

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 17. November 1933

Heft 49

Alle Rechte vorbehalten.

Bau der Adolf-Hitler-Brücke am Landgericht zu Oppeln.

Von Regierungsbaurat Artur Albrecht, Oppeln (O./S.).

1. Vorgeschichte.

Auf der rd. 75 km langen Oderstrecke zwischen Krappitz und Brieg bestand seit altersher als einziger fahrbarer Übergang die „Jahrhundertbrücke“ in Oppeln, die nach mancherlei Wandlungen im Jahre 1886 einen neuen eisernen Überbau — an Stelle des bisherigen hölzernen — unter Beibehaltung der 1840 errichteten gemauerten Pfeiler erhielt und dann das in Abb. 1 dargestellte Aussehen zeigte. Den Namen „Jahrhundertbrücke“ führte diese Straßenbrücke seit einem umfassenden Umbau im Jahre 1840 zur Erinnerung daran, daß die Provinz Schlesien 100 Jahre vorher von Friedrich dem Großen für Preußen gewonnen wurde.

Die Brücke genügte seit langer Zeit den neuzeitlichen Ansprüchen des Straßenverkehrs nicht mehr; denn einmal besaß sie nicht die erforderliche Tragfähigkeit für die jetzt vorgeschriebenen schweren Verkehrslasten, sondern nur eine solche für Lastwagen von 6 t Gesamtgewicht; ferner war auch die vorhandene Brückenbreite (Fahrweg 5,2 m, Bürgersteige je rd. 1,4 m, zus. 8 m) für den gegenwärtigen starken Fuhrwerk-



Abb. 1. Jahrhundertbrücke 1886.

und Personenverkehr zu gering. Außerdem wies die Brücke nur eine lichte Durchfahrthöhe über dem höchsten Wasserstand von rd. 3,1 m (statt, wie vorgeschrieben, 4 m) auf; auch genügte die Lichtweite der Schifffahrtöffnungen durchaus nicht; sie zeigten nur Lichtweiten von rd. 19 m für die Talschifffahrt und rd. 12 m für die Bergschifffahrt. Zahlreiche schwere Schiffsunfälle haben erwiesen, daß der Umbau der Brücke geboten war. Weiter war die Brücke mit ihren engen Öffnungen — sechs Überbauten von 19,6 m, 12,6 m und viermal 12 m Lichtweite bei 108 m Gesamtlänge gemessen von M. z. M. Endauflager — auch für die Abführung von Hochwasser ungünstig, zumal das natürliche Hochwasserabflußprofil durch die städtische Bebauung schon an sich sehr stark eingengt wird.

Alle diese Gründe führten dazu, daß Bestrebungen bereits seit dem Jahre 1890 im Gange waren, die einen Brückenneubau zum Ziele hatten. Die Bauausführung mußte infolge Geldmangels bisher immer wieder zurückgestellt werden. Die Abhilfe wurde jedoch immer dringender, namentlich als die Jahrhundertbrücke im Jahre 1931 für Verkehrslasten über 6 t Gesamtgewicht gesperrt wurde. Dies war eine für den Verkehr sehr einschneidende Maßnahme; denn nunmehr mußten die schweren Lastkraftwagen die Oderbrücken bei Krappitz und Brieg benutzen, waren also zu sehr erheblichen Umwegen gezwungen. Der Straßenverkehr dieser wichtigen Verbindung zwischen dem Industriegebiet Oberschlesiens und dem Reich war empfindlich gestört. Ein Brückenneubau ließ sich nunmehr nicht länger zurückstellen und wurde jetzt vom Preußischen Staat (Handels- und Gewerbeverwaltung) als Bau- und Unterhaltungspflichtigen, vertreten von der Oderstrombauverwaltung in Breslau, mit größter Energie betrieben.

2. Entwurfsbearbeitung.

An die neue Brücke wurden von der Oderstrombauverwaltung und von der Regierung in Oppeln als Landespolizeibehörde folgende Ansprüche gestellt:

1. In verkehrstechnischer Hinsicht: Fahrbahnbreite 7,50 m (statt bisher 5,20 m) und Fußwegbreiten je 2,25 m lt. DIN 1071 Form VII, Tragfähigkeit der Brückenklasse I lt. DIN 1072.

2. In schifffahrttechnischer Beziehung: Lichtweite der Schifffahrtöffnung von 60 m — später wurden nur 55 m gefordert — (eine größere Lichtweite hätte wegen des hier vorhandenen Streichlinienabstandes der Oder nicht ausgenutzt werden können) und eine lichte

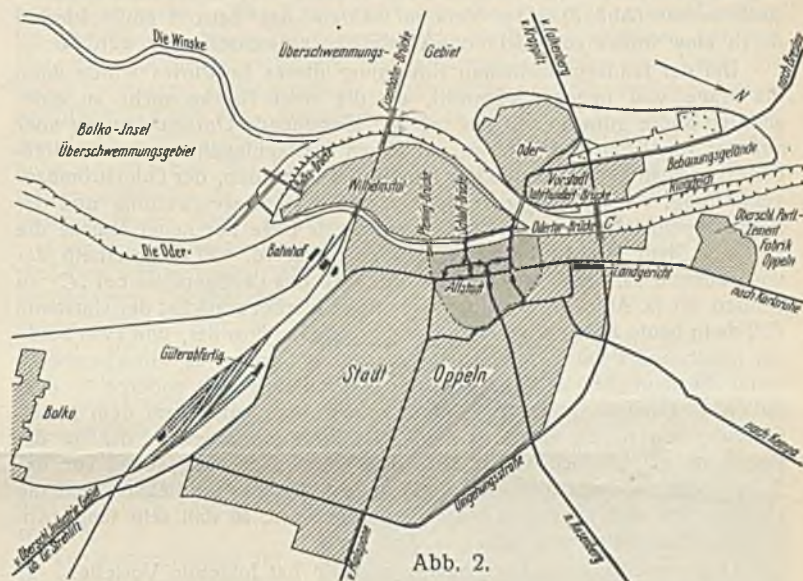


Abb. 2.

Durchfahrthöhe von 4 m über dem höch. schiffb. WS auf voller Breite der Schifffahrtöffnung.

3. In hochwassertechnischer Hinsicht: Beseitigen der sechs alten Stropfpfeiler und Ersatz durch möglichst wenig Einbauten in den Strom.

Da die Stadt Oppeln die Rampen und Zufahrtstraßen der neuen Brücke herzustellen hatte und auch in städtebaulicher Beziehung naturgemäß lebhaft an dem Brückenbau interessiert war, so wurde der Entwurf zum Neubau der Brücke im engsten Benehmen mit der Stadt bearbeitet.

Ursprünglich beabsichtigte die Stadt Oppeln auf Grund einer Ablosungssumme, die der Preußische Staat zahlen sollte, die Brücke als Neubau selbst auszuführen; und zwar wollte die Stadt zunächst eine neue Brücke an der im Übersichtsplan (Abb. 2) mit „C“ bezeichneten Stelle, d. h. etwa 400 m unterhalb der vorhandenen Jahrhundertbrücke errichten, wo im Bebauungsplan bereits ein neuer Oderübergang im Zuge einer Umgehungsstraße vorgesehen war (s. Abb. 2), und dann später die alte Jahrhundertbrücke selbst umbauen. Die Stadtverordneten versagten diesem Plan jedoch wegen der großen geldlichen Belastung der Stadt sowie wegen des mit dem Brückenbau verbundenen Risikos ihre Zustimmung. Die Stadt ließ ihre Absicht, selbst als Bauherr der Brücke aufzutreten, fallen und stellte sich nunmehr auf den Standpunkt, daß die Brücke vom Preußischen Staat an der alten Stelle errichtet werden solle, da ihr so die geringsten Kosten für die zu ihren Lasten gehenden Rampenanlagen erwachsen.



Abb. 3. Nicht ausgeführter Entwurf.

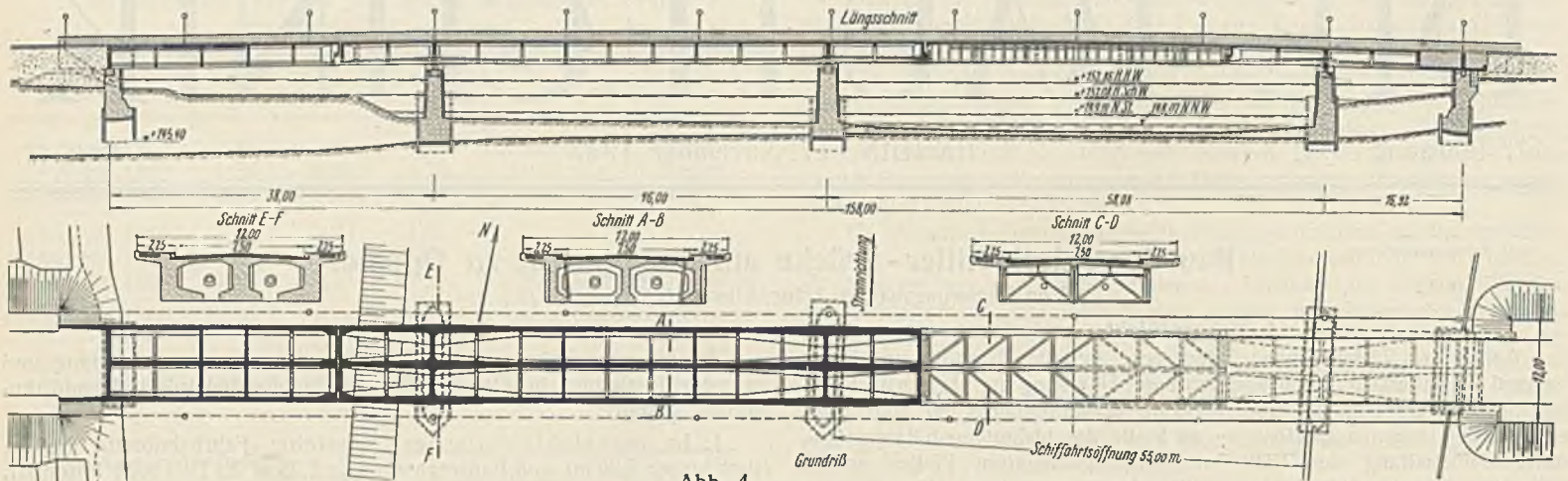


Abb. 4.
Ausgeführter Sonderentwurf der Beton- u. Monierbau AG.

Demgemäß wurde nun zuerst im Benehmen mit der Stadt eine Lösung untersucht, die den Neubau an der alten Brückenstelle in Gestalt eines durchlaufenden eisernen Fachwerkträgers auf drei Stützen mit unterliegender Fahrbahn von 67,2 m und 44,8 m Stützweite an der alten Brückenstelle vorsah (Abb. 3). Der Verkehr während der Bauzeit sollte hierbei durch eine vorher zu errichtende Notbrücke aufrechterhalten werden.

Bei der landespolitischen Erörterung dieses Entwurfes wurde dann die Frage von neuem aufgerollt, ob die neue Brücke nicht an einer anderen Stelle günstiger liegen würde. Eingehende Untersuchungen aller auf der fraglichen Oderstrecke möglichen Brückenlagen ergaben schließlich Übereinstimmung sämtlicher beteiligten Behörden, der Oderstrombauverwaltung, der Regierung in Oppeln, der Provinzialverwaltung und der Stadt Oppeln darüber, daß als zweckmäßigste Lage der neuen Brücke die von der Stadt Oppeln bereits früher geplante, rd. 400 m unterhalb der vorhandenen Jahrhundertbrücke in der Nähe des Landgerichts bei „C“ zu wählen sei (s. Abb. 2). Ungünstig erscheint hierbei zunächst der Umstand, daß dann beide Brücken verhältnismäßig nahe beieinander, und zwar beide am nördlichen Rande der Stadt liegen. An sich wäre es wünschenswert, wenn die neue Brücke den südlichen Stadtteil mit dem anderen — dem linken — Oderufer verbinden würde. Hier liegt jedoch auf dem linken Oderufer ein nicht eingedeichtes Überschwemmungsgebiet, das für die Bebauung nicht brauchbar ist; außerdem wäre hier — abgesehen von der Oderbrücke — noch eine Flutbrücke notwendig, und schließlich sind die Landstraßen hier sehr weit vom Flusse entfernt, so daß sehr lange Anschlußstraßen notwendig wären (s. Abb. 2).

Die gewählte neue Brückenlage bei „C“ hat folgende Vorteile:

1. In städtebaulicher Hinsicht fügt sich der neue Stromübergang dem Bebauungsplan gut ein; er liegt im Zuge einer großen einheitlich geplanten Umgehungsstraße, die den Verkehr vom Reich zum ober-schlesischen Industriegebiet um die Stadt Oppeln herumführen soll. Ferner stößt der neue Straßen- und Brückenzug annähernd auf den Schwerpunkt der Wohnfläche der in den Jahren 1931/32 eingedeichten Odervorstadt (s. Abb. 2) und erschließt so der Bebauung neues baureifes Gelände.

2. In verkehrstechnischer Hinsicht ist die gewählte Lage der Brücke insofern günstig, als die engen winkligen Straßen der Altstadt vermieden werden. Die Straßen der Altstadt — im Übersichtsplan Abb. 2 eng schraffiert — sind großenteils so schmal und winklig, daß sie für eine Verkehrsrichtung vollständig gesperrt sind.

3. In geldlicher Hinsicht wird dadurch, daß die neue Brücke nicht an der alten Stelle errichtet worden ist, der Bau einer Notbrücke erspart. An der neuen Brückenstelle ist nun zwar die Brückenlänge erheblich größer als bei der vorhandenen Jahrhundertbrücke; dafür erübrigt sich aber einsteilen der sonst gleichzeitig erforderliche Neubau zweier Brücken über den Mühlengraben, einem Nebenarm der Oder, der Oder-torbrücke und der Schloßbrücke (s. Abb. 2).

Die Jahrhundertbrücke wird nach Vollendung der neuen Brücke dann entsprechend den obenerwähnten, in Rücksicht auf die Schifffahrt gestellten Forderungen — Durchfahrtsweite 55 m i. L. (statt bisher 19 m bzw. 12 m) und lichte Höhe über dem höch. schiffb. WS von 4 m (statt bisher 3,1 m) — umgebaut. Die gewählte Lösung, zweier neuer Brücken statt einer, bietet in mancherlei Hinsicht so erhebliche Vorteile (z. B. kann bei Instandsetzungen der einen Brücke die andere als Ersatz dienen), daß die damit verbundene Mehrbelastung ohne weiteres gerechtfertigt ist. Die Stadt Oppeln hat sich mit erheblichen Aufwendungen an dem Bauvorhaben beteiligt, indem sie einmal mit Unterstützung der Provinzialverwaltung die erheblichen Kosten für die Rampen- und Straßenanschlüsse beider Brücken trägt und indem sie ferner die spätere Unterhaltung der Jahrhundertbrücke nach dem Umbau sowie der Odertor- und Schloßbrücke in

dem jetzigen Zustande übernimmt. Auf diese Weise wurde die Durchführung der gewählten Lösung möglich, ohne daß die Aufwendungen des Preußischen Staates größer sind, als wenn der Neubau an der alten Brückenstelle ausgeführt worden wäre.

Der Neubau der Brücke wurde im Februar 1932 ausgeschrieben¹⁾. Auf Grund dieser Ausschreibung gelangte ein von der Beton- und Monierbau AG eingereicher Sonderentwurf²⁾ (Abb. 4) zur Ausführung. Dieser Entwurf sieht einen Eisenbeton-Gerberbalken mit Stützweiten von 38, 46 und 58 m vor. Um für die geforderte Schifffahrtsöffnung von 55 m Lichtweite (58 m Stützweite) günstigere statische Verhältnisse zu schaffen, ist am rechten Ufer noch eine Gegengewichtöffnung von 16 m Stützweite angeordnet worden. Gleichzeitig wird so ermöglicht, hier später eine Uferstraße unter der Brücke hindurchzuführen, auch wird das Hochwasserabflußprofil auf diese Weise vergrößert, so daß eine vorm geplante Abgrabung des linken Vorlandes sich nunmehr erübrigt. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt von M. z. M. Landwiderlager 158 m und einschließlich der Flügelmauern 170 lfd. m. Die Brückenbreite ist entsprechend einer Forderung der Regierung in Oppeln als Landespolizeibehörde zu 7,50 m für die Fahrbahn und zu 2,25 m für beide Fußsteige, zusammen also auf 12 m i. L. zwischen den Geländern festgesetzt worden. Aus wirtschaftlichen Gründen wurden nur drei Hauptträger gewählt, die einen Mittelabstand von je 4,2 m haben. Die Beschränkung auf drei Hauptträger war dadurch möglich, daß die Eisenbetonfahrbahnplatte eine kreuzweise Eisenbewehrung erhielt. Die Fußsteige sind verhältnismäßig weit — um rd. 2 m — ausgekragt, um die Stützweite der Fahrbahnplatte zu beschränken. Es war so möglich, mit einer Dicke der Eisenbetonfahrbahnplatte in Feldmitte von 0,23 m für die schwersten Verkehrslasten — Dampfwalze von 24 t Dienstgewicht — auszukommen. Für die Hauptträger wurden Gerberträger in Rücksicht auf den Betonierungsvorgang gewählt, da die einzelnen Betonierungsabschnitte durch die Gelenke ohne weiteres begrenzt sind. Beim Gerberträger lassen sich daher leichter Schwindrisse vermeiden, als beim Durchlaufträger. (Der vorhandene gute Baugrund in günstiger Tiefe hätte Durchlaufträger ohne weiteres gestattet.)

Da die vorgeschriebene lichte Durchfahrtshöhe von 4 m über dem höch. schiffb. WS auf der ganzen Breite des Schifffahrtsprofils gefordert wurde, so hätten die in statischer Beziehung günstigen Vouten nur unter entsprechender Hebung der Fahrbahnoberkante, d. h. unter Vergrößerung der Bauhöhe ausgeführt werden können. Da dies jedoch in Rücksicht auf die Rampenhöhen nicht zulässig war, so wurde von einer Verstärkung der Hauptträger durch Vouten an den Pfeilern zu beiden Seiten der Schifffahrtsöffnungen abgesehen. Um ein einheitliches architektonisches Bild der Brücke zu erreichen, wurden auch an den übrigen Pfeilern keine Vouten verwendet. Die Brücke stellt so in der Ansicht ein schlichtes, glatt durchlaufendes Verkehrsband dar und entspricht den neueren ästhetischen Bestrebungen. Die über den Pfeilern erforderlichen Verstärkungen der Hauptträger sind statt durch Vouten durch seitliche Verbreiterungen bewirkt worden (Abb. 6). Die Hauptträger zeigen demnach I-artige Querschnitte ähnlich denen eines eisernen Blechträgers, indem die obere Fahrbahnplatte als Obergurt der Hauptträger mitbenutzt wurde. Die Stege der drei Hauptträger wurden, um das Eigengewicht möglichst herabzudrücken, nur so dick gewählt, daß sie zur Aufnahme der waagerechten und senkrechten Scherkräfte genügen; allerdings sprach hier auch der praktische Gesichtspunkt mit, daß die Stege noch begehrbar sein müssen, um die Eiseneinlagen aufstellen und verflechten zu können. Die Stegdicke der Hauptträger wurde daher zu mindestens 0,50 m gewählt, sie steigt in Rücksicht auf die größeren Scherkräfte an den Pfeilern bis auf 1,10 m.

¹⁾ S. Bautechn. 1933, Heft 3, S. 41 ff.

²⁾ S. a. a. O. S. 43, unter 3.

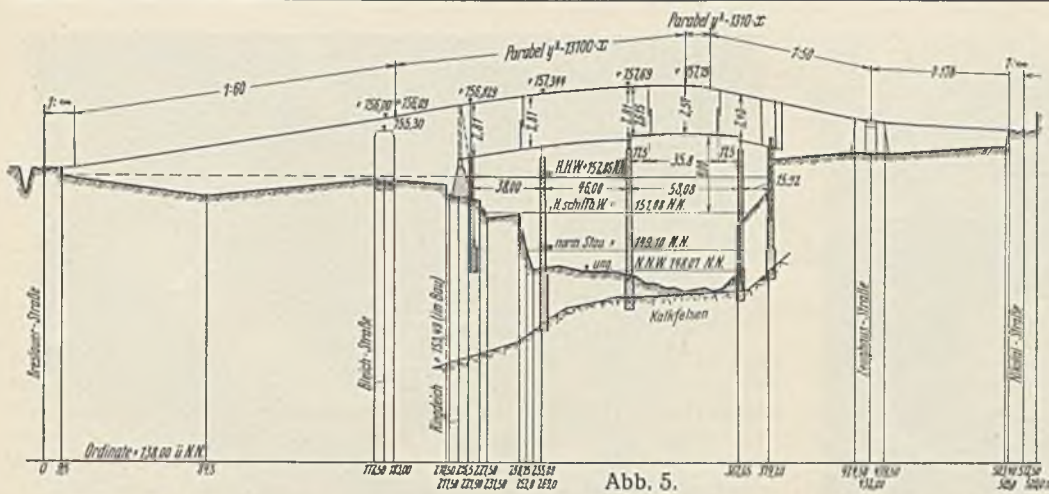


Abb. 5.

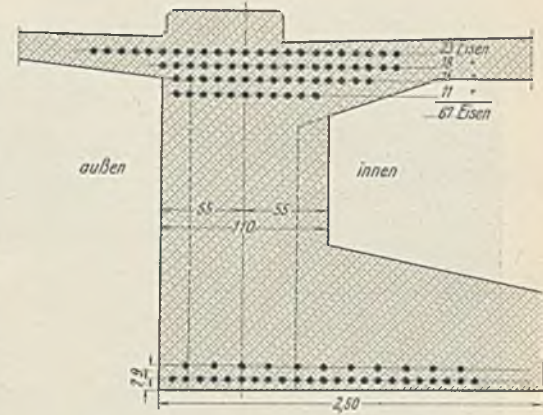


Abb. 6. Querschnitt des äußeren Hauptträgers.

Um die Stützenmomente über den beiden Pfeilern, die die Schiffahrtöffnung begrenzen, möglichst zu ermäßigen und so an Bauhöhe zu sparen, wurde in der Schiffahrtöffnung an Stelle der Eisenbetonkonstruktion ein eiserner Einhängeträger von 35,08 m Stützweite verwendet, dessen Gewicht erheblich geringer ist als das von Eisenbetonträgern. Außerdem wurde so — der stählerne Einhängeträger ist durch Überschieben montiert worden — das Aufstellen eines gerammten Lehrgerüsts vermieden; dieses hätte insofern Schwierigkeiten gemacht, als der die Flußsohle bildende feste Kalkmergel nur von einer schwachen Kiesschicht überlagert ist, in der die Rampfähle keinen genügenden seitlichen Halt gefunden hätten. Auch wurden so erhebliche Kosten gespart, die bei Verwendung eines festen Lehrgerüsts mit enger Schiffahrtöffnung für das von der Wasserpolizeibehörde geforderte Schleppen aller Talkähne entstanden wären. Durch geschicktes Konstruieren — Gegengewichtsfeld am rechten Ufer und eisernen Einhängeträger — ist es der Beton- und Monierbau AG gelungen, mit einer Bauhöhe — gerechnet von der Oberkante des Schiffahrtprofils bis zur Oberkante Fahrbahn — von nur 2,24 m an der rechten Seite der Schiffahrtöffnung auszukommen; bei einer Stützweite $l = 58$ m ($h:l = 1:25,9$) muß dies als äußerst geringe Bauhöhe bezeichnet werden. Wenn das Brückensystem also auch verhältnismäßig „weich“ ist, so bewegen sich die Durchbiegungen infolge der Verkehrslast doch noch innerhalb der zulässigen Grenzen.

Abb. 5 zeigt den Längsschnitt der Brückenanlage. Dank der kleinen Bauhöhe beträgt die Neigung der Rampe am linken Ufer nur 1:60, am rechten Ufer 1:50.

3. Statische Berechnung.

Der Berechnung des Bauwerks ist die DIN 1072 vom September 1931 zugrunde gelegt worden. (Lastwagen von 12 t Gesamtgewicht, Dampfwalze von 24 t und Menschengedränge von 500 kg/m^2 .) Für die Eisenbetonhauptträger ist eine Stoßzahl $= 1,3$, für die Fahrbahnplatte $= 1,4$ eingesetzt worden. Die zulässigen Spannungen u. dgl. sind gemäß den Berechnungsgrundlagen massiver Brücken DIN 1075 vom August 1930 sowie gemäß den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 gewählt worden. Da für die Eisenbetonüberbauten zur Gewichtsersparnis hochwertiger Zement benutzt wurde, so konnten Betondruckspannungen bis $\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2$ und bei den negativen Stützenmomenten bis 70 kg/cm^2 zugelassen werden. Für die Rundeiseneinlagen (St 37) ist eine Spannung von 1200 kg/cm^2 zugelassen worden. Trotz möglichster Gewichtsersparnis überwiegt das Eigengewicht der Eisenbetonkonstruktion die Verkehrslasten erheblich. Das auf 1 lfd. m eines Hauptträgers entfallende gesamte Eigengewicht beträgt in Feldmitte der Eisenbetonüberbauten rd. $8,2 \text{ t/m}$, bei dem Einhängeträger $4,3 \text{ t/m}$, die Verkehrslast einschl. einer Stoßziffer von 1,3 nur $2,5 \text{ t/lfd. m}$; das Verhältnis der Eigenlast zur Verkehrslast ist bei den Eisenbetonüberbauten also etwa $3,28:1$, bei dem Stahlträger nur $1,71:1$.

Das größte Stützenmoment beträgt 2617 tm für einen Hauptträger (Randträger). Der hierfür gewählte Querschnitt ist in Abb. 6 dargestellt. Die Eisenbewehrung der Zugzone wird aus 67 Rundeisen je $45 \text{ mm } \phi$ mit zus. $\approx 1063 \text{ cm}^2$ gebildet und mußte in vier Reihen übereinander angeordnet werden. Auch in die untere Druckzone mußten hier noch 34 Rundeisen je $45 \text{ mm } \phi$ von zus. 540 cm^2 Querschnitt eingelegt werden. Bei einer Betondruckspannung der untersten Faser von 70 kg/cm^2 werden diese Eisen der Druckzone mit $\sigma_e = 990 \text{ kg/cm}^2$ beansprucht, also noch einigermaßen ausgenutzt, so daß die Zusatzbewehrung der Druckquerschnitte über den Stützen im vorliegenden Falle zur Erzielung der kleinsten möglichen Bauhöhe gerechtfertigt erscheint.

4. Bauliche Durchbildung im einzelnen.

Pfeiler und Widerlager. Da der gute Baugrund, der Kalkmergel, der die Grundlage für die bedeutende Oppelner Zementindustrie bildet, in leicht erreichbarer Tiefe anstand, so wurden sämtliche Pfeiler auf dem

Kalkmergel gegründet mit Ausnahme des linken Landwiderlagers; dieses wurde auf Kies aufgesetzt, da der Kalkmergel hier tiefer ansteht (s. Abb. 4 u. 5). Da ohnedies, wie oben ausgeführt, Gerberbalken — nicht Durchlaufträger — ausgeführt wurden, so bestanden gegen die verschiedenartige Gründung keine Bedenken. Sämtliche Pfeiler und Widerlager wurden zwischen eisernen Spundwänden — Profil Larssen II — in offener Wasserhaltung hergestellt. Der Wasserandrang in den Baugruben war nur gering; im wesentlichen drang das Wasser durch die Spundwandfugen aus dem Untergrund in die Baugrube ein. Die Spundwände wurden etwa 1 m in den festen Kalkmergel hineingerammt. Zur Ermittlung der erforderlichen Spundwandlängen waren eine Anzahl Bohrungen ausgeführt worden (s. Abb. 4), die durch Visitierungen ergänzt wurden, deren Richtigkeit der Befund beim Ausschachten der Baugrube bestätigte. Die Oberkante der Spundwände reichte bis zur Höhe der gewöhnlichen Sommerhochwasser; nach Vollendung der Pfeiler wurden die Spundwände mit Hilfe eines Tauchers und eines Unterwasserschneidapparates abgeschnitten. Die Pfeilersohlen sind zum Schutze gegen betonschädliches Grundwasser mit Granitpflastersteinpflaster abgedeckt, dessen Fugen mit Bitumen vergossen sind. Der Fundamentbeton ist im Mischungsverhältnis 1 RT Zement:7 RT Oderkies, der aufgehende Pfeilerbeton unten 1:6 und oben 1:5 ausgeführt worden.

Die Ansichtflächen der Pfeiler sind mit Vorsatzbeton 1 RT Zement:3 RT Kies:1 RT Splitt versehen worden, welcher in monolithischem Zusammenhang gleichzeitig mit dem Pfeilerbeton unter Verwendung von gehobelter und gespundeter Schalung hergestellt worden ist. Oberstromseitig sind die Pfeilerköpfe mit Granit verblendet.

Abb. 7 zeigt den fertigen rechten Strompfeiler D. Die Auflagersteine bestehen aus Eisenbeton; die drei Auflagersteine eines Pfeilers sind durch eine Eisenbewehrung zu einer Auflagerbank verbunden.



Abb. 7. Rechter Strompfeiler.

Auflager. Die beweglichen Lager auf den beiden seitlichen Strompfeilern sowie die der beiden eingehängten Träger sind Stahlrollenlager, und zwar bestehen die Lagerplatten aus Stahlformguß Stg. 52/81 R und die Rollen selbst aus geschmiedetem Stahl StC 35.61; wegen der hierfür zulässigen größeren Pressung nach Hertz rd. 9500 kg/cm^2 kann an der Größe der Rollen und damit an Bauhöhe des Lagers sowie an Kosten gespart werden. Die zulässige Pressung der Eisenbetonaullagersteine ist zu 80 kg/cm^2 angenommen worden. Die festen Lager auf den beiden Landwiderlagern sowie auf dem mittleren Strompfeiler sind durch Streifen aus Weichblei von 20 mm Dicke mit $\sigma_d = 100 \text{ kg/cm}^2$ gebildet worden. Um die praktische Ausführung der theoretischen linienförmigen Auflagerung zu nähern, sind die Bleiplatten möglichst schmal gewählt worden (bei den beiden Endwiderlagern 0,10 m breit, bei dem Strompfeiler links von der

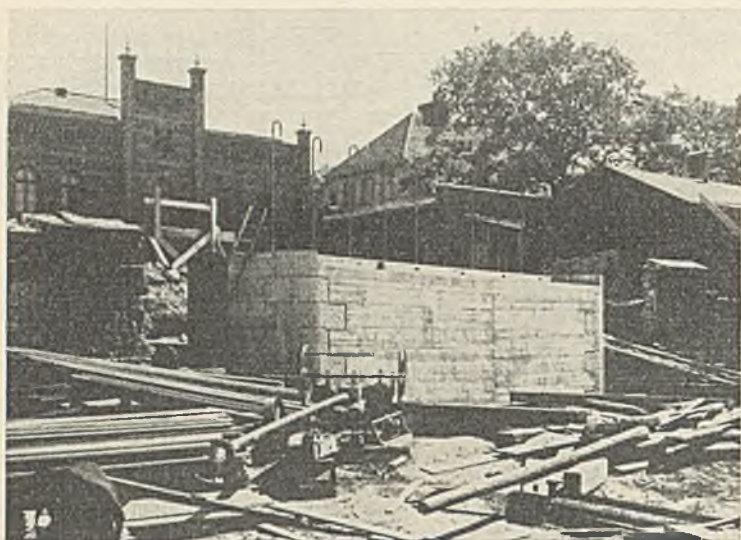


Abb. 8.

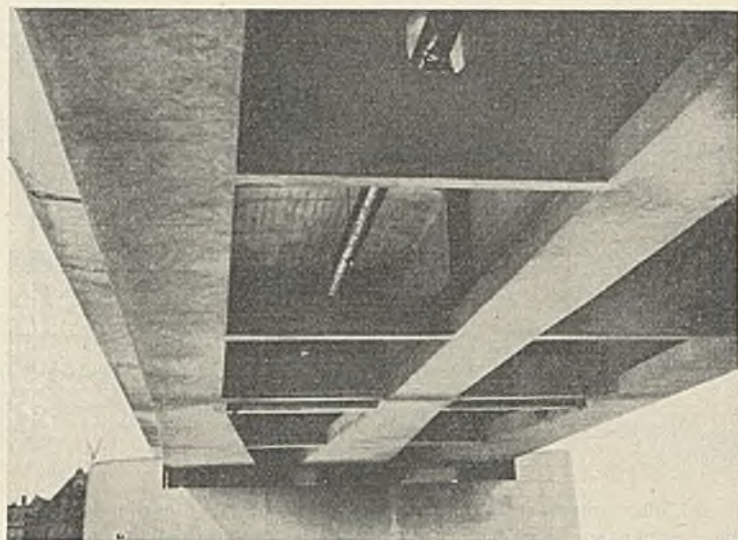


Abb. 9. Untersicht der Brücke.

Schiffahrtöffnung 0,33 m breit). Die Bleiplatten wurden auf die vorher eben abgezogenen Betonflächen verlegt; bei ihrer Schmiegsamkeit lassen sich die Bleiplatten der Unterlage durch Andrücken und Hämmern gut anpassen. Die schmalen Fugen seitwärts der Bleistreifen wurden vor dem Betonieren der Eisenbetonüberbauten mit Sand und einem darübergelegten dünnen Eisenblech ausgefüllt. Nach dem Betonieren der Überbauten wurde dann der lose Sand aus der Fuge herausgekratzt und wurden die Bleche entfernt, so daß eine einwandfreie Auflagerung auf den schmalen Bleistreifen gewährleistet ist.

anker 34 mm ϕ mit dem Endwiderlager verankert worden (Abb. 8). Unter Berücksichtigung dieser Anker ergibt sich eine 2,65 fache Sicherheit gegen Abheben.

Abb. 9 zeigt eine Untersicht der Brücke, die die Querrahmen und Querscheiben erkennen läßt.

Die Eisenbewehrung der Hauptträger ist infolge der geforderten geringen Bauhöhe verhältnismäßig sehr stark. Die 1300 m³ Eisenbeton der Überbauten und der Fahrbahnplatte haben eine Eisenbewehrung von insgesamt 346 t Rundeseisen (St 37) erhalten, einschl. der Montageeisen,



Abb. 10. Bewehrung des äußeren Hauptträgers des mittleren Überbaues.

Eisenbetonüberbauten. Die allgemeine Anordnung zeigt Abb. 4. Die Abstände der drei Hauptträger sind so gewählt, daß sie annähernd gleich belastet werden. Durch eine Anzahl Querrahmen sowie durch je zwei volle Querträger (Querscheiben) in jedem Felde sind die drei Hauptträger zu einer einheitlichen Tragplatte verbunden, so daß Verkehrslasten, die sich über einem Hauptträger bewegen, von allen drei Hauptträgern aufgenommen werden. Auf diese Weise werden einmal die Durchbiegungen und Schwingungen des verhältnismäßig „weichen“ Systems infolge bewegter Lasten erheblich gedämpft, was sich bezüglich der Unterhaltungskosten günstig auswirken wird; außerdem werden so Risse in der Eisenbetonfahrbahnplatte vermieden, die bei verschiedener Durchbiegung der drei Hauptträger entstehen können. Am rechten Landwiderlager ist ein Gegengewicht aus Beton von 230 t eingebaut. Die Sicherheit gegen Abheben ist 1,74 fach, d. h. die Verkehrslast könnte 1,74 fach größer sein als die lt. Vorschrift der statischen Berechnung zugrunde gelegte Verkehrslast, bevor sich der Überbau abhebt. Zur größeren Sicherheit ist das Auflager aber noch durch zehn Rundeseisen-

Splinte und des Bindedrahtes u. dgl., wobei der Verschnitt jedoch nicht mit gerechnet worden ist. Die Eisenbewehrung beträgt also 3,38% des Betoninhaltes, ist also verhältnismäßig hoch.

Die Eisenbewehrung des äußeren Hauptträgers des mittleren Überbaues zeigt Abb. 10 in Ansicht und Abb. 6 im Querschnitt. In Rücksicht auf die zahlreichen mit lichtigem Abstände von 45 mm verlegten Rundeseisen 45 mm ϕ erschien es nicht zulässig, die Stöße, wie es bei kleinen Eisenbetonkonstruktionen üblich ist, durch Überdecken der Eisendenen zu bilden, sondern die Stöße der Haupteisen 45 mm ϕ wurden durch Schweißen hergestellt. Außer der Stumpfschweißung der beiden zu verbindenden Stäbe wurde der Stoß noch durch je vier Rundeseisen 18 mm ϕ gelascht, die mit den zu stoßenden Eisen durch Kehlnähte verschweißt wurden. Die Verbindung ergab eine Zerreißfestigkeit von etwa 3600 kg/cm², bezogen auf den Querschnitt des ungestoßenen Stabes von 45 mm ϕ . Die starke Eisenbewehrung der Hauptträger zeigt Abb. 11 im Lichtbild, die der Konsolköpfe zeigt Abb. 12.

Um die Anzahl der Stöße der Hauptlängseisen möglichst zu beschränken,



Abb. 11. Bewehrung der Hauptträger.

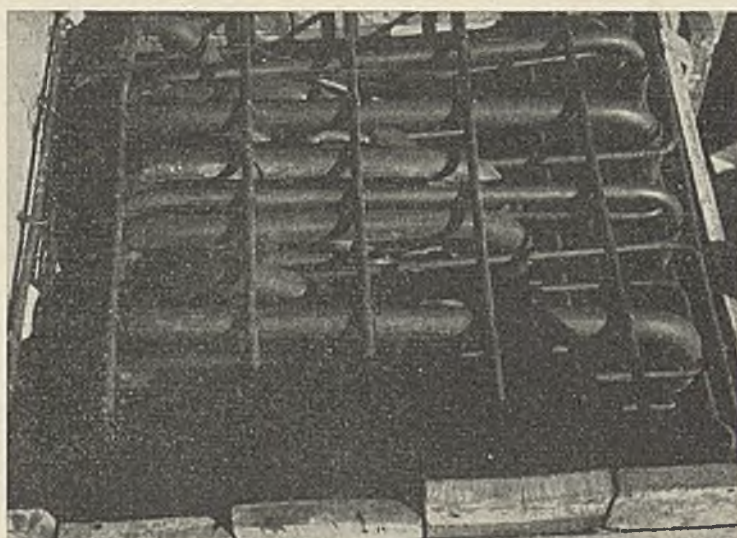


Abb. 12. Bewehrung der Konsolköpfe.

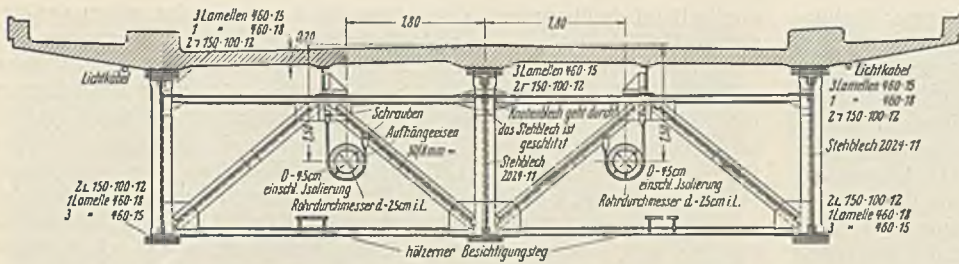


Abb. 13. Querschnitt des Einhängeträgers über der Schifffahrtöffnung.

wurden diese in Längen bis zu 35 m angeliefert, so daß die bis zu 70 m langen Eisen nur einmal gestoßen zu werden brauchten. Das Biegen und Verlegen dieser langen Rundeseisen von 45 mm ϕ erforderte bei dem großen Gewicht bis zu 40 Mann und machte einen besonderen rampenartigen Aufgang zum Lehrgerüst erforderlich.

Die Ansichtflächen und die unteren Flächen der drei Eisenbetonhauptträger haben einen Torkretputz von 1,5 bis 2 cm Dicke erhalten. Gleichzeitig sollten die Ansichtflächen so einen einheitlichen Farbton erhalten. Der Torkretputz wurde erst aufgebracht, nachdem die Überbauten ausgerüstet und mit dem vollen Eigengewicht belastet worden waren, da der Torkretputz etwaige Haarrisse in der Zugzone der Eisenbetonhauptträger schließen sollte. Damit der Torkretputz dieser Aufgabe besser gewachsen war, wurden die Ansichtflächen vorher mit einem Drahtgeflecht von 51 mm Maschenweite und 1,5 mm Drahtdicke überspannt, das durch Rundeseisen von 5 mm ϕ gehalten wurde; diese wiederum wurden mittels kleiner, vor dem Betonieren in die Schalung eingesetzter und dann fest einbetonierter Drähte an den Ansichtflächen befestigt. Damit die einzelnen Drähte bei der verhältnismäßig geringen Betonüberdeckung nicht durchrosteten, wurde ein verzinktes Drahtgewebe gewählt.

Stählerner Einhängeträger. Der im mittleren Teile der Schifffahrtöffnung zur Gewichtersparnis verwendete stählerne Einhängeträger von 35,08 m Stützweite besteht aus drei Hauptträgern. Die ursprünglich vorgesehenen fünf nebeneinander liegenden Hauptträger erwiesen sich als unwirtschaftlich. Zwei Hauptträger wären an sich allerdings billiger als drei Hauptträger nebeneinander; bei zwei Hauptträgern wäre aber infolge des dann erforderlichen größeren Hauptträgerabstandes die Fahrbahn (Querträger usw.) erheblich teurer geworden, so daß sich insgesamt bei nur zwei — gegenüber drei — Hauptträgern Ersparnisse in diesem Falle nicht erzielen lassen. Wie bei den Eisenbetonüberbauten wurden auch die drei stählernen Hauptträger durch stählerne Fachwerkquerträger zu einer einheitlichen „Tragplatte“ verbunden, um so die Durchbiegungen und Schwingungen infolge einzelner schwerer Verkehrslasten durch Beteiligung aller drei Hauptträger zu verringern (Abb. 13). Die Untersicht

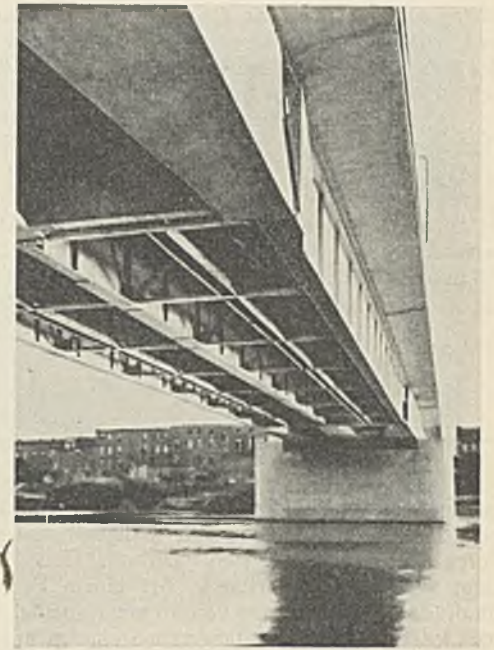


Abb. 14. Untersicht zu Abb. 13.

zeigt Abb. 14. Bei der statischen Berechnung des Systems, das infolge der Forderung der Lastverteilung der Querträger auf alle drei Hauptträger mehrfach statisch unbestimmt ist, wurde die Annahme gemacht, daß die Querträger starr sind; diese Annahme, die die statische Berechnung sehr vereinfacht, ist zulässig, da die Querträger ($h:l = 1,82:8,20 = 1:4,5$) verhältnismäßig viel steifer sind als die Hauptträger. Letztere weisen ein Verhältnis $h:l = 2,02:35,08 = 1:17,4$ auf. Trotz der geringen Bauhöhe genügten die in der statischen Berechnung ermittelten Abmessungen auch in Rücksicht auf die zulässigen Durchbiegungen. Ein Baustoffmehraufwand war bei dem vorhandenen Verhältnis $h:l = 1:17,4$ in Rücksicht auf die Durchbiegungen noch nicht erforderlich. Die Blechträger, die aus St 52 hergestellt worden sind, haben bei i. M. 2 m Stehblechhöhe eine Stehblechdicke von 11 mm erhalten. Um ein Ausbeulen der Druckzone des Stehblechs zu vermeiden, ist dieses — abgesehen von den lotrechten Versteifungswinkeln $80 \cdot 120 \cdot 10$ — in Abständen von 1,25 m noch durch waagerechte $L 75 \cdot 100 \cdot 10$ ausgestellt worden, deren Nietlinie sich in einem Abstände von 0,28 m von Oberkante Stehblech befindet. Die waagerechte Nietteilung ergab sich an der ungünstigsten Stelle (an den Auflagern) in Rücksicht auf die waagerechte Scherkraft zu 100 mm; eine Verstärkung des Stehblechs durch Beilagenbleche in Rücksicht auf die waagerechte Scherkraft erwies sich als nicht notwendig. (Schluß folgt.)

Wasserdichte Abdeckung von massiven Brückenbauwerken mit Kupfer-Bronze-Bahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat H. Kilian, Erfurt.

Massive Brückenbauwerke aus Naturstein, Klinkern und Beton bedürfen zum Schutze gegen eindringendes Wasser vor allem von oben her einer äußerst sorgfältig ausgeführten Abdeckung, die unter Verwendung bestgeeigneter, gegen Feuchtigkeit möglichst dauernd widerstandsfähiger Stoffe hergestellt sein muß. Jeder Brückenfachmann, der mit der Unterhaltung massiver Bauwerke zu tun hat, kennt die durch schlechte Abdeckung hervorgerufenen, oft nie wieder gutzumachenden Schäden, Zerstörung des Baustoffes, besonders bei Hinzutreten von Frost, Auslaugung der Fugen bei steinernen Gewölben, Infolgedessen Herausfallen des zu Sand gewordenen Mörtels, Zusammengehen der Fugen, starke Pressung der Steine aufeinander mit folgenden Abplatzungen und schließlich Förmänderung des Gewölbes.

Bei dem Dach eines Hochbaues wird das Gefälle nach dem für die Dachhaut gewählten Stoffe bestimmt. Je kleiner das Gefälle ist, d. h. je langsamer das Wasser abgeführt wird, um so wasserundurchlässiger wird im allgemeinen das Dach sein müssen. Bei Brücken sind wir leider in Rücksicht auf die gewählte Form des Bauwerks und die möglichst niedrig zu haltende Bauhöhe nicht in der glücklichen Lage, beliebig große Neigungen für die Abdeckung vorzusehen. Nach der von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft herausgegebenen vorläufigen Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken (AIB)¹⁾ sollen flachere Neigungen als 1:20 nicht ausgeführt werden. Bei Neuabdeckung bestehender Bauwerke verursacht die Herstellung schon dieses Gefälles meist erhebliche Schwierigkeiten und Kosten.

Als gebräuchlichster Stoff für die Abdichtung diente bisher Bitumen mit Einlagen von Jutegewebe oder Wollfilzpappe, hergestellt als fabriktfertige Ware, sogenannte Dichtungsbahnen oder an Ort und Stelle mit denselben Stoffen verfertigt als Dichtungshaut. Letztere hat den großen Vorteil der Fugenlosigkeit und eignet sich besonders für solche Fälle,

wo hoher Arbeitsraum zur Verfügung steht, was bei Erneuerung einer Abdeckung unter Betriebsgleisen leider nicht immer der Fall ist. Fabrikfertige Bahnen neigen nach dem Aufrollen zur Wellenform, besonders bei kühlerem Wetter, wie solches oft z. B. im Juni noch vorkommt. Zurückzuführen ist die Wellenform auch oft auf die zu schwachen Papphülsen, auf der die Dichtungsbahnen zum Versand gewickelt werden. Damit diese nicht ellipsenförmig bei der Beförderung zusammengedrückt werden, muß nach den in der Baustoffprüfstelle der RBD Erfurt angestellten Versuchen verlangt werden, daß Papprollen von 15 cm äußerem Durchm. mit einer Wanddicke von mindestens 7 mm verwendet werden. Die Pappe besteht zweckmäßig aus etwa 20 geleimten Einzelschichten. Solche Rollen halten einen äußeren Wanddruck von 200 kg je lfd. m aus.

Von Metallen wurde bisher nur Blei verwendet. Die früher zum Teil ausgeführte Bleiabdeckung mit 2 mm dicken, durch Lötung verbundenen Bleiplatten verursachte hohe Kosten, auch zeigten sich Zerstörungerscheinungen am Blei. Zur Vermeidung dieses Übelstandes und zur Senkung der Kosten wurde alsdann nur eine Bleifolie von 0,26 mm Dicke zwischen getränkten Wollfilzpappen gelegt. Hauptforderungs für die völlige Wasserdichtigkeit einer solchen Abdeckung ist aber, daß eine Bleifolie frei von Löchern und Verletzungen geliefert wird. Man läßt sie daher zur Prüfung vor der Verwendung in einem verdunkelten Raume über einen Tisch mit einer Glasplatte gleiten, unter dem eine hochkerzige Lampe brennt. Sich etwa vorfindende Löcher werden mit Lötzinn zugedeckt. Wie sich der Verfasser selbst überzeugt hat, ist in den Folien eine erhebliche Zahl von größeren, z. T. nur nadelspitzenförmigen Löchern vorhanden. Bei nicht ganz genauer Durchsicht und sorgfältiger Arbeit werden Löcher übersehen, die natürlich dann die Metalleinlage wirkungslos und hinfällig machen. Auch entstehen oft neben den zugedeckten Löchern neue, wenn bei nicht vorsichtiger Handhabung des Lötkolbens das Blei der Umgebung schmilzt. Zweifellos hat Metall, das die Nachteile des

¹⁾ Erschienen 1931 im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn.

Bleis nicht besitzt, vor dem Bitumen den Vorzug unbedingter Dichtigkeit, wenn Korrosion überhaupt nicht eintreten kann und der Anschluß der Metallbahnen aneinander so ausgeführt wird, daß völlig wasserdichter Schluß der Fugen gewährleistet ist.

Der Verfasser beschäftigte sich schon seit mehreren Jahren mit dem Gedanken, für die wasserdichte Abdeckung von Brückenbauwerken Kupferblech zu nehmen, das ja für Eindeckung von Dächern seit langem angewendet wird und seine Eignung bewiesen hat. Der Preis des Kupfers ist auf etwa $\frac{1}{3}$ des Vorkriegspreises gefallen. Gewählt wurde das Kupferbronzeblech „Tecuta“, bestehend aus reinem Kupfer und 0,3% Zinn, 0,3 mm dick, der Vereinigten Deutschen Metallwerke AG, Zweignieder-

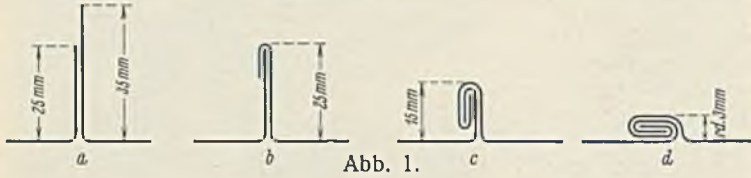


Abb. 1.

lassung Hedderheimer Kupferwerk Frankfurt (Main)-Hedderheim. Es besitzt große Geschmeidigkeit, Zähigkeit und vollkommene Dichtigkeit. Poren oder Löcher kommen nicht vor. Gegen mechanische Verletzungen zeigt es großen Widerstand. Bei einem Versuche bildeten sich beim Eindringen eines Dornes von 10 mm Durchm. erst bei 12 mm Eindringtiefe Risse. Selbst nach längerem Stampfen mit genagelten Stiefeln zeigte das Blech, das auf rauhzackiges Pflaster gelegt war, keine Verletzung. Die Bahnen sind 0,60 m breit und werden in Längen bis zu 25 m geliefert.

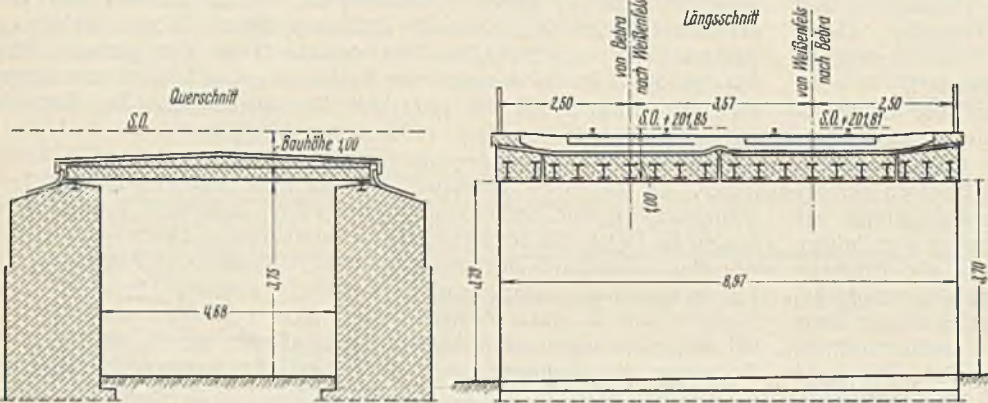


Abb. 3.

In der Baustoffprüfstelle der RBD Erfurt und später z. T. auf dem Hedderheimer Werk wurden eine Reihe von Versuchen bezüglich der zweckmäßigen Verwendung, Verlegung und der gesamten Anordnung der wasserdichten Abdeckung einschließlich Schutzschicht angestellt. Im Gegensatz zu Bitumenbahnen liegt die Tecutabahn infolge der Weichheit und Geschmeidigkeit des Stoffes nach dem Ausrollen in jeder Lage vollkommen glatt und eben, besitzt auch keine Neigung zum Zurückrollen und zur Wellenform.

Die Verbindung der Blechbahnen ist auf zweierlei Weise möglich, durch Lötung oder Falzung. Die Versuche in der Baustoffprüfstelle erstreckten sich zunächst auf Lötung. Längs des Randes der ersten Bahn wurde Zinnlot 0,5 cm breit aufgetragen, mit einer Deckung von 2 cm die

zweite Bahn darübergelegt, dann diese am Rande mit der ersten verlötet und schließlich das auf die erste Bahn aufgetragene Lot mit einem Lotkolben zum Schmelzen gebracht, so daß eine Doppellötung beider Bahnen erzielt wurde. Obwohl eine solche Verbindung einfach und billig, auch bei gewissenhafter Ausführung unbedingt wasserdicht ist, wurde jedoch hiervon abgesehen, da bei Zinnlot unter gewissen Bedingungen, d. h. bei Kälte und Feuchtigkeit die Umwandlung des Zinnes in eine graue bröckelige Masse, die sogenannte Zinnpest auftreten kann, die den Zusammenhalt der Bahnen alsdann lösen würde. Es wurde daher die Falzung, und zwar der umgelegte Doppelfalz gewählt. Die schematische Herstellung des Falzes ist aus Abb. 1 zu ersehen. Diese Ausführung

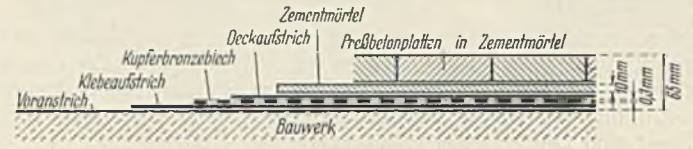


Abb. 2.

gibt auch dem Kupferbelag eine gewisse Nachgiebigkeit in den Falzen. Bewegungsfugen können in derselben Weise wie bei Bitumenabdeckungen, z. B. zwischen zwei Gleisen, angeordnet werden. Ein Schnitt durch die Gesamtanordnung der Abdeckung ist in Abb. 2 dargestellt.

Im Bezirk der RBD Erfurt wurden bisher zwei Walzträgerüberbauten mit Kupferblechbahnen abgedeckt, im August 1932 die Wegeunterführung

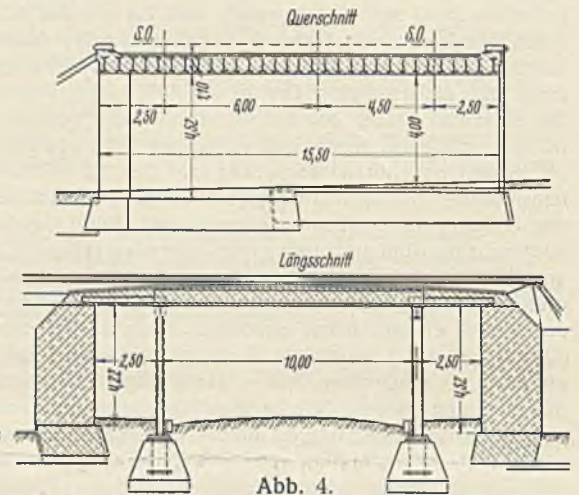


Abb. 4.

in km 174,13 der Strecke Halle—Bebra bei Hirschel mit rd. 70 m² (Abb. 3) und im Juli 1933 die Magdelstiegunterführung auf dem Bahnhof Jena-West mit rd. 332 m² (Abb. 4).

Bei dem ersten, zweigleisigen Bauwerk mußte der gesamte Überbau erneuert werden. Zur Aufrechterhaltung des Betriebes wurde die Fahrbahn für jedes Gleis seitlich hergestellt und dann eingezogen. Die Abdichtung der Fahrbahn konnte daher vor dem Einschub ausgeführt werden, während die Abdichtung der Trennungsfugen nach beendigtem Einschub der zwei Überbauhälften hergestellt wurde. Das dreigleisige Bauwerk in Jena wurde nach Außerbetriebnahme je eines Gleises in drei Teilen ab-



Abb. 5. Einbringen der Bitumendichtungsmasse zwischen die hochstehenden Abkantungen.



Abb. 6. Zusammendrücken der beiderseitigen Abkantungen.



Abb. 7. Herstellung des Doppelfalzes und Niederlegen mit dem Holzhammer.

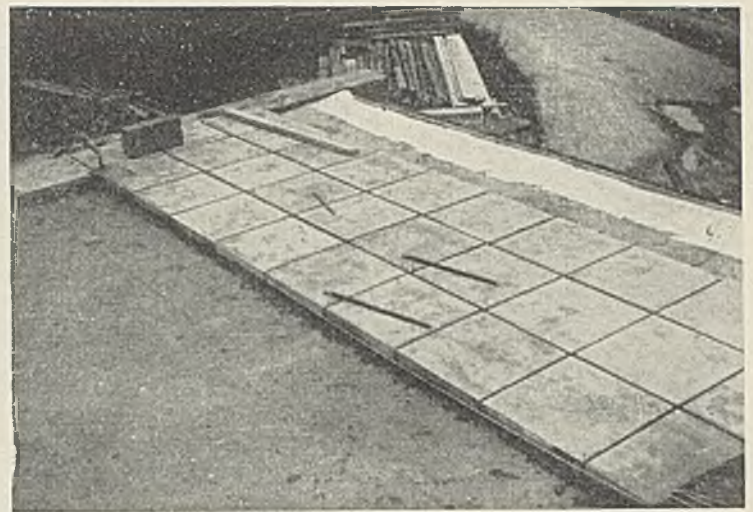


Abb. 8. Fertige Abdeckung mit aufgebrachtem Mörtelbett und teilweise verlegten Preßbetonplatten. Der Abstand der Fugen wird durch vorübergehendes Einlegen besonderer Fugeneisen geregelt.

gedeckt. Die Art und Weise der Abdeckung war bei beiden Bauwerken die gleiche. Auf die mit Glattstrich versehene Oberfläche der Betondecke wurde zunächst ein Bitumenvoranstrich, dann in der Bahnbreite von 0,60 m eine Tecuta-Spezial-Klebmasse heißflüssig aufgebracht, auf diese kam die in passender Länge zugeschnittene erste Blechbahn mit hochstehendem seitlichen Falz parallel zur Stirn zur Verlegung. Sodann wurde der Klebanstrich für die zweite Bahn in deren Breite und Länge aufgetragen und diese ebenfalls seitlich angefalzte Bahn dicht an die erste geklebt. Zwischen die beiden senkrecht 25 bzw. 35 mm hochgekanteten Falzstreifen, die nicht scharfkantig, sondern nach einem kleinen Halbmesser umgebogen sind, wurde Bitumenmasse gestrichen (Abb. 5), die Abkantungen zusammengedrückt (Abb. 6) und alsdann der Doppelfalz hergestellt und niedergelegt. Die Verfalzung kann in der bei Dächern üblichen Weise mit Falzeisen, Schaleisen und Holzhammer, oder mit besonderen Falzwerkzeugen mit Doppelgriffen und Fußhebeln (Abb. 7) gebildet werden.

Die fertiggestellte Kupferhaut erhielt einen heißflüssigen Bitumen-deckanstrich und zum Schutze gegen Beschädigung durch die Stopfhacke eine Lage Preßbetonplatten 0,30 · 0,30 · 0,045 m auf einem 1 cm dicken

Zementmörtelbett mit einem Fugenverguß aus Bitumen (Abb. 8). In beiden Fällen ließ sich die Abdichtung schnell und ohne Schwierigkeit ausführen.

Der Herstellungspreis für 1 m² fertig verlegte Kupferabdeckung einschließlich Voranstrich und Klebeanstrich, jedoch ohne Schutzabdeckung und Deckaufstrich betrug bei dem ersten Bauwerk 9,70 RM, bei dem zweiten wegen der notwendigen, wiederholten Unterbrechung der Arbeiten 10,30 RM. Demgegenüber stellt sich der Preis für eine Abdichtung aus doppellagigen Jutegewebebahnen je 4 mm dick ausschließlich Schutzabdeckung im Durchschnitt auf 7,60 RM. Die Kupferabdeckung, die von der Firma C. C. Korber, Vacha (Thür.) verlegt wurde, ist mithin daher zunächst noch rd. 25% teurer als eine Abdeckung mit Bitumen.

Wenn natürlich bei der kurzen Liegezeit ein endgültiges Urteil über die Bewährung nicht abgegeben werden kann, so ist doch mit großer Wahrscheinlichkeit anzunehmen, daß die zwischen Bitumen geschützt liegende Kupferhaut einschließlich ihrer Verfalzung dauernd unangreifbar gegen Schäden bleibt und so die denkbar beste Gewähr für eine dauerhafte vollständig wasserdichte Abdeckung bietet und der höhere Preis sich deshalb rechtfertigt.

Schutz einer Betonpfahlgründung gegen den schädlichen Einfluß des Grundwassers.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurät Vogel, Wesermünde.

Unter dieser Überschrift sind in Bautechn. 1923, Heft 46, S. 451, und 1926, Heft 55, S. 841, über die Verwendung von Mast-Betonpfählen bei dem Bau einer größeren Eisenbetonfischpackhalle im Fischereihafen zu Geestemünde kurze Mitteilungen gemacht. Wie bekannt, sind die Mast-Betonpfähle gegen schädliches Grundwasser durch einen autogen geschweißten Eisenblechmantel von 1,5 bis 3 mm Dicke geschützt. Dieser Schutz erschien der Bauleitung bei dem anstehenden, nach der chemischen Untersuchung beton-schädlichen Grundwasser nicht ausreichend. Der Blechmantel wurde daher vor der Anlieferung und unmittelbar vor dem Ausbetonieren noch mit je einem inneren Schutzanstrich einer Goudron-Asphaltnischung versehen, der als undurchlässige Haut das Grundwasser nach Zerstörung des Blechmantels vom Beton fernhalten sollte. In welcher Weise der zweite Anstrich eingebracht wurde, beschreibt Regierungsbaurat Salzmann in dem ersten der obengenannten Aufsätze¹⁾. Durch Probepfähle, die neben dieser Halle seinerzeit geschlagen worden sind, sollte nach

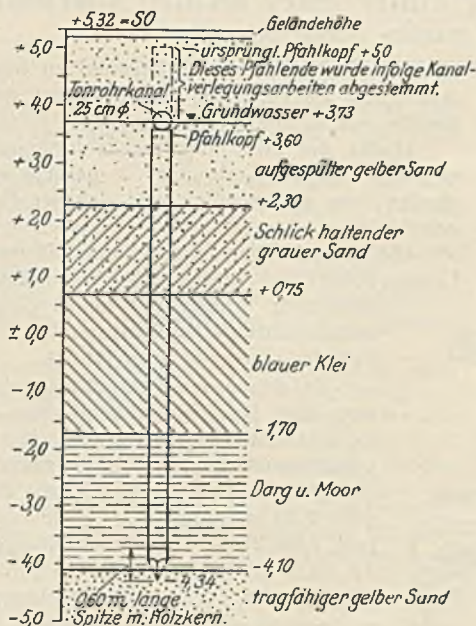


Abb. 1.

Jahren festgestellt werden, ob dieser doppelte Schutz gegen Grundwasser, besonders der zweite Innenanstrich des Blechmantels, zum Schutze des Eisenbetons sich bewährt habe.

Der erste Probepfahl ist nach fünf Jahren im Jahre 1926 gezogen worden mit dem Ergebnis, daß sich dabei herausgestellt hat, daß der nachträglich eingebrachte zweite Goudron-Anstrich sich fest mit dem eingebrachten Beton verbunden hatte und somit diesen auch dann noch gegen schädliches Grundwasser schützen würde, wenn der Blechmantel durchrostet sein sollte.

Die schädlichen Bodenschichten, um die es sich bei der Fundierung der Fischpackhalle handelte, bestehen aus blauem Klei und einer Dargbodenschicht, die bei dem zweiten Probepfahl, wie aus Abb. 1 zu ersehen, eine Dicke von rd. je 2,40 m erreichen.

I. Ziehen des Pfahles.

Der zweite Probepfahl ist in diesem Jahre, d. h. also nach zwölfjährigem Bestande, gezogen worden.

Da die Firma Mast Wert darauf legte, festzustellen, wie groß die Tragkraft des Pfahles sei, wurde versucht, ihn zunächst ohne Spülung zu ziehen. Um den Kopf, der seinerzeit beim Bau von Entwässerungskanälen bis etwa in Höhe des Grundwassers abgestemmt werden mußte, freizulegen, wurde ein Spundwandkasten von 1,55 m i. L. um den Pfahl geschlagen und der Bodeninhalt des Kastens bis zu 60 cm unter Grundwasser ausgehoben.

Leider schlugen die Versuche, den Pfahl mit Preßstöpfen zu heben, fehl, weil die verwendeten Ketten bis 29 mm Dicke brachen, wobei der Pfahl selbst infolge einer konstruktiv nicht vorgesehenen Beanspruchung etwa 90 cm unter seinem Kopf knickte.

Da nunmehr ein weiterer Versuch, den Pfahl zu ziehen, ohne Verwendung gleichzeitiger Spülung sich als aussichtslos erwies, wurde er wie

¹⁾ Dieser Anstrich ist der Firma Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast m. b. H., Berlin, patentiert worden.

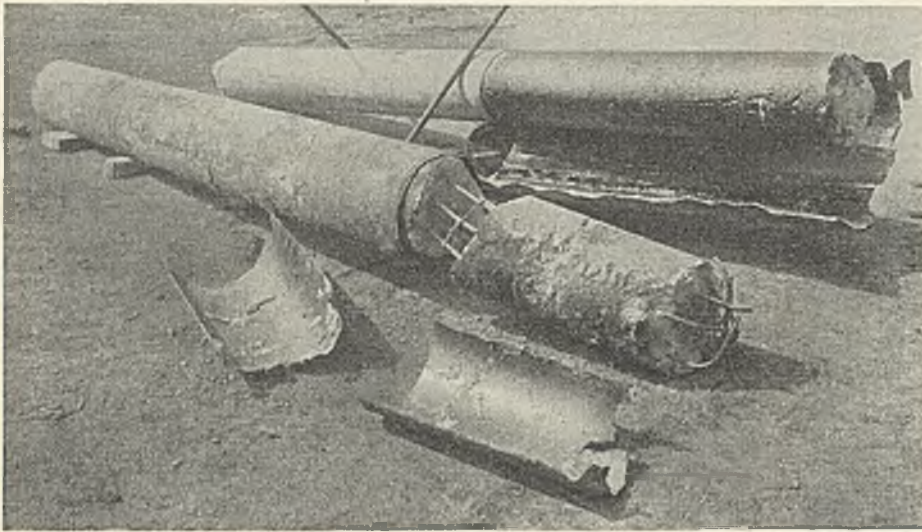


Abb. 3.

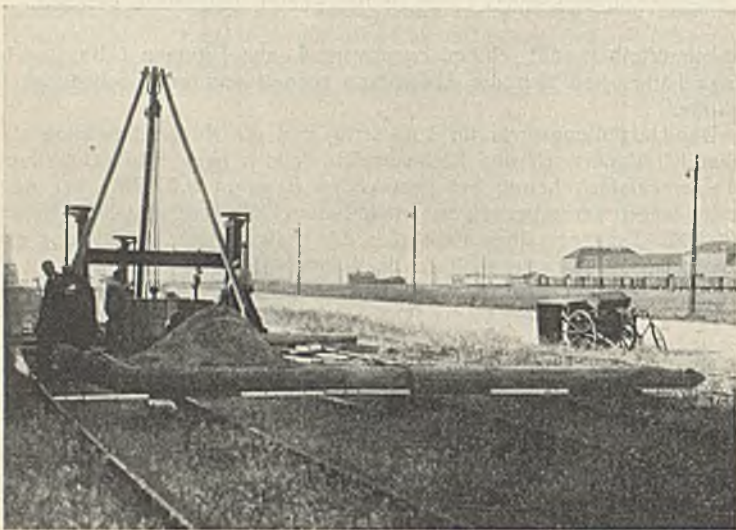


Abb. 2.

bei dem ersten Probepfahl durch Spülwasser gelockert und sodann durch Lokomotivspindeln mit je 50 t Tragkraft gezogen.

II. Zustand des gezogenen Pfahles.

Äußere Beschaffenheit der Blechhülle und der Pfahlspitze.

a) Wie beim ersten Pfahl zeigte sich auch bei diesem, daß, soweit er im aufgespülten Sand steckte, d. h. von + 3,60 m bis + 2,30 m, die Blech-

hülle von einer mit Rost durchsetzten, bis zu 3 mm dicken harten Sandkruste umgeben war, unter der sich ein ganz leichter Blätterrost vorfand.

b) In der nächsten, aus schlickhaltigem rauhen Sand bestehenden Schicht von + 2,30 m bis + 0,75 m war der Blechmantel von einer sehr harten bis zu 4 mm grauen Kruste umgeben, die mit kleinen Muscheln und Kleskörnern durchsetzt war, nach deren Entfernen sich auf dem Mantel ein hauchdünner fester Rostflug zeigte.

c) Der Rest des Pfahles war mit einem Überzug aus Klei versehen, der eine harte, feste, vollkommen dichte Schutzschicht bildete, die kaum mit der Stahlbürste vom Blechmantel zu entfernen war, ähnlich einem erhärteten Anstrich aus Zementmilch. Unter dieser Kleischicht war der Blechmantel noch vollständig schwarz ohne jegliche Rostbildung. Kleinere Stellen, die frei lagen, zeigten nur einen geringen Rosthauch. Diesen dünnen Kleiüberzug, der sich auch in der Dargschicht vorfand, hat der untere Teil der Pfahlhülle offenbar beim Durchgang durch die Kleischicht mitgenommen, ohne daß die lose Dargschicht ihn wieder abzuwaschen imstande war.

d) Die Pfahlspitze ließ einwandfrei erkennen, daß sie im Sand gestanden hatte, und zeigte keinerlei Beschädigung.

III. Die Beschaffenheit des Betonpfahls nach Entfernen der Blechhülle.

1. Die Blechhülle ließ sich nach Auftrennung mit dem Meißel ohne weiteres vom Pfahl abschälen.

2. Der innere (erste) Anstrich der Hülle war gut dicht und genügend stark auf dem Blechmantel vorhanden.

3. Der zweite Goudron-Anstrich, der mit der Bürste nach Schlagen der Eisenhülle ausgeführt war, haftete auf dem Betonkörper des Pfahles in einer sehr gut erhaltenen, vollständig dicht schließenden, bis zu 2 mm dicken Schicht.

4. Der Betonkörper hatte beim Abklopfen einen harten, hellen Klang. Der obere, beim Ziehen gebrochene Teil wurde abgestemmt, wobei festgestellt wurde, daß die durchstemmten Betoneisen vollkommen rostfrei waren.

Der Zustand des Pfahles und Blechmantels ist aus Abb. 2 u. 3 gut zu ersehen.

IV. Schlußfolgerungen.

Die Erwartungen, die an den zweiten Goudron-Anstrich gestellt waren, sind, wie die beiden Probepfähle ergeben, voll erfüllt, so daß auch nach Durchrosten des Blechmantels der Eisenbetonpfahl durch diesen zweiten Anstrich noch gegen äußere chemische Einflüsse geschützt ist.

Der dritte Probepfahl soll nach einer weiteren Reihe von Jahren gezogen werden. Ergibt sich bei ihm auch ein gleicher Befund wie bei dem ersten und zweiten Pfahl, so darf damit gerechnet werden, daß die Eisenbetonpfähle „System Mast“ ihre Aufgabe auch in den durchstoßenen Bodenschichten voll erfüllen werden.

Beobachtungen über die Grundwasserbewegung hinter einer dichten Uferwand im Tidegebiet.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Walther, Norderney.

Im Jahre 1931 wurden im Hafen Norderney zwei Grundwasserfilterbrunnen beobachtet, die im Abstände von 7,70 m hinter der massiven Kalmauer gesetzt waren¹⁾. Die damaligen Beobachtungen hatten den Zweck, Unterlagen über die Grundwasserverhältnisse für die Berechnung

einer geplanten eisernen Uferwand zu beschaffen. Diese Uferwand ist inzwischen auf rd. 60 m Länge erbaut worden (Abb. 1); eine weitere Strecke von 90 m Länge ist im Bau.

Hinter der Mitte der bereits fertiggestellten Uferwand ist nun ein weiterer Grundwasserbrunnen 3 gesetzt und längere Zeit beobachtet worden, um nachzuprüfen, wie sich der Grundwasserstand wirklich eingestellt hat.

Die Bauweise der neuen eisernen Uferwand, die aus Spundwandisen Larssen Profil III mit Verankerung und Ankerwand besteht, ist aus Abb. 2 ersichtlich. Hinter der neuen Uferwand ist die frühere Eisenbetonspundwand stehengeblieben. Hierdurch wird die Dichtigkeit der Uferwand noch erhöht.

Bei den neuen Beobachtungen wurde der frühere Brunnen 1 (vgl. Abb. 1) nicht mitbeobachtet. Brunnen 2 und 3 wurden jedoch zum Vergleich gleichzeitig beobachtet. Da Brunnen 2 verschlammte, wurde er zuerst gezogen, gereinigt und an der gleichen Stelle neu gesetzt. Brunnen 3 wurde im Abstände von 7,70 m hinter der Mitte der neuen Uferwand gesetzt (vgl. Abb. 2). — Die Beobachtungen wurden in der Zeit vom 10. März bis 10. April 1933 ausgeführt. Sie ergaben das gleiche Bild wie die früheren Beobachtungen:

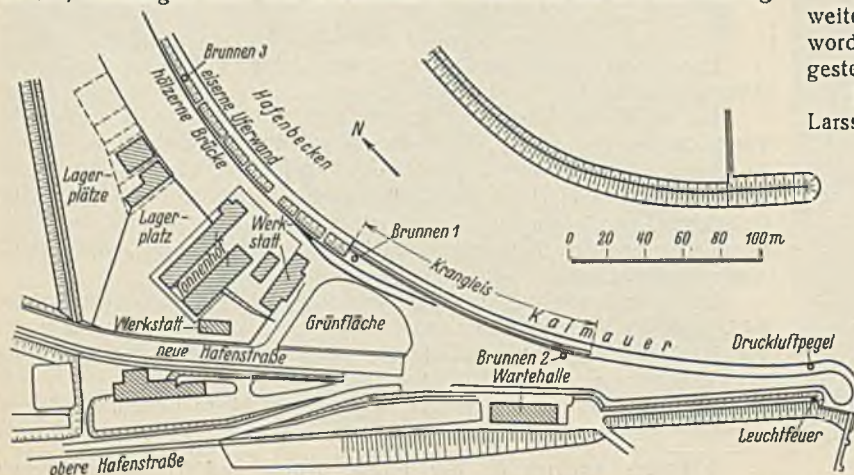


Abb. 1. Lageplan des Hafens Norderney.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 39, S. 495.

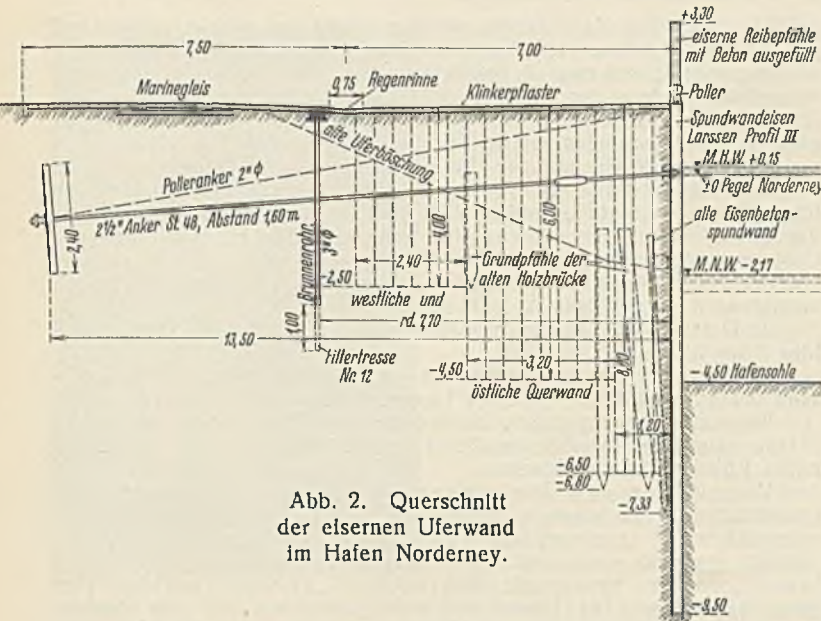


Abb. 2. Querschnitt der eisernen Uferwand im Hafen Norderney.

In beiden Brunnen folgt der Grundwasserspiegel der Gezeitenbewegung in stark gedämpftem Maße. Abb. 3 zeigt als Beispiel die Wasserstände vom 27. März 1933. Die Wasserstandsschwankungen sind jedoch verschieden groß. Aus 19 Einzelbeobachtungen ergab sich für den Hub ein Mittelwert

im Brunnen 2 von rd. 0,30 m,
im Brunnen 3 von rd. 0,18 m.

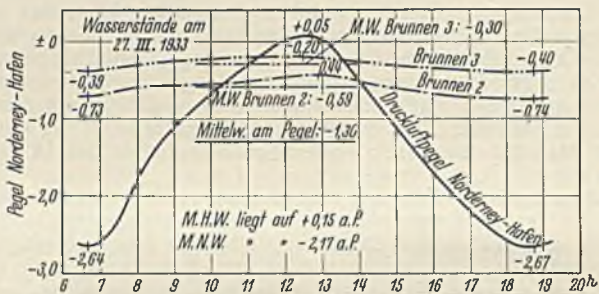


Abb. 3. Verlauf der Grundwasserbewegung während der Tide.

Hinter der offenbar sehr dichten eisernen Uferwand ist der Wechsel des Grundwasserstandes in Abhängigkeit von der Tidenbewegung also sehr gering. Aus Abb. 3 ist auch ersichtlich, daß das Mittelwasser im Brunnen 3 am 27. März 1933 noch 29 cm höher lag als im Brunnen 2. Das Mittelwasser des Brunnens 2 liegt 0,71 m über dem gleichzeitigen Mittelwasser der Tidenkurve, während dieses Maß im Brunnen 3 1 m beträgt. Die Grundwasserstandverhältnisse sind also im Brunnen 3 für die Standsicherheit der Uferwand ungünstiger als im Brunnen 2.

In Abb. 4 ist die Abhängigkeit zwischen den höchsten Grundwasserständen und den gleichzeitigen Hochwasserständen am Pegel Norderney-

Hafen aufgetragen. Abb. 5 zeigt das gleiche für Niedrigwasser. In Abb. 5 sind die Linien der ungünstigsten Wasserstände für beide Brunnen eingetragen. Die Linie für Brunnen 2 ist die gleiche wie bei den Beobachtungen von 1931. Beide Linien sind der Sicherheit wegen um einige cm höher gezeichnet als die ungünstigsten Beobachtungen.

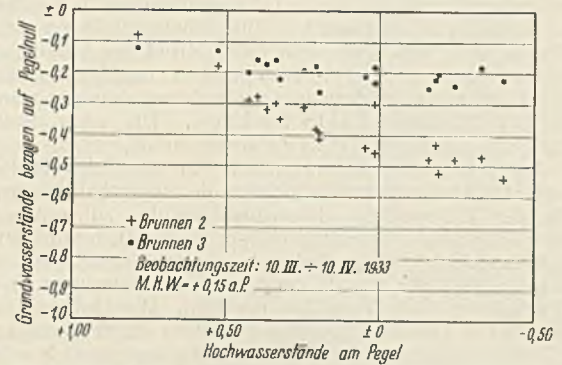


Abb. 4. Abhängigkeit zwischen höchstem Grundwasserspiegel und Hochwasserständen am Pegel Norderney-Hafen.

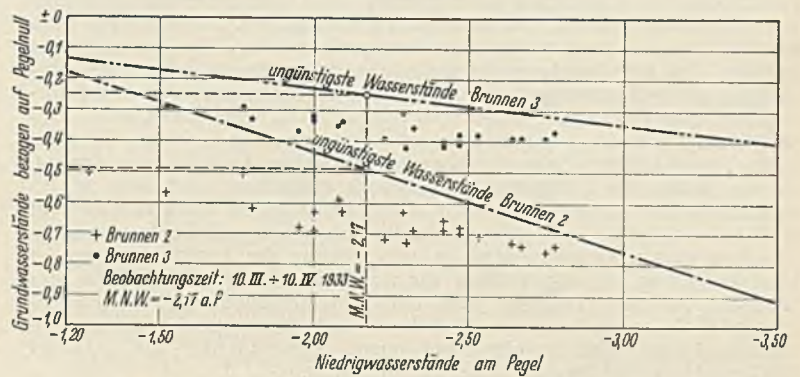


Abb. 5. Abhängigkeit zwischen niedrigstem Grundwasserspiegel und Niedrigwasserständen am Pegel Norderney-Hafen.

Aus Abb. 5 ergibt sich die Höhe des Wasserüberdrucks im Brunnen 3 für die beiden Hauptbelastungsfälle wie folgt:

Bezeichnung des Belastungsfalles	Wasserstände		Wasserüberdruck Sp. 2 u. 3 m	Früher war im Brunnen 2 festgestellt m
	Außen m	Brunnen 3 m		
Fall 1 (MNW) . .	- 2,17	- 0,25	1,92	1,77
Fall 2 (NNW) . .	- 3,50	- 0,40	3,10	2,65

Die Kontrollbeobachtungen haben gezeigt, daß die eiserne Uferwand eine sehr große Dichtigkeit besitzt und daß der wirkliche Wasserüberdruck noch etwas größer ist, als nach den früheren Ermittlungen angenommen war.

Alle Rechte vorbehalten.

Stand des Betonstraßenbaues in der Schweiz.

Aus einem von Herrn Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel (Siegkreis), uns zur Verfügung gestellten Bericht über eine Besichtigungsreise im Juli 1933 entnehmen wir folgendes:

Der neuzeitliche Betonstraßenbau in der Schweiz geht auf das Jahr 1925 zurück. Ein Betonstraßenstück bei Pratteln, das 1926 gebaut worden ist und unter schwerem Verkehr liegt, hat sich sehr gut gehalten; 1930 wurde diese Strecke in Richtung Pratteln verlängert, und es ist heute schwer, die beiden Strecken voneinander zu unterscheiden.

Ende 1932 besaß die Schweiz ein Netz von 308 310 m² Betonstraßen, was unter Annahme einer mittleren Fahrbahnbreite von 6 m eine Gesamtlänge von etwa 51 km ergibt.

Unterbau. Bei Belegung alter, bestehender Straßen wird die alte Fahrbahn aufgerissen und frisch gewalzt. Bei Neuanlagen hängt die Gestaltung des Unterbaues von der Beschaffenheit des Untergrundes ab. Von der Verlegung eines besonderen Steinbettes wurde abgesehen, was sich bisher gut bewährt hat. Bei kiesigem Untergrund wird der Betonbelag unmittelbar auf den Kiesboden gelegt, nachdem dieser profilgerecht ausplaniert und etwa mit einer leichten Walze etwas angedrückt wurde. Vorstehende Steine werden entfernt. Auf diese Weise ausgeführte Straßendecken, die eine Normdicke von 16 bis 17 cm besitzen, haben sich ausgezeichnet gehalten.

Bei lehmigem und wenig tragfähigem Untergrund wird nach rohem Ausgleich des Untergrundes eine Kiessandschicht von 15 bis 20 cm Dicke aufgebracht und leicht eingewalzt. Auf diese Schicht wird dann der

Betonbelag unmittelbar aufgelegt. Auch dieses Einbausystem hat sich gut bewährt. Fast alle diese Straßen sind trotz zum Teil sehr schwerem Verkehr bis heute rissfrei, auch solche, die auf Anschüttungen und Dämmen liegen. Im Kanton Thurgau bei Islikon liegt eine solche Straße auf einem 7 m hohen Damm aus Lehmmaterial. Er wurde vor Winter geschüttet; nach dem Winter wurde eine 15 cm dicke Kiesschicht eingewalzt. Ein kleines Stück hat eine 20 cm dicke Packlage mit einer 15 cm dicken Betonschicht darüber, die weitaus größte Strecke hat jedoch keine Packlage, und der Beton dieser Strecke ist 15 cm dick und unmittelbar auf die obere Kiesschicht aufgebracht. Im unteren Teil der Betondecke liegt eine Eisenbewehrung von 3,5 kg/m². Die Betonstrecke zeigt keinen einzigen Riß.

Die in der Schweiz überall verwendete Kiessandschicht ermöglicht dem Betonbelag die Ausführung seiner Temperaturbewegungen, ferner wirkt sie in Verbindung mit dem Betonbelag als Isollerschicht und damit als sehr wirksamer Frostschutz bei lehmigen Böden, und schließlich dämpft sie die Verkehrserschütterungen ab. Es ist festzustellen, daß in der Schweiz keine Betonbeläge unter dem Frost gelitten haben, obwohl sie zum großen Teil auf schlechten Böden liegen.

Deckenquerschnitt. Bis Ende 1928 wurde ein überall gleich dicker Belag verwendet, ausgebildet nach dem Dachprofil mit 2,5% Seitengefälle ohne Mittelfuge. Alle diese Betondecken wurden mit Eisen bewehrt. Deckendicke etwa 16 cm. Dieses Profil hat sich gut bewährt. Die Betonbeläge zeigten aber häufig Quer- und Längsrisse.

Bei den im Jahre 1929 und in der ersten Hälfte des Jahres 1930 ausgeführten Betondecken wurden dann Randverstärkungen ausgeführt, wie wir sie auch in Deutschland meist angeordnet haben. Plattendicke in der Mitte etwa 14 cm, am Rande etwa 20 cm. Längsrisse in Plattenmitte gaben dann Veranlassung, dieses Profil wieder aufzugeben. Man nahm an, daß die Randverstärkungen die Bewegungsfreiheit der Betonplatten in der Querrichtung hemmten, was zu Zugspannungen in der Plattenmitte führte, denen der dort geschwächte Querschnitt nicht gewachsen war. Daher wurde nunmehr das Dachprofil ohne Mittelfuge fallen gelassen.

Bei Straßenfahrbahnbreiten über 5 m wird heute grundsätzlich das Dachprofil mit Mittelfuge angewendet. Randverstärkungen werden nicht mehr ausgeführt. Deckendicke 15 bis 18 cm. Die nach diesem Profil ausgeführten Straßen zeigen fast keine Risse mehr.

Ein- oder Zweischichtensystem. In der Schweiz ist im allgemeinen der Einbau in zwei Schichten der wirtschaftlichere, weil er gestattet, in der Unterschicht Betonzuschlagstoffe zu verwenden, die weniger hochwertig und daher auch billiger sind. Auch wird der Zementgehalt der Unterschicht geringer gehalten als der der Oberschicht.

Bei einer Deckendicke von 16 cm wird die Unterschicht 10 bis 11 cm dick, die Oberschicht 6 bis 5 cm dick gemacht. Die Unterschicht enthält 250 kg Zement, die Oberschicht 400 kg Zement je m³ fertigen Betons. Bei diesen Zementbeigaben tritt eine Trennung zwischen Unterbeton und Oberbeton selbst dann nicht ein, wenn nicht frisch auf frisch gearbeitet wird.

Einen technischen Vorteil des Einschichtenbaues sah man früher darin, daß die Decke auf ihrer ganzen Dicke ein einheitliches Ganzes darstellt und frei bleibt von zusätzlichen Spannungen, die durch Materialunterschiede der beiden Schichten verursacht werden. Es hat sich aber gezeigt, daß bei den beim Zweischichtensystem angewendeten Zementmengen diese Spannungen ebenfalls nicht auftreten oder sich nicht auswirken. Ein finanzieller Vorteil tritt dann ein, wenn man beim Einschichtensystem die Deckendicke erheblich vermindern kann. Eine zu dünne, also leichte Platte ist aber bei schwerem Verkehr ungenügend, da sie durch die Verkehrslasten zu stark erschüttert wird, was zu Ermüdungserscheinungen führen kann. Eine 12 bis 14 cm dicke Betonschicht muß in zwei Schichten gestampft werden, um genügend dicht zu werden.

Aus diesen Gründen wird in der Schweiz der Einschichtenbau im Landstraßenbau im allgemeinen für unwirtschaftlicher gehalten als der Zweischichtenbau. Dagegen wird der Einschichtenbau mit Vorteil angewendet beim Einbau von Radfahrer- und Gehwegen. Solche Wege werden 10 cm dick angelegt bei einem Zementgehalt von 300 bis 350 kg/m³, im allgemeinen ohne Eisenbewehrung.

Eisenbewehrung. Alle schweizerischen Betonstraßen sind mit Eisen bewehrt, hauptsächlich deshalb, damit etwa sich bildende Risse sich nicht öffnen und sich in ihrer Höhenlage nicht verstellen können. Man ist der Auffassung, daß durch eine Rundisenbewehrung von 3 bis 4 kg/m² die Bildung von Rissen allerdings nicht unbedingt verhindert werden kann.

In den zweischichtigen Belägen liegt die Bewehrung meist in der Unterschicht, in einigen Fällen auch zwischen Unter- und Oberschicht. In den einschichtigen Belägen wurde sie teilweise in der Straßenmitte höher als am Rande, teilweise aber ganz in die untere Hälfte verlegt. Die Zweckmäßigkeit der einzelnen Anordnungen kann heute noch nicht sicher beurteilt werden. An Stelle der Randverstärkungen wird heute an den Straßenrändern oft eine besondere Randbewehrung vorgesehen. Die Bewehrung mit punktgeschweißten Stahldrahtgeweben ließ sich der größeren Kosten wegen erst in wenigen Fällen durchführen.

Fugen. Quer- und Längsfugen werden für notwendig gehalten, wenn man wild auftretende Risse verhindern will. Die zwischen den einzelnen Feldern entstehenden Fugen werden entweder als Dehn- oder als Preßfugen ausgebildet. Die Längsfugen werden immer als Preßfugen ausgeführt. Bei den Querfugen, die in Abständen von etwa 10 m liegen, wird gewöhnlich jede vierte und fünfte Fuge als Dehnfuge ausgebildet, die übrigen als Preßfugen.

Bei der Preßfuge wird der untere Teil mit Teer od. dgl. gestrichen. Im oberen Teil wird durch Einlage eines konischen Brettchens od. dgl. ein etwa 3 cm tiefer Raum geschaffen, der zum Schluß mit Bitumen aus-

gefüllt wird. Die Fugenkanten werden genau auf gleicher Höhe und gleichmäßig abgefast. Die Fugenrinne wird mit Bitumen ausgegossen und abgesplittet, und zwar so, daß keine Wulste über der Straßenoberfläche entstehen, sondern der Fugenausguß mit der Oberfläche bündig liegt. Die Längsfugen werden bei Fahrbahnbreiten über 5 m grundsätzlich ausgeführt. Die Querfugen werden zu beiden Seiten der Längsfuge meist nicht versetzt. Keinesfalls soll die Versetzung 50 cm überschreiten.

Die Zusammensetzung des Betons, besonders des Betons der Oberschicht, geschieht im allgemeinen im Korn abgestuft nach der Fullerkurve. In besonderen Fällen wird außerdem das Porenvolumen der Grobzuschläge bestimmt und der Mörtelzusatz im Verhältnis zu den ermittelten Porenvolumen beigegeben. Die Materialien sind gewöhnlich in folgenden Korngrößen anzuliefern:

für Unterbeton: Natursand (Gruben- oder Flußsand) 0 bis 8 mm, Rundkies 8 bis 35 mm;

für Oberbeton: Natursand (Gruben- oder Flußsand) 0 bis 8 mm, Brechsand 0 bis 5 mm, Feinsplitt 8 bis 15 mm, Grobsplitt 15 bis 25 mm.

Wasserzusatz nicht größer, als zu einer guten Verarbeitung des Betons gerade notwendig. Das Setzmaß soll beim Unterbeton 1 cm, beim Oberbeton 1,5 cm nicht überschreiten.

Verarbeiten und Einbringen des Betons. Der Beton wird grundsätzlich in Mischmaschinen gemischt. Der Unterbeton wird, nachdem er profilgerecht abgezogen ist, gewöhnlich durch Preßluftstampfer verdichtet. Der auf einem Platze bei Luzern zum Verdichten des Unterbetons benutzte französische Rüttelapparat „Vibropl“ bewirkte eine gute Verdichtung. Die Oberschicht wird gewöhnlich mit dem Straßenfertiger verdichtet, der auch die Oberfläche fertigstellt. Bis Ende 1928 wurde die Oberfläche, nachdem sie durch die Stampfbohle des Straßenfertigers verdichtet war, mit einem am Fertiger angebrachten Gummiband noch geglättet. Dieses Glätten ist inzwischen aufgegeben worden, da auf diese Weise eine noch bessere Griffigkeit erzielt wird. Ist der Steigung halber eine noch größere Oberflächenrauheit erwünscht, so ist dies durch eine besondere Rillenbildung möglich, die durch die Stampfbohle des Straßenfertigers erzeugt wird. Rillenenfernung etwa 7 cm, Rillentiefe 1 bis 1,5 cm. Solche Rillen wurden bei Steigungen von 7,5 bis 10% angeordnet.

Die Oberflächengriffigkeit wurde auch dadurch erhöht, daß man die Oberfläche während des Erhärtens abspülte und mit Besen abkehrte, wodurch die Grobzuschläge des Betons aus der Oberfläche hervortreten.

Nachbehandlung des Betons. Solange der Beton weich ist, wird er gegen zu rasches Austrocknen und gegen Regengüsse durch Schutzdächer geschützt. Ist der Beton genügend erhärtet, so wird er mit sandigem Material etwa 5 cm hoch abgedeckt und 10 bis 14 Tage lang feucht gehalten.

Baukontrolle. Während des Baues werden Betonproben ausgeführt. Es werden Betonprismen in einer Abmessung von 12 · 12 · 36 cm hergestellt und an diesen Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit des Betons festgestellt. Die durchschnittlich erzielten Festigkeiten im Alter von 28 Tagen sind bei Handelsportlandzement (hochwertiger Zement ist im schweizerischen Betonstraßenbau nur ausnahmsweise verwendet worden) die folgenden: bei einem Zementgehalt von 250 kg/m³ fertigen Betons Druckfestigkeit 350 kg/cm², Biegezugfestigkeit 45 kg/cm²; bei einem Zementgehalt von 400 kg/m³ fertigen Betons Druckfestigkeit 480 kg/cm², Biegezugfestigkeit 60 kg/cm².

Organisation. Um den Betonstraßenbau wirksam zu fördern, wurde 1928 das Studienbüro für Betonstraßenbau der E. G. Portland gegründet, aus dem im Jahre 1929 die Betonstraßen AG Wildegge hervorging. Unter ihrer und ihrer Vorgängerin einheitlicher Leitung wurden seither alle schweizerischen Betonstraßen ausgeführt.

Da die zur sorgfältigen Bauausführung erforderlichen Sondermaschinen, wie Straßenfertiger, selbstfahrbare Betonmischer usw., kostspielig sind, hat die Betonstraßen AG diese Maschinen auf ihre Rechnung angeschafft und gibt sie dem Unternehmer samt den zugehörigen Maschinisten leihweise ab.

Bis jetzt ist es gelungen, den gesamten schweizerischen Betonstraßenbau in einer Hand zu behalten und dadurch Fehlschläge zu verhüten. Der Erfolg ist nicht ausgeblieben: Die schweizerischen Betonstraßen machen einen ausgezeichneten Eindruck.

Vermischtes.

Dr. Heinrich Kreß †. Am 29. September 1933 ereilte der Tod infolge Herzschlages den weit über den Kreis der Bauwelt hinaus bekannten Dr.-Ing. ehr. Heinrich Kreß, Verwaltungsratsmitglied und ehemaligen Geschäftsführer der Siemens-Baunion, G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, sowie stellv. Vorstandsmitglied der Siemens & Halske AG.

Kreß wurde am 17. März 1871 in Stuttgart geboren, studierte an der Technischen Hochschule seiner Vaterstadt das Bauingenieurwesen und wurde schon im Alter von 22 Jahren zum Regierungsbauführer ernannt. In der darauffolgenden Ausbildungszeit war Kreß zunächst unter Lueger und Thiem beim Bau von Wasserversorgungs- und Kanalisationsanlagen und später auf dem Brückenbaubüro der Gutehoffnungshütte tätig. Im Jahre 1897 trat er als Regierungsbaumeister bei der Siemens & Halske AG, Elektrische Bahnabteilung, Berlin, ein. Seitdem wandte Kreß sein Hauptinteresse den Aufgaben zu, die die Elektrotechnik und das Bauingenieurwesen gemeinsam angehen. Da war zunächst die Technik des Untergrundbahnbaues in dem mit Grundwasser durchsetzten, durch Versorgungsnetze bereits weitgehend in Anspruch genommenen und stellenweise wenig tragfähigen Boden von Berlin zu entwickeln, um den von Werner v. Siemens gehegten Plan, Großstädte mit einem Netz elektrisch be-

triebener Schnellbahnen zu versehen, durchführbar zu machen. Kreß hat maßgebend mitgewirkt, diese Aufgaben durch elektrisch betriebene Grundwasserabsenkungsanlagen, Anwendung einer den Tunnel wasserdicht einhüllenden und elektrisch isolierenden Dichtung, sowie durch schallsichere Unterfangungen wertvoller Gebäude zu lösen. Bei der weiteren Ausdehnung des Untergrundbahnnetzes trat für Kreß die neue Aufgabe hinzu, die Spree und Schiffahrtskanäle ohne Störung des Schiffahrtbetriebes tunnelmäßig zu unterfahren. Die Anwendung des Grundwasserabsenkungsverfahrens führte hierbei unter Vermeidung von Vortriebsschild und Druckluft unter schiffbaren Wasserläufen zum Ziel. Besonders ist es Kreß zu verdanken, daß die Grundwasserabsenkungstechnik durch Einführung von elektrisch betriebenen Tiefbrunnen-Pumpen zu einer solchen Vollkommenheit entwickelt worden ist, daß sie heute eines der wichtigsten Hilfsmittel bei allen im Grundwasser auszuführenden Bauten bildet.

Die vielseitigen, bei diesen Bahnbauten gesammelten Erfahrungen, die über den ursprünglichen Rahmen der Siemens & Halske, Elektrische Bahnabteilung, hinausgingen, veranlaßten Dr. Kreß, die Ausdehnung der Abteilung allgemein auf die Übernahme von Bauunternehmungen durch-



zuführen und 1921 ihre Überführung in eine neue Gesellschaftsform zu betreiben, die Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, die sich in kurzer Zeit zu einer der führenden Firmen auf dem Gebiete des Bauwesens entwickelt hat. So entstanden unter seiner Führung oder Mitwirkung zahlreiche wichtige Bauwerke, wie z. B. wesentliche Teile des Liniennetzes der Hochbahngesellschaft, der Berlin-Schöneberger und Hamburger Untergrundbahn, die mittels Preßluft gegründeten Pfeiler der Brücke über die Donau bei Pancevo und nicht zuletzt die Bauwerke des Shannon-Kraftwerkes in Irland.

Kreß interessierte sich auch für große Hafenbauten durch Beteiligung an internationalen Wettbewerben, die mehrfach mit dem ersten Preise ausgezeichnet wurden.

Seiner mit Initiative gepaarten Vorliebe, neuartige Bauverfahren einzuführen und mit zäher Energie bis zum Erfolg durchzubilden, blieb er bis zuletzt treu. So verdankt ihm z. B. auch das chemische Bodenverfestigungsverfahren seine Verbreitung.

Auf Grund seiner Verdienste um das Bauwesen ernannte die Technische Hochschule Hannover Kreß im Jahre 1921 zum Ehrendoktor, die Technische Hochschule seiner Vaterstadt erwählte ihn zum Ehrenbürger und die Akademie des Bauwesens zu ihrem Mitgliede. Er war im Vorstande einer Reihe von Verbänden und im Aufsichtsrat in- und ausländischer Gesellschaften.

Kreß war ein lebenswürdiger Mensch von jederzeit zu Ernst oder Scherz geneigtem Wesen, je nachdem die Umstände es verlangten. Im Dienste, den Kollegen gegenüber, war er stets bereit, auf neue Gedanken und Vorschläge einzugehen, auch wenn sie nicht von ihm herrührten. Von seinen Untergebenen verlangte er denselben unermüdeten Fleiß, die gleiche selbstlose Hingabe für das Wohl der Firma, ähnliche Initiative und Energie, die ihn selbst auszeichneten. Er hatte aber stets ein Herz für seine Angestellten, wenn sie in Not waren. Alle, die ihn kennen, bedauern herzlich sein frühes Hinscheiden, den zu frühen Abschluß eines arbeitsreichen Lebens und gönnen ihm die ewige Ruhe.

Geheimrat Dr.-Ing. W. Reichel,
ehem. Vorstandsmitglied der
Siemens-Schuckertwerke AG.

Regierungsbaumeister J. Dust
Siemens-Bauunion, G. m. b. H.
Kommanditgesellschaft.

Brücke bei Veurey über die Iser. In Gén. Civ. 1933, Nr. 8 vom 19. August, S. 173, wird über den Bau und die Belastungsproben der neuen Hängebrücke über die Iser bei Veurey berichtet, die im Dezember 1932 fertiggestellt wurde.

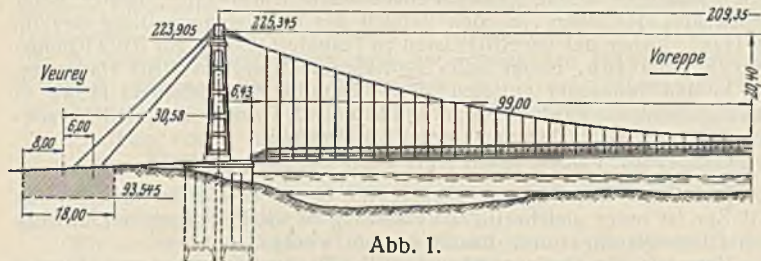


Abb. 1.

Die alte Brücke, die einen Stropfpfeiler und zwei Öffnungen hatte, war durch Hochwasser im Oktober 1928 zerstört worden. Nachdem noch weitere Brücken dieses Flusses im März 1930 das gleiche Schicksal erlitten hatten, hat man bei der Brücke von Veurey Stropfpfeiler vermieden und den Fluß durch eine Kabelbrücke mit nur einer Öffnung von 209,35 m überspannt (Abb. 1).

Durch Bohrungen war man zu der Annahme gelangt, daß etwa 9 m unterhalb der Flußsohle ein tragfähiger Baugrund für eine Belastung von 8 bis 9 kg/cm² vorhanden wäre. Unter dieser Voraussetzung wurde die

Gründung des linken Uferpfeilers durch Absenken eines Senkkastens von 6,25 × 12,62 m Grundfläche begonnen. Die tatsächlich vorgefundenen Bodenverhältnisse boten jedoch nur Gewähr für eine zulässige Bodenpressung von 4 bis 5 kg/cm², so daß — benachbart im Abstände von 1 m — noch ein zweiter Senkkasten ebenfalls unter Luftdruck abgesenkt werden mußte. Demzufolge wurde am rechten Ufer von vornherein ein Senkkasten mit einer Grundfläche von 10,5 × 14 m gewählt. Eine tiefere Gründung hätte unnötig die Ausgaben erhöht, ohne wegen des steigenden Eigengewichts der Gründung eine höhere Pfeilerbelastung zu ermöglichen. Schon bei der erreichten Absenkungstiefe ergab sich bereits die Aufgabe, die Eigengewichte der Grundbauten nach Möglichkeit durch Anordnung von Hohlräumen herabzumindern und unterhalb der Senkkasten Bodenverfestigungen vorzunehmen.



Abb. 2.

Auf den Eisenbetongründungen stehen kräftige Portaltürme von gleichem Baustoff, die an ihrer Spitze die beweglichen Lager der Tragkabel in einer Höhe von 23,86 m oberhalb der Fahrbahn tragen. Die gesamte lotrechte Belastung jedes Turmes beträgt 1755 t. Für die Zusammensetzung des Betons wurden für je 1 m³ 400 kg hochwertiger Zement, 400 l Sand und 800 l Kies gewählt. Der für die Pfeiler, die Fahrbahnplatte und die Fußwegplatten erforderliche Zement belief sich auf 1800 t.

Während in Abb. 3 ein Querschnitt der Brücke und ein Feld des Verstärkungsträgers dargestellt ist, zeigt Abb. 2 die Vorderansicht eines Portalturmes mit den Rückhalteketten, die — an ihren Enden gespreizt — in Betonblöcken verankert sind.

Wegen der verschiedenen Neigung der Rückhalteketten sind auch die Ankerblöcke an den beiden Ufern ungleich, und zwar umfaßt der linksseitige einen Inhalt von 1200 m³ und der rechtsseitige einen solchen von 1850 m³. Die Form des Tragkabels ist parabolisch. Der Querschnitt setzt sich aus 16 einzelnen Seilen zusammen, die in quadratischer Anordnung an den Angriffstellen der Hängeselle durch Schellen zusammengefaßt sind. Die Ausbildung der Aufhängpunkte ist aus Abb. 4 ersichtlich. An den Rollenlagern auf den Türmen sind die Tragkabel ebenfalls in einzelne Seile auseinandergezogen und nachstellbar befestigt.

Die Belastungsproben, die mit bemerkenswerten Dehnungsmessungen im Juni 1933 durchgeführt wurden, ergaben unter Belastung einer Brückenhälfte, d. h. eines Fußsteiges und der angrenzenden Fahrbahnhälfte, für den entsprechenden Brückenträger bei ungünstigem Temperatureinfluß eine gemessene Durchbiegung von 47 cm, während die errechnete unter den gleichen Annahmen 47,9 cm betrug.

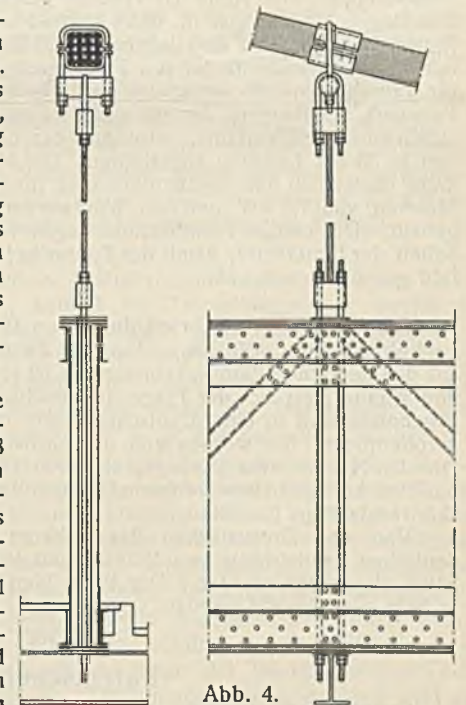


Abb. 4.

Die Belastungsproben, die mit bemerkenswerten Dehnungsmessungen im Juni 1933 durchgeführt wurden, ergaben unter Belastung einer Brückenhälfte, d. h. eines Fußsteiges und der angrenzenden Fahrbahnhälfte, für den entsprechenden Brückenträger bei ungünstigem Temperatureinfluß eine gemessene Durchbiegung von 47 cm, während die errechnete unter den gleichen Annahmen 47,9 cm betrug.

—Zs—

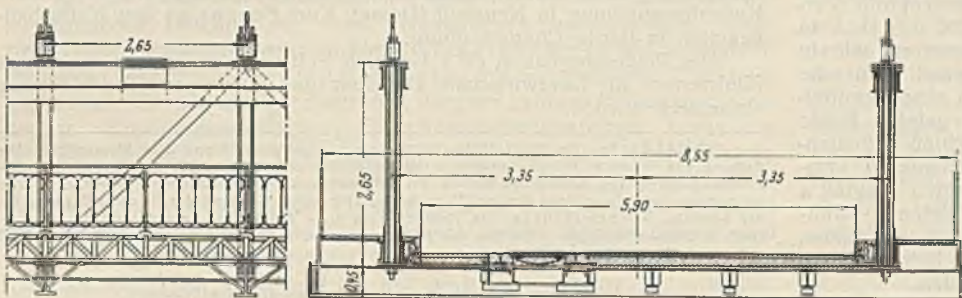
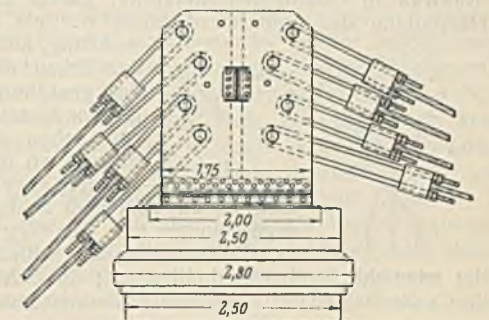


Abb. 3.



Zu Abb. 4.

Der größte Eimerkettenbagger beim Bau des Mittellandkanals. Beim Bau der Schlußstrecke des Mittellandkanals sind (nach Angabe von Dr.-Ing. Chr. Zander in der Magdeburger Tagesztg.) im ganzen 46,6 Mill. m³ Boden zu bewegen, von denen auf die angefangenen Lose (rd. 1/3 der ganzen Länge der Schlußstrecke) 27 Mill. m³ entfallen. Zur Bewältigung dieser Menge sind 21 Löffelbagger, 13 Greifbagger und 16 Eimerkettenbagger eingesetzt worden. Der größte der 16 Eimerbagger dient zur Gewinnung des Sandbodens für den hohen Kanaldamm bei Magdeburg (Abb.).



Eimerkettenbagger zur Gewinnung des Sandbodens für den hohen Damm des Mittellandkanals bei Magdeburg.

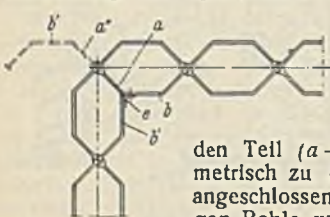
Der Bagger (der Maschinenfabrik Buckau R. Wolf AG, der wir die folgenden Angaben verdanken) arbeitet wegen der im Wasser liegenden Böschung unter dem flachen Schnittwinkel von 30° und erreicht bei dieser Leiterneigung eine Schnitttiefe von 17 m. Aus den Eimerinhalten von 850 l und der Schüttungszahl von 18/min ergibt sich die theoretische Leistung zu 930 m³/h. Die Kette ist vierfach geschakt (550 mm Schakenteilung). Das Baggergewicht von rd. 385 t verteilt sich auf 39 Laufräder. Auf der Eimerleiterseite fährt der Bagger mit 26 Rädern auf zwei Schienen. Auf der Gegengewichtseite ist das Fahrgestell mit 13 Doppelspurkranzrädern für Einschienenfahrt senkrecht zur Gleisrichtung ausschwingbar. Das Fahrwerk des Baggers, der mit einer zwischen 6 und 12 m/min regelbaren Geschwindigkeit verfährt, wird auf der Leitersseite durch zwei Motoren von je 30 kW Leistung angetrieben. Der Motor zum Antriebe der Eimerkette leistet 320 kW. Außerdem sind in dem Bagger zwei Kompressor-Motoren von 7,5 kW und ein Windwerkmotor von 22 kW Leistung eingebaut. Die beiden Führerstände liegen vor dem Baggerhaus zu beiden Seiten der Eimerkette, damit der Führer in jeder Fahrtrichtung das Arbeitsfeld gut übersehen kann.

Die Zwischenverkehrszählung von 1932 auf den deutschen Fernverkehrsstraßen. Die Auswertung der Zwischenverkehrszählung von 1932 auf den deutschen Fernverkehrsstraßen ist jetzt beendet. Die interessanten und gerade jetzt bei der Frage der Reichsautobahnen richtungswisenden Ergebnisse sind in einer Deutschlandkarte und in einem statistischen Heft veröffentlicht. Sie werden von der Sächsischen Straßen-Baudirektion in Dresden-N 6 zu dem Vorzugspreise von 15 RM je Satz abgegeben. Da nur eine Auflage in beschränktem Umfange hergestellt worden ist, empfiehlt sich rechtzeitige Bestellung.

Von den Druckstücken der früheren Verkehrszählungen auf den deutschen Landstraßen von 1924/25 und 1928/29 können ebenfalls noch Sätze abgegeben werden. Der Preis hierfür ist von 30 RM auf 10 RM je Satz herabgesetzt worden.

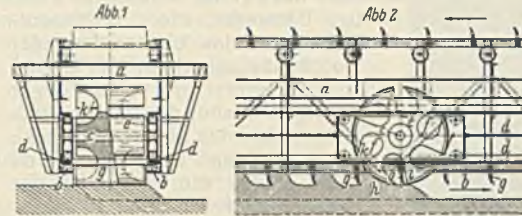
Patentschau.

Spundwand. (Kl. 84c, Nr. 563 106 vom 11. 9. 1930 von Karl Damskus in Oberhausen-Sterkrade; Zusatz zum Patent 528 005.)¹⁾ Zur Herstellung der Spundwand findet nur ein Spundwandprofil Verwendung, außerdem ergibt sich auch an den Ecken dieselbe Kastenform wie in der geradlinigen Spundwand. Für die Eckwandaussteifung wird eine unmittelbare neben dem Schloß geteilte Bohle benutzt, an deren das Schloß enthaltenden Teil (a—b) der abgetrennte Bohlentheil b symmetrisch zu dem dem Schloß benachbarten Stegteil a angeschlossen ist. Der Steg der so gebildeten T-förmigen Bohle weist den Schloßteil für die freien Enden der anzuschließenden Eckbohlen auf; die Schrägstege der Bohle werden durch die beiden Schösser der Eckbohlen zusammengehalten.



den Teil (a—b) der abgetrennte Bohlentheil b symmetrisch zu dem dem Schloß benachbarten Stegteil a angeschlossen ist. Der Steg der so gebildeten T-förmigen Bohle weist den Schloßteil für die freien Enden der anzuschließenden Eckbohlen auf; die Schrägstege der Bohle werden durch die beiden Schösser der Eckbohlen zusammengehalten.

Vorrichtung zum Auskleiden von Kanälen mit schichtweise einzubringenden mineralischen Baustoffen. (Kl. 84 a, Nr. 561 709 vom 27. 7. 1930 von Dr.-Ing. Günther Werner-Ehrenfeucht in Berlin-Charlottenburg.) Zur Herstellung der Kanaldichtung wird eine allseitig bewegliche Kratzerkette verwendet und für den genannten Zweck besonders ausgebildet. Der in Förderwagen herangebrachte Baustoff h wird seitlich des Fördergleises abgekippt. Hier wird er im Bereich des aufklappbaren Teiles der Kratzerkette durch die Schaufeln g gelöst und zerkleinert nach der Einbaustelle gebracht. Um ein einwandfreies Lösen des Baustoffes von den Schaufeln an der gewollten Stelle zu gewährleisten, ist im Innern der Tragleiter a der Kratzerkette b eine um eine Achse c drehbare und auf einer Laufbahn d längsverschiebliche Walze e angeordnet, die mittels taschenförmiger Ausnehmungen f über die Schaufeln g greift und von der Kratzerkette in Umdrehungen versetzt wird. Solange die Achse c in der Längsrichtung nicht verschoben wird, streifen die Arme i der Walze mit ihrer hinteren Kante k den Baustoff h von den Kratzerschaufeln ab. Hierbei gleiten die Mantelteile der Walze über den Baustoff weg und drücken ihn nieder, so daß er außer dem Abstreifen gleichzeitig in der beabsichtigten Stärke verdichtet wird. Nach genügender Verdichtung wird die Walze e mittels eines Getriebes in der Einbaurichtung jeweils so weit fortbewegt, wie es der weitere Einbau und die Verdichtung erfordern.



Die Walze e ist mittels taschenförmiger Ausnehmungen f über die Schaufeln g greift und von der Kratzerkette in Umdrehungen versetzt wird. Solange die Achse c in der Längsrichtung nicht verschoben wird, streifen die Arme i der Walze mit ihrer hinteren Kante k den Baustoff h von den Kratzerschaufeln ab. Hierbei gleiten die Mantelteile der Walze über den Baustoff weg und drücken ihn nieder, so daß er außer dem Abstreifen gleichzeitig in der beabsichtigten Stärke verdichtet wird. Nach genügender Verdichtung wird die Walze e mittels eines Getriebes in der Einbaurichtung jeweils so weit fortbewegt, wie es der weitere Einbau und die Verdichtung erfordern.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Georg Neumann, Vorstand des Betriebsamts Neisse, als Vorstand zum Betriebsamt Saalfeld (Saale), Dr.-Ing. Zissel, bisher bei der RBD Mainz, als Vorstand zum Betriebsamt Duisburg 1, Paul Werner, bisher bei der RBD Oepeln, als Vorstand zum Betriebsamt Magdeburg 2, Schoyack, bisher beim Betriebsamt Breslau 1, als Vorstand zum Betriebsamt Coburg, Schindler, Vorstand des Betriebsamts Marienburg, als Vorstand zum Betriebsamt Torgau, Schenkelberg, bisher bei der RBD Köln, als Vorstand zum Betriebsamt Neisse, Pantel, Vorstand des Betriebsamts Nordhausen 2, als Vorstand zum Betriebsamt Hoyerswerda, Plagge, Vorstand des Neubauamts Plauen (Vogtl.), zur Obersten Bauleitung für den Bau von Kraftfahrbahnen in Königsberg (Pr.), Friedrich Schmidt, Vorstand des Betriebsamts Guben, als Vorstand zum Betriebsamt Hersfeld, Brauns, bisher beim Betriebsamt Münster (Westf.) 1, als Vorstand zum Betriebsamt Stargard (Pom.) 1, Zorn, Vorstand des Neubauamts Berlin 1, als Vorstand zum Betriebsamt Stargard (Pom.) 2, Krauskopf, bisher bei der RBD Stettin, zum RZB in Berlin, Weig, Vorstand des Betriebsamts Augsburg, als Dezernent zur RBD Regensburg, Seib, Vorstand des Betriebsamts Recklinghausen, als Vorstand zum Betriebsamt Legnitz 1, Hohlwein, bisher bei der RBD Stettin, zum RZB in Berlin, und Kirn, bisher bei der RBD Kassel, als Vorstand zum Betriebsamt Nordhausen 2; die Reichsbahnbaumeister Emmerich, bisher beim Neubauamt Heidelberg, in den Bereich der Gruppenverwaltung Bayern, Stritzel, bisher bei der RBD Osten in Frankfurt (Oder), zur RBD Königsberg (Pr.), Kleine, bisher beim Betriebsamt Trier, zur RBD Hannover.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahndirektionspräsident Happ in Ludwigshafen, die Reichsbahnoberräte Panthel, Dezernent der RBD Frankfurt (Main), Klotz, Dezernent der RBD Breslau.

Gestorben: Reichsbahnrat Falch bei der RBD Stuttgart.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Georg Braun in Fürstenwalde a. d. Spr. ist unter gleichzeitiger Versetzung an die Regierung in Lüneburg zum Oberregierungs- und -baurat ernannt worden.

Versetzt: die Regierungsbauräte (W.) Dr.-Ing. Stecher von Münster i. W. nach Fürstenwalde a. d. Spr. als Vorstand des Wasserbauamts, Vogt von Höxter (Wasserbauamtbezirk Hameln) nach Kandrzin (Wasserbauamtbezirk Gleiwitz), Simon von Hannover an das Wasserbauamt II in Minden i. W., Spener von Hildesheim als Kulturbaubeamter nach Aachen.

In den Staatsdienst wieder übernommen: als Regierungsbaurat (W.) der Regierungsbaurat I. e. R. Honnef in Aachen unter Überweisung an die Regierung in Gumbinnen, die Regierungsbauräte (W.) Karl Jaffe unter Überweisung an den Kulturbaubeamten in Potsdam zur dienstlichen Verwendung, Dr. phil. Ernst Grisse an den Kulturbaubeamten in Meppen, Albert Meyer an den Kulturbaubeamten in Stade, Rudolf Wolter an die Kulturbauabteilung in Neustadt (Dosse), Kurt Forner an den Kulturbaubeamten in Berlin-Charlottenburg.

Der Regierungsbaurat (W.) Heinrich Schmidt in Aurich ist in das Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten zur Beschäftigung einberufen worden.

INHALT: Bau der Adolf-Hitler-Brücke am Landgericht zu Oepeln. — Wasserdichte Abdeckung von massiven Brückenbauwerken mit Kupfer-Bronze-Bahnen. — Schutz einer Betonpflanzgründung gegen den schädlichen Einfluß des Grundwassers. — Beobachtungen über die Grundwasserbewegung hinter einer dichten Uferwand im Tidegebiet. — Stand des Betonstraßenbaues in der Schweiz. — Vermischtes: Dr. Heinrich Kreß f. — Brücke bei Veurey über die Isère. — Größter Eimerkettenbagger beim Bau des Mittellandkanals. — Zwischenverkehrszählung von 1932 auf den deutschen Fernverkehrsstraßen. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ Bautechn. 1932, Heft 4, S. 48.