anforderungen bezüglich der Untersuchung und der Wiederherstellung der zur Zeit laufenden elektrischen Wagen gerecht zu werden.

Bei weiterer erheblicher Ausdehnung des elektrischen Betriebes im Direktionsbezirk Berlin und einem dadurch bedingten bedeutenden Anwachsen der Wagenunterhaltung käme der Ausbau C und damit die Vollendung des Werkes in Frage. Das Gelände hierfür ist bereits vorhanden, auch ist bei der Gesamtplanung der Werkanlagen auf die zweckentsprechende Angliederung dieses Teiles schon Bedacht genommen worden, doch dürfte diese Ausführung selber in der nächsten Zukunft noch nicht zu erwarten sein.

## Vermischtes.

der Bautechnik besprochen werden soll. — Zu der lebhaften, oft an Hand von Lichtbildern geführten Aussprache über dieses Gebiet hatten sich nicht weniger als 43 Redner angemeldet, ein Beweis dafür, welch großes Interesse gerade dieses Thema hervorrief.

Für das „Schweißen im Stahlbau“ zog der Kongreß folgende Schlußfolgerungen:

1. Festigkeit geschweißter Verbindungen. Unter den Festigkeitsfragen ist die Frage aufgetaucht, ob bei dynamisch beanspruchten Konstruktionen in der Übergangszone im Muttermaterial eine Herabsetzung der Festigkeit entsteht. Diese Frage bedarf der Abklärung durch die in Gang befindlichen Versuche. Es besteht jedoch Übereinstimmung, daß bei guter Ausführung der Schweißnähte für Hochbauten und für Vollwandträger des Brückenbaues, auch wenn sie dynamisch beansprucht werden, keine Bedenken bestehen.

2. Berechnung der Schweißnähte. Für die Schweißverbindungen bestehen in einigen Ländern bereits behördliche Vorschriften, während in anderen Ländern solche erst in Vorbereitung sind. Die Art der Berechnung der Schweißnähte muß jedem Lande freigestellt bleiben. Es empfiehlt sich aber, möglichst einfache Methoden anzuwenden.

Die zulässige Beanspruchung der Schweißnähte soll international nicht festgelegt werden, weil dies eine Frage des Sicherheitsgrades ist. Es empfiehlt sich aber, um in allen Bauteilen möglichst gleiche Sicherheit zu bekommen, die zulässige Beanspruchung der Schweißnähte in Abhängigkeit zu den zulässigen Beanspruchungen der zu verschweißenden Bauteile zu setzen. Es wird empfohlen, die Versuche zur Bestimmung der Spannungsverteilung in den Schweißnähten fortzusetzen.

3. Ausführung der Schweißkonstruktionen. Durch automatisches Schweißen kann die Güte der Schweißverbindungen gesteigert werden. Damit die Wurzel der Schweißnaht erreicht und der Einbrand nicht zu tief wird, müssen bei der Ausführung in Lichtbogenschweißung für die erste Lage möglichst dünne Schweißdrähte verwendet werden. Kehlnähte, soweit sie nicht aus baulichen Gründen notwendig sind, sollten nicht dicker ausgeführt werden, als es die Rechnung verlangt. Es ist anzustreben, die Kehlnähte nicht ungleichschenkelig auszuführen. Die Frage, ob bei gleichem Kehlnaß leichte Kehlnähte ebenso tragfähig sind wie volle, sollte durch Versuche geklärt werden.

Bei der baulichen Durchbildung und der Ausführung geschweißter Konstruktionen sowie bei der Festlegung der Reihenfolge der Schweißungen ist auf Verringerung der Wärmeeinflüsse bzw. der Schrumpfspannungen Rücksicht zu nehmen.

Es ist von größter Wichtigkeit, zu überlegen, wie die äußeren Kräfte auf die Schweißnähte und von diesen wieder auf die Bauteile übertragen werden. Die Schweißnähte selbst sind also als konstruktive Bauteile zu betrachten, die den bekannten Gesetzen der Statik folgen.

Die grundlegenden Konstruktionsgesetze sind im engen Zusammenhang mit der werkstattechnischen Herstellung und der Berücksichtigung der Aufstellung der Bauwerke zu behandeln.

4. Überwachung der Schweißarbeit. Eine Prüfung der Schweißer sowie eine dauernde Überwachung und Prüfung der Schweißnähte während der Ausführung ist notwendig. Die Feststellung der Güte der Nähte, die jeder einzelne Schweißer ausführt, wirkt erzieherisch. Die Leitung und Überwachung der Arbeiten soll einem verantwortlichen Fach-Ingenieur übertragen werden.

5. Zusammenwirken von Nietung und Schweißung. Es sind schon Versuche gemacht worden, und es sind weitere Versuche im Gange, die das Zusammenwirken von Nietung und Schweißung (auch unter Vorlast) klären sollen. Die Anwendung der Schweißung zur Verstärkung genieteteter Bauteile ist besonders wichtig, doch sollte man sich in jedem Falle Klarheit zu verschaffen suchen, wie sich die Kräfte auf die Nietung und Schweißung verteilen.

Bei der Verstärkung von schweißeisernen Baugliedern ist wegen der Schichtung des Schweißeisens Vorsicht geboten. Bei Bauwerken aus Werkstoffen, deren Eignung für die Schweißung nicht geklärt ist, empfiehlt es sich, Versuche anzustellen.

Die gleichzeitige Anwendung von Schweißung und Nietung oder Verschraubung in ein und demselben Anschluß ist bei Neuausführungen nicht zu empfehlen.

6. Wirtschaftlichkeit. Die Vorträge auf dem Kongreß, die die Frage der Wirtschaftlichkeit behandelten, ergaben unzweideutig eine Gewichtersparnis gegenüber genieteteten Konstruktionen.

Über die Wirtschaftlichkeit der Ausführungen läßt sich wegen der noch nicht genügend durchgebildeten Werk- und Montageeinrichtungen und wegen unzureichender Erfahrung ein abschließendes Urteil zur Zeit nicht fällen.

Die Verhandlungen haben den dringenden Wunsch gezeitigt, eine internationale Zusammenarbeit zu organisieren. Der besondere Zweck wird der Austausch der Erfahrungen und Versuchsergebnisse sein, um durch die internationale Zusammenarbeit die Forschungsarbeit zu rationalisieren. Der Kongreß wünscht, daß die Internationale Vereinigung diese internationale Zusammenarbeit organisiert und sich mit den geeigneten Organisationen, Vereinigungen und Persönlichkeiten der einzelnen Länder ins Benehmen setzt.

Da die Verhältnisse in den einzelnen Ländern recht verschieden sind und man jedem Lande seine Freiheit, namentlich in der Art der Berechnung, der Festsetzung der zulässigen Beanspruchungen und der baulichen Durchbildung geschweißter Stahlbauten lassen wollte, so konnten nur allgemeine Grundsätze festgelegt werden. Kommerell.

Kabelbrücke über den Ohio bei Maysville. Am 25. November 1931 wurde nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1932, Bd. 108, Nr. 2 vom 14. Januar, S. 46, die neue Kabelbrücke über den Ohio bei Maysville in Verkehr genommen. Sie ist durch eine kurze Bauzeit und besondere Kabelausbildung bemerkenswert.

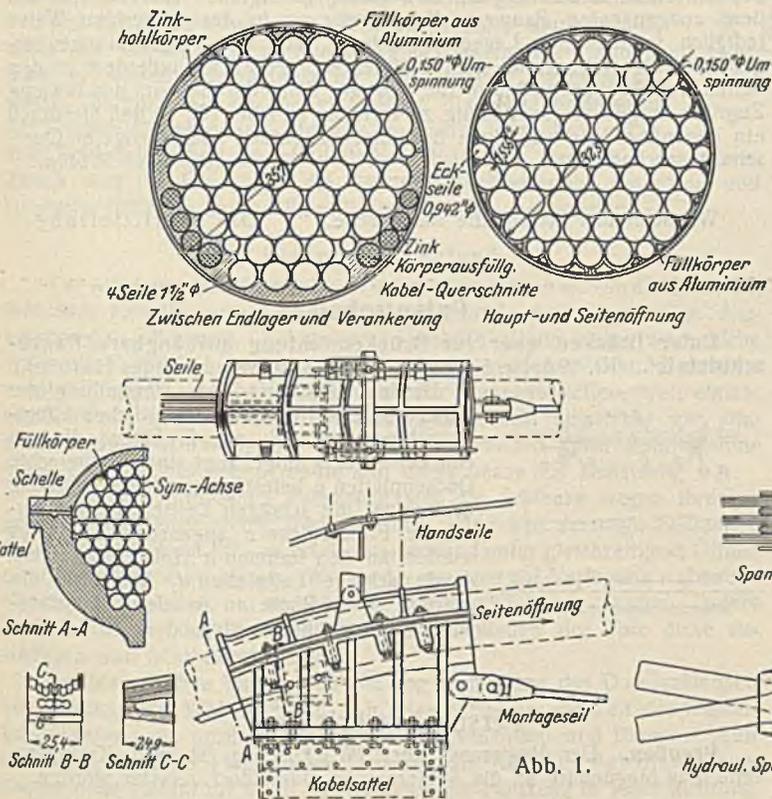


Abb. 1.

Die Maysville-Brücke wurde von der Landstraßenkommission von Kentucky als Zollbrücke zum Ersatz von Stromfahnen errichtet. Die Hauptöffnung hat eine Spannweite von 322 m, jede der beiden gleichen Seitenöffnungen je 141 m. Die anschließenden Rampen werden von stählernen Vollwandträgern getragen. Die beiden aus 350 t Stahl errichteten Türme sind, von den Pfeilern aus gemessen, etwa 50 m hoch. Bei Hochwasser beträgt die freie Schifffahrtshöhe in der Hauptöffnung 13,70 m. Die Versteifungsträger liegen im gegenseitigen Abstände von 8,5 m und sind 4,26 m hoch.

Bei den Kabeln, die je aus 61 Stück im Gesamtquerschnitt sechseckig angeordneten Strähnen bestehen, hat man in den sechs Ecken Strähnen von nur 0,942" Durchm. vorgesehen, während die übrigen 51 Stück einen Durchmesser von 1,556" haben. Durch diese Anordnung wird ein kleinerer Gesamtdurchmesser des Kabels erzielt als bei Tragkabeln mit durchweg gleichen Einzelseilen und dementsprechend größeren Segmentfüllungen. Außerdem werden Kabelsättel und Schellen für die Hängeseile kleiner.

Von den Verankerungen bis zu den Auflagersätteln an den beiden Brückenden sind unterhalb des gewöhnlichen Kabelquerschnittes vier zusätzliche Strähnen von 1 1/2" Durchm. hinzugefügt, die an den Kabelsätteln zu deren Festlegung befestigt sind. Der hierdurch erzeugte größere Endquerschnitt ist durch Füllkörper aus Zinkblech zu einem vollen Kreis ergänzt (Abb. 1). Im übrigen sind zur Ergänzung des Kabelquerschnittes zum Kreise Füllkörper oder Stangen aus Aluminium von 7,30 m Länge verwendet. Die Kabelenden sind zwischen Stahlplatten nach genauer Einstellung befestigt. An die Stahlplatten schließen Ankerstangen an.

Die Stahltürme wurden in einfacher Weise errichtet mit Hilfe eines auf zwei Prahmen aufgebauten pyramidenförmigen Krangerüsts von 61 m Höhe, dessen Ausleger 38 m lang war. Die elektrischen Winden zur Betätigung des Kranes waren auf einer rückwärts auskragenden Plattform aufgebaut, um gleichzeitig als Gegengewicht zu dienen. Zunächst wurden die unteren Teile des Turmes mittels eines kleinen Schwimmkranes auf den Betonpfeilern errichtet, dann erst wurde der große Kran einerseits des Pfeilers festgelegt, während an der anderen Pfeilerseite der mit den Stahlteilen beladene Prahm angelegt wurde. Auf diese Weise konnte das Hochziehen der einzelnen, sorgfältig in der Reihe ihrer Verwendung verladenen Säulenschüsse fast lotrecht vor sich gehen (Abb. 2).

Der Querschnitt der Turmpfosten ist kastenförmig und besteht aus mehreren Zellen (Werkstoff St. St.). Die einzelnen Montagestücke hatten Längen bis zu 14 m und Gewichte bis zu 28 t. Einer

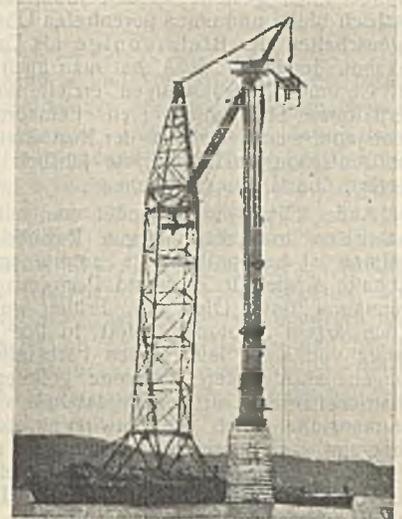
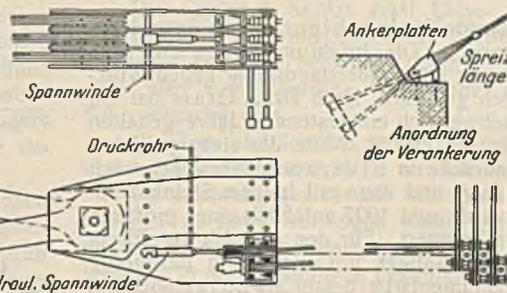
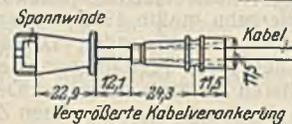


Abb. 2.



Abb. 3.



der Türme wurde in 4 1/2, der zweite in nur 3 1/2 Tagen aufgerichtet. Das Vernieten der Schüsse geschah von angehängter Rüstung aus.

Die Verstrebung der Pfosten ist aus Abb. 3 erkennbar. Diese Abbildung zeigt auch das Hochziehen der Einzelteile des Versteifungsträgers mittels eines kleinen Schwimmkranes mit 40 m langem Ausleger. An den Brückenden, wo dieser Kran über den Ufern nicht verwendet werden konnte, wurde montiert mit Hilfe eines auf

den Kabeln laufenden Kranes unter Bedienung durch am Ufer aufgestellte Kabelwinden.

Für die Kabelfertigung wurden zunächst auf besonderen Seilen aufgebaute Doppellaufstege mit Zwischennetzen aus Drahtmaschengewebe verwendet. Nach dem Herüberholen der einzelnen Strähnen des Tragkabels wurde diese von den Transportrollen mittels Flaschenzüge in die Kabelsättel eingelegt. — Das Einbringen der Kabel geschah in neun Tagen, so daß unter Berücksichtigung der Längenänderungen infolge der Temperaturunterschiede je eine Lage bis zur Nachtzeit eingebracht und

justiert war. Danach folgte das Einbringen der Füllkörper und das Umspinnen der Kabel mit weichem galvanisiertem Draht.

Die Gründung der Pfeiler wurde gleich nach Vertragsabschluß im Oktober 1930 von der Dravo Contracting Co., Pittsburgh, in Angriff genommen. Daran anschließend konnte am 1. April 1931 mit dem Aufstellen der Stahlkonstruktion bzw. der Kabelfertigung begonnen werden, deren Lieferung und Aufrihtung an die John A. Roebling's Sons Co., Trenton, N. J., vergeben war.

**Erfahrungen mit Bitumenanstrichen als Rostschutz.**<sup>1)</sup> Bei Rostschutzanstrichen hat bekanntlich der Grundanstrich die Aufgabe, die Rostbildung zu verhindern; die Deckanstriche dienen im wesentlichen dazu, den Grundanstrich zu schützen. Die Hauptanforderung, die an den Grundanstrich gestellt werden muß, ist, daß er gut am Eisen haftet, elastisch bleibt und einen porenfreien Überzug bildet. Die hervorragenden Eigenschaften der Bleimennige als Grundanstrich sind von alters her bekannt. In den V. St. A. hat man auch recht befriedigende Erfahrungen mit Chrom-Bleiverbindungen erzielt, wobei möglicherweise klimatische Verhältnisse eine Rolle spielen. Feinkörnige superoxydreiche Bleimennige steht jedoch an der Spitze der Rostschutzfarben; sie wird daher u. a. bei der Deutschen Reichsbahn, die jährlich etwa 48 Mill. RM für Rostschutz ausgibt, überall vorgeschrieben<sup>2)</sup>.

Außer Ölfarben verwendet man seit dem Weltkriege zum Schutze von Eisen und Stahl gegen Rostbildung auch Bitumenanstriche. Bitumen ist bekanntlich ein Sammelname für natürliche und künstliche Asphalte sowie für Teer und Pech aus der Destillation von Steinkohle, Braunkohle, fetten Ölen usw. Früher wurden die Bitumenfarben meistens in schwarzem Farbton geliefert; in der letzten Zeit hat man aber durch Zusatz von stark leuchtenden Farbstoffen, die die dunkle Haut durchdringen, auch andere Farbtöne geliefert. Während die Erhärtung bei Ölfarbenanstrichen auf der Oxydation des Öles beruht, werden die flüssigen Bitumenstoffe durch die Einwirkung der Luft weniger verändert. Der Übergang vom flüssigen Zustande zum gehärteten Überzug geschieht bei den Bitumenfarben dadurch, daß die flüchtigen Auflösungsmittel verdunsten. Als Auflösungsmittel werden vorwiegend Leichtöle verwendet. Die Bitumenfarben erhärten nicht wie Leinölfarben durch Gewichtszunahme infolge der Oxydation, sondern durch Verlust der flüchtigen Auflösungsmittel. Da sich diese Flüssigkeiten bei der Verflüchtigung den Weg durch die Farbhaut bahnen müssen, bringt der Erhärtungsvorgang Porenbildung mit sich. Es ist deshalb zu empfehlen, bei Verwendung von Bitumenfarben den Grundanstrich stets mit Bleimennige auszuführen. Bei Versuchen und Beobachtungen, die sich über einen längeren Zeitabschnitt erstreckten, ist festgestellt worden, daß die rostschützende Wirkung der Bitumenfarben, wenn sie als Grundanstrich verwendet werden, der der guten superoxydreichen Bleimennige nachsteht. Es ist aber recht schwer, sich ein abschließendes Urteil über Bitumenfarben zu bilden, da sie in überaus vielfacher Zusammensetzung geliefert werden und ihre Eigenschaften daher sehr unterschiedlich sind. Mit manchen Bitumenfarben sind sehr gute Ergebnisse erzielt worden; man weiß aber nicht sicher, ob die Farbe immer in gleich guter Zusammensetzung geliefert wird, da oft eine vollständige Analyse unmöglich ist. Die Lichtbeständigkeit läßt bei diesen Farben fast immer zu wünschen übrig; dagegen scheint die Widerstandsfähigkeit gegen Säureangriffe ihre starke Seite zu sein.

An vielen eisernen Brücken der Hamburgischen Walddörferbahn, die in den Kriegsjahren gebaut und mit Teerfarbenanstrich auf Bleimennige-grundanstrich versehen worden sind, ist beobachtet worden, daß sich nach einer Beschädigung des Grundanstrichs zwischen Mennige- und Teerfarbenhaut Rostnester bildeten, die schon großen Umfang angenommen hatten, bevor sie durch Veränderung an der Teerfarbenschlacht sichtbar wurden. Mit der Erneuerung der aus den Kriegsjahren stammenden Anstriche der Brücken der Walddörferbahn mußte 1925 begonnen werden. Für den Neuanstrich wurde Bleiweißölfarbe verwendet. Dabei ergab sich der Nachteil, daß die Ölfarbe auf dem alten Teerfarbengrunde langsamer erhärtete und Durchschläge die helleren Farbtöne der neuen Deckanstriche verfarbten. Im allgemeinen haben die Teerfarben aber ihren Zweck recht zufriedenstellend erfüllt.

Im neunzehnten Jahrhundert wurde Steinkohlenteer als Rostschutzanstrich für Eisen häufiger verwendet. Die Erfahrung hat gezeigt, daß richtig vorbehandelter Steinkohlenteer sehr widerstandsfähig gegen Witterung ist und sich als Schutzanstrich gut hält. Nach Dr. J. Gram hat ein solcher Anstrich in einem Falle nachweislich mindestens 50 Jahre gehalten und seinen Zweck bis zuletzt recht gut erfüllt. Mitte der siebziger Jahre wurde nämlich eine eiserne Wegebrücke in Elverum in Norwegen nach ihrer Fertigstellung zuerst mit Mennige und dann mit hellem Steinkohlenteer gestrichen. Dieser Anstrich wurde erst 1927 anlässlich einer größeren Unterhaltungsarbeit an der Brücke erneuert. Für den Anstrich von Eisen, das sich im Wasser befindet oder häufiger mit Wasser in Berührung kommt, ist ein Schutzanstrich aus Bitumenfarbe besser als Bleiweißölfarbe, wenn die Bitumenfarbe warm, d. h. ohne Auflösungsmittel aufgetragen wird. Auch eine Mischung von Steinkohlenteer mit Kalkpräparaten ist mit Vorteil als Schutzfarbe verwendet worden. In Holland sind eiserne Leitungsmaste mit einer solchen Mischung auf Mennigegrund gestrichen worden, wobei man einen ausreichenden Schutz für etwa 20 Jahre erreicht hat.

<sup>1)</sup> Vgl. Dr. J. Gram, Meddeleser fra Norges Statsbaner, Oslo, 1. Februar 1932.

<sup>2)</sup> Vorschriften für die Lieferung von Farben usw. (FAE) vom 3. 5. 1926, Anlage 1, Ziff. 1, Abs. 10. Berlin 1926. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

Die Hauptsache bei der Ausführung von Rostschutzanstrichen ist, daß das Eisen vor dem Aufbringen des Anstriches gut gereinigt, und daß der Anstrich bei trockener, warmer Witterung aufgebracht wird. Ein Grundanstrich, der bei feuchter Witterung an der freien Luft angebracht wird, vermag das Eisen in kaum nennenswertem Umfange zu schützen. Wenn man berücksichtigt, daß die Ausgaben bei Anstrichen etwa 80 % an reinen Arbeitslöhnen enthalten, so erkennt man, daß ein weniger sorgfältig ausgeführter Anstrich höchst unwirtschaftlich ist. Es ist besonders darauf zu achten, daß die Anstreicher nicht — einer alten Unsitte entsprechend — Wasser über die Farbe gießen, damit sich in den Arbeitspausen keine Haut bildet, und die Pinsel nicht in Wasser stellen. An solchen Stellen, wo die Eisenkonstruktionen der Einwirkung von Rauchgasen besonders ausgesetzt sind, wie bei Brücken, unter denen Dampfzüge in dichter Folge verkehren, nimmt man zweckmäßig zu dem Leinöl einen Zusatz aus chinesischem Holzöl. Sehr wichtig ist, daß nicht zuviel Verdünnungsmittel verwendet werden. Bei Deckanstrichen von etwa 30 bis 35 % Leinöl darf das Verdünnungsmittel die Menge von 4 bis 5 % nicht übersteigen. Wird der Anstrich bei warmer, trockener Witterung ausgeführt, so läßt sich nämlich diese Farbmischung noch gut ausstreichen, auch wenn sie eine erhebliche Menge Standöl enthält. Gegenüber Rauchgasen, die längere Zeit einwirken können, halten auf die Dauer keine Farbanstriche. Zum Schutze des Eisens an solchen Stellen muß man häufig zu dem recht kostspieligen Torkretverfahren greifen. Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

### Zuschriften an die Schriftleitung.

**Der Neubau der Sophienbrücke in Bamberg.** In diesem in der Bautechn. 1932, Heft 28, S. 369, erschienenen Aufsatz sagt der Verfasser, Herr Dr.-Ing. Paul Müller, unter III. u. a. folgendes:

„Die Hauptquerschnitte, Abb. 9, zeigen eine charakteristische I-Form, wie sie bei größeren Brücken bisher noch nicht zur Ausführung gekommen ist.“

Es darf vielleicht darauf hingewiesen werden, daß die Eisenbetonbrücke über die Eisenbahnlinie Langendreer—Witten im Zuge der Verbandstraße D VIII, ein Gerberträger 17,5—25,0—17,5 m, erbaut 1929/30, auf meine Anregung hin schon die gleiche Querschnittsform erhalten hat. Über diesen Brückenbau berichtete Herr Dipl.-Ing. Bohne im Bauing. 1931, Heft 18/19, S. 331.

Prof. Dr. Gaede.

### Erwiderung.

Die Brücke Langendreer—Witten im Zuge der Verbandstraße D VIII weist zwar äußerlich ähnliche Trägerquerschnitte auf, wie sie bei der Sophienbrücke in Bamberg zur Anwendung gelangten. Während aber bei dem erstgenannten Bauwerk die Bewehrung in der bisherigen Weise lediglich in mehreren Lagen im unteren Teile des Trägerflansches angeordnet ist, erstreckt sie sich bei der Sophienbrücke außerdem in den Seiten der Trägerstege bis in die neutrale Zone der Balken, um etwaige Zugrisse möglichst gleichmäßig zu verteilen (s. Abb. 15), so daß hierdurch ein gegenüber der bisherigen Bauweise bedeutend hochwertigerer Querschnitt geschaffen ist.

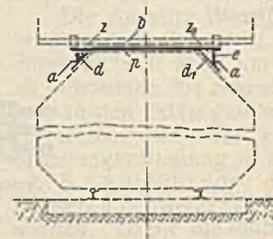
Dr.-Ing. Paul Müller.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

### Patentschau.

**Unter Brücken quer zur Brückenrichtung aufhängbare Rauchschutztafel.** (Kl. 19d, Nr. 530 656 vom 25. 3. 30 von Johannes Heinicke in Berlin-Hermsdorf.) Zur Herstellung der Rauchschutztafel werden auf seitlichen Längstragrahmen *a*, z. B. aus C-Eisen, die am Brückenträger *b* aufgehängt sind, waagerechte Deckenplatten *p* befestigt, zu deren Lagerung dreieckige, mit schrägen Leitschaukeln *d* versehene Futterstücke *z* angeordnet, oder es werden an den Rahmen *a* Holzwickel *z*<sub>1</sub> bildende schräge Leitplatten *d*<sub>1</sub> befestigt, die mittels einer Platte *e* an den Längstragrahmen angeschlossen sind.



### Personalmeldungen.

**Preußen.** Der Regierungsbaurat (W.) Helbig ist vom Kulturbauamt II in Magdeburg an die Regierung in Düsseldorf versetzt worden.

**INHALT:** Neubau der Oderflutbrücke im Schwedt-Niederkrämlinger Oderdamm. — Berechnung von Schleuderbetonrohren für Kanaldüker, Durchlässe usw. — Der Bau des Reichsbahn-Ausbesserungswerks Berlin-Schöneweide. — Vermischtes: Direktor Deininger vierzig Jahre bei M. A. N. — IV. Teilbericht über den Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Paris. — Kabelbrücke über den Ohio bei Maysville. — Erfahrungen mit Bitumenanstrichen als Rostschutz. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalmeldungen.