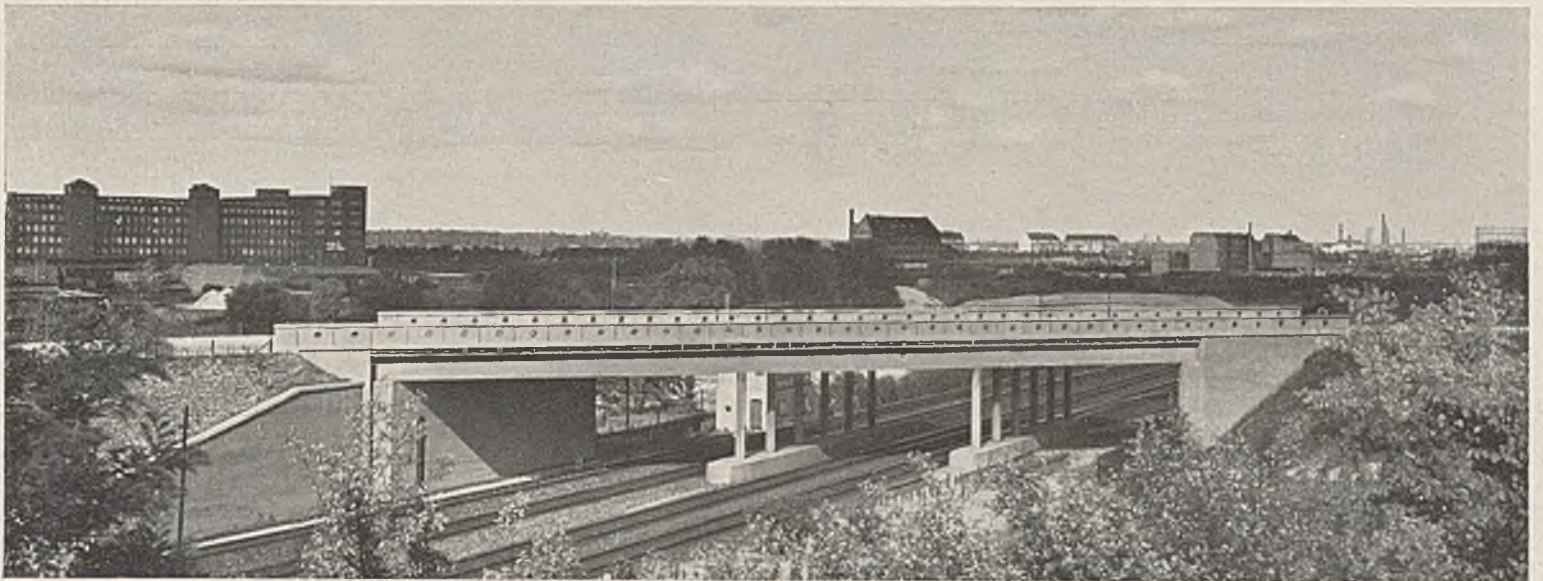


DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 12. Mai 1939

Heft 20



Fertiges Brückenbauwerk.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der Fürstenbrunner Brücke in Berlin-Charlottenburg.

Von Mag.-Baurat K. Bock, Berlin.

Die Hamburg-Lehrter Bahn wird von dem Alten Fürstenbrunner Weg westlich und östlich des Bahnhofs Siemensstadt-Fürstenbrunn gekreuzt. Die beiden Kreuzungen waren die letzten schlengeleichen zwischen dem Lehrter Bahnhof und Spandau. Der westliche Teil des Alten Fürstenbrunner Weges vom Bahnhof Siemensstadt-Fürstenbrunn zum Spandauer Bock ist für den Verkehr zur Zeit ohne Bedeutung und nicht befestigt. Der östliche Teil bildet in Verbindung mit der Königin-Elisabeth-Straße, dem Neuen Fürstenbrunner Weg und dem Rohrdamm eine wichtige Verkehrsstraße von Halensee und Charlottenburg nach Siemensstadt. Durch das starke Anwachsen der Industrie im Gebiete nördlich der Spree erhielt der Fürstenbrunner Weg in den letzten Jahren einen ständig steigenden Verkehr. Die enge Zugfolge auf der Hamburg-Lehrter Bahn, die mit Fern-, Vorort- und Güterverkehr belastet ist, verursachte an der Kreuzung sehr lange Sperrzeiten für den Straßenverkehr. Ein vorhandener Fußgängerüberweg mit Treppenanlagen ergab keine

(Abb. 1 u. 2), die Übersicht für den Straßenverkehr aber erheblich verschlechtert. Der Entwurf sah aus diesem Grunde eine Begradigung der Straße vor. Hierdurch ergab sich eine spitzwinklige Kreuzung; der Winkel zwischen der Bahn und der Straße beträgt 39° . Die neue Straßenbreite wurde mit 12 m — 6 m Fahrbahn und zwei Gehbahnen zu je 3 m — festgelegt.

Vorliegende Ergebnisse von Probebohrungen wiesen einen guten Baugrund im Bereiche der geplanten Brücke, die unmittelbar am Nordhang des Spandauer Berges liegt, aus. Die oberen Schichten bestehen aus feinem Sand, der bei zunehmender Tiefe in Grobsand übergeht. In Gründungstiefe steht durchweg Mittel- bis Grobsand an, so daß der Fundamentberechnung eine zulässige Bodenbeanspruchung von 3 kg/cm^2 zugrunde gelegt werden konnte.

Bei der vorhandenen Höhenlage der Bahn und des Grundwassers war nur eine Überführung der Straße durchführbar. Um die Anrampungen möglichst gering zu halten, mußte für den Überbau eine niedrige Konstruktionshöhe angestrebt werden.

Die Bahn ist zur Zeit viergleisig, für den später vorgesehenen Ausbau der Ein- und Ausfahrt zum Güterbahnhof Charlottenburg war die Durchfahrtsbreite für ein weiteres Gleispaar freizuhalten. Es ergab sich somit unter Berücksichtigung der Zwischenstützenfundamente ein Abstand der Widerlager von 30,50 m senkrecht zur Gleisachse. Der Überbau erhielt infolge der Schiefe der Kreuzung eine Stützweite von 50,37 m (Abb. 3). Ursprünglich war eine Brücke ohne Zwischenstützen vorgesehen, die nur als Stahlkonstruktion hätte ausgeführt werden können. Durch die Anordnung von zwei Stützenreihen zwischen den Gleispaaren wurden die



Abb. 1. Lageplan.

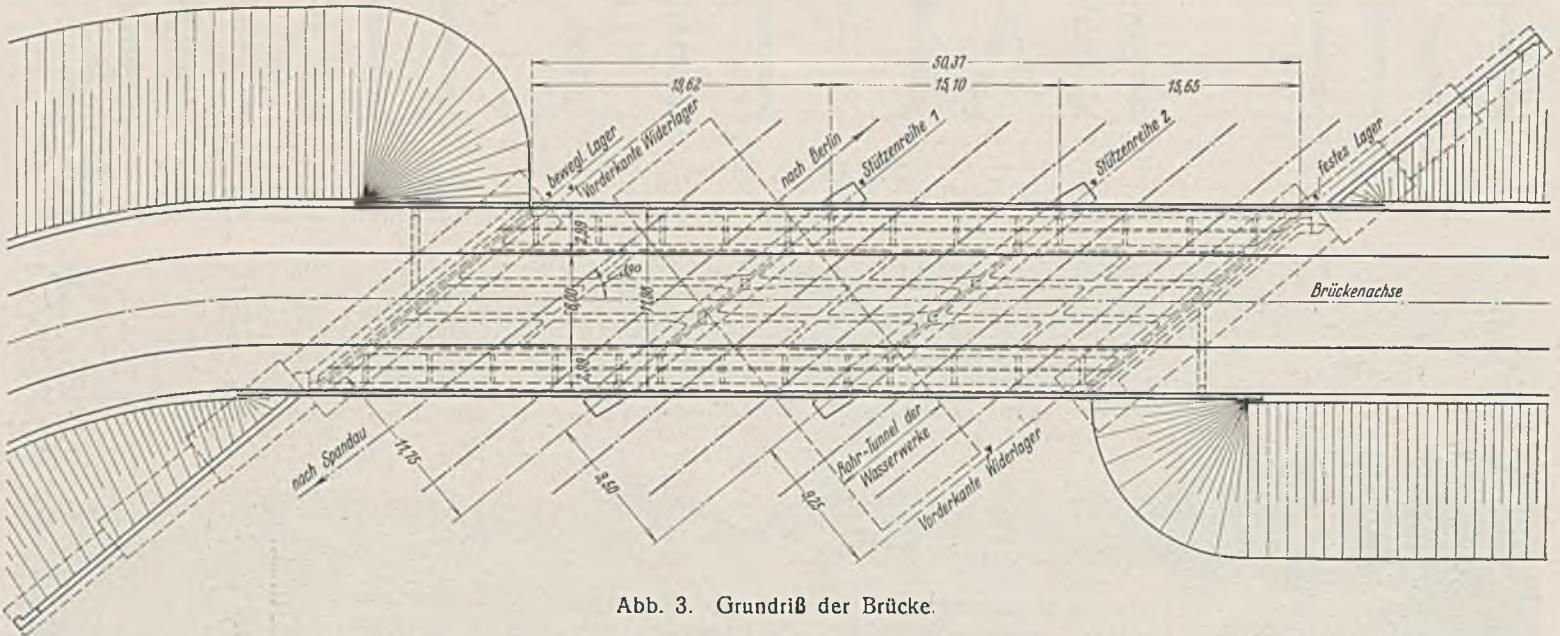
wesentliche Verkehrserleichterung. Da sich wiederholt Unfälle an der Kreuzung ereignet haben, war die Beseitigung dieser Gefahrenquelle notwendig.

1. Entwurf.

Der Alte Fürstenbrunner Weg wies vor der Beseitigung der Plankreuzung eine Fahrbahn von 5,5 m und Gehbahnen von 2 und 3 m Breite auf. Zur Vermeidung einer spitzwinkligen Kreuzung mit der Bahn war durch eine Gegenkurve eine nahezu senkrechte Überfahrt geschaffen



Abb. 2. Alter schienengleicher Bahnübergang.



Spannweiten so weit herabgesetzt, daß ein Eisenbetonüberbau ermöglicht wurde. Gegenüber der Stahlkonstruktion ohne Zwischenstützen ergab sich eine geringere Bauhöhe, und der Stahlverbrauch konnte um rd. 70 % eingeschränkt werden.

Die Anzahl und der Abstand der Hauptträger der Brücke, die als durchlaufende Plattenbalken über drei Öffnungen von 19,62 + 15,10 + 15,65 m geführt sind, ergaben sich aus der Unterteilung der Gesamtbreite der Brücke in 3 m breite Gehbahnen und eine 6 m breite Fahrbahn. Zur Ausnutzung der größeren Konstruktionshöhe war es zweckmäßig, unter den Gehbahnen zwei Hauptträger anzuordnen. Der Querschnitt der Brücke ist aus Abb. 4 ersichtlich. Der Abstand der Hauptträger, deren Unterkante waagrecht ist, beträgt 2,26 m, die Trägerhöhe unter der Fahrbahn 1,26 bis 1,43 m. Die Gehbahnhauptträger sind 33 bzw. 38 cm höher. Der Raum zwischen den äußeren Hauptträgern ist zur Aufnahme der Leitungen ausgebaut und, um den Wünschen der Leitungsverwaltungen nach einem gesonderten Kabelkanal entgegenzukommen, durch eine Trennwand unterteilt. Die Kabelkanäle sind mit 8 cm dicken Eisenbetonplatten abgedeckt, mehrere Einsteigschächte ermöglichen die Überwachung der Leitungen. Die aus zwei Lagen Asphaltbitumenpappe (DIN DVM 2128) mit einem Wollfilzpappengewicht von 0,625 kg/m² und einseitigem Asphaltbitumenüberzug bestehende Dichtung ist auch unter den Gehbahnen durchgeführt, da die Leitungen ohne Beseitigung der Trogabdeckung verlegt werden können.

Die Fahrbahnplatte erhielt, um die tote Last des Unterbetons zu verringern, die Querneigung der Straße, so daß die Dicke der Platte von 20 cm am Bordstein auf 23 cm in Brückenmitte ansteigt.

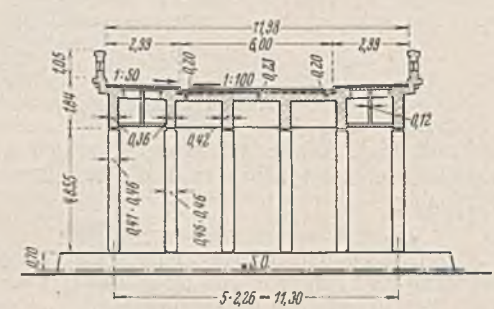
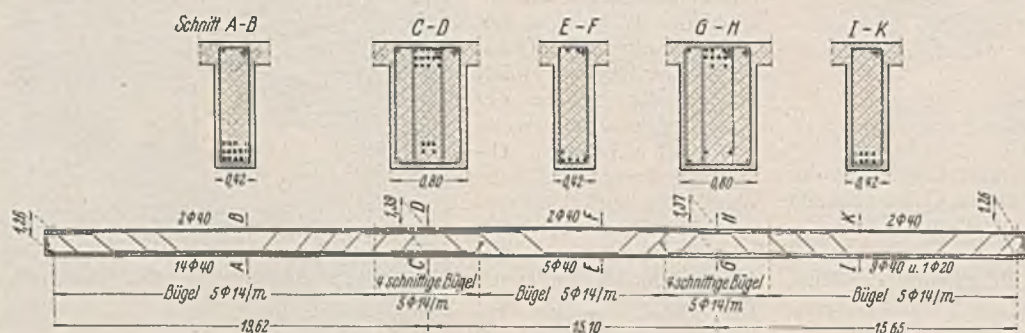
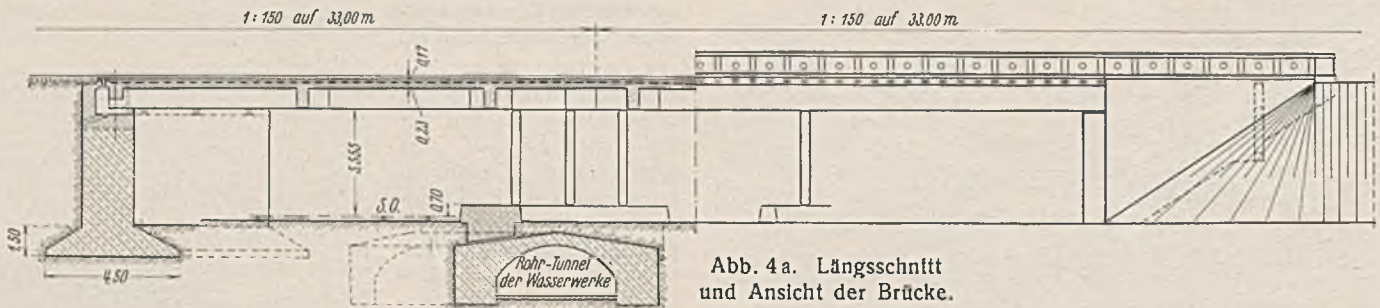
Der statischen Berechnung wurden die Lasten der Brückenklasse I nach DIN 1072 zugrunde gelegt. Die durchlaufenden Hauptträger wurden nach dem Tabellenwerk von Rähling, Der durchlaufende Balken, be-

rechnet. Eine Nachprüfung ergab eine gute Übereinstimmung mit den nach den genannten Tabellen ermittelten Werten. Die Fahrbahnplatte wurde nach den Bestimmungen der §§ 6 und 8 DIN 1075 berechnet. Die lastverteilende Wirkung der Querträger blieb bei der Ermittlung der Momente aus Verkehrslast für die Hauptträger unberücksichtigt, wodurch sich eine zusätzliche Sicherheit für den Überbau ergibt. Eine etwaige Stützensenkung der Widerlager wie auch der Zwischenstützen wurden bei der Berechnung berücksichtigt. Über den Zwischenstützen wurden die Balken unter der Fahrbahn zur Aufnahme der negativen Momente verbreitert und in diesem Bereich mit vierschnittigen Bügeln versehen (vgl. Schnitt C—D und G—H auf Abb. 5). Die größten Momente aus Eigen- und Verkehrslast ergaben sich für die Fahrbahnhauptträger im nördlichen Endfeld zu + 255 tm (vgl. Schnitt A—B auf Abb. 5) und über der Zwischenstütze 1 zu - 212 tm.

Für die Bewehrung des gesamten Überbaues mit Ausnahme der Hauptträger, die mit Peiner Sonderstahl ausgeführt wurden, kam St 37 zur Verwendung. Die zulässigen Spannungen betragen für die Hauptträger entsprechend den Vorschriften DIN 1075 60 bzw. 70/1500 kg/cm², für alle übrigen Bauglieder aber 60/1200 kg/cm².

Das südliche Widerlager wurde als festes Auflager ausgebildet. Die Zwischenstützen wurden wegen der Schiefe der Brücke als Pendelstützen ohne Querriegel ausgeführt, da bei einer Längenänderung des Überbaues eine Verschiebungskomponente in Richtung der Stützenfundamente auftritt. Am nördlichen, beweglichen Auflager wurde zur besseren Unterhaltung der Schleppblechausdehnung, der Rollenlager und der Entwässerung ein Besichtigungsgang vorgesehen (Abb. 6).

Zur Unterführung mehrerer Wasserdruckrohre unter der Bahn befand sich östlich der bisherigen Plankreuzung ein Rohrtunnel von 8,20 m Breite. Durch die Begrüdigung der Straße kam der Tunnel unmittelbar unter die



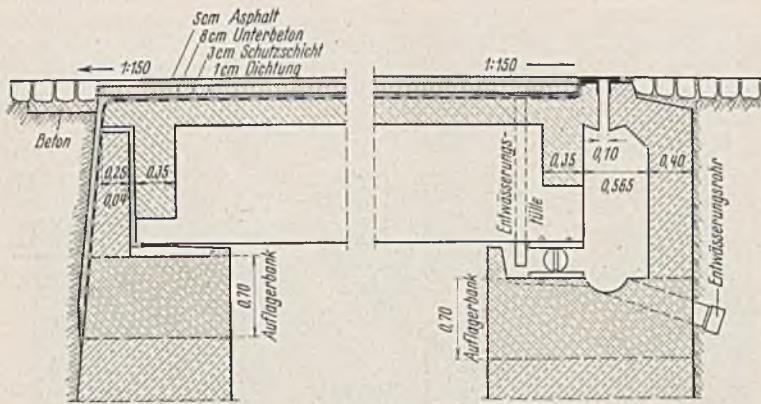


Abb. 6. Ausbildung der Brücke am festen und beweglichen Lager.

Brücke zu liegen. Die Brückenwiderlager sind infolge der spitzwinkligen Kreuzung so weit versetzt, daß sie den die Bahn senkrecht kreuzenden Tunnel nicht berühren. Die Zwischenstützenfundamente mußten indes über den Tunnel mit einem Abfangeträger hinweggeführt werden (Abb. 7).

Die parallel zur Bahn verlaufenden Stützmauern wurden als Winkelstützmauern vorgesehen. Die Brücke erhielt Parallelfügel, die bahnsseitigen wurden an die Stützmauer angehängt und konnten infolge der großen Höhe der Stützmauern sehr kurz gehalten werden. Die der Bahn abgewendeten Flügel erhielten, da von der Anordnung von Mauern am Böschungsfuß abgesehen wurde, eine beträchtliche Länge. Sie wurden durch je zwei Querriegel an dem Widerlager verankert; hierdurch wurde das Einspannungsmoment des Flügels am Widerlager beträchtlich verringert.

Die Lager der Hauptträger wurden durch Hochziehen der Widerlager verdeckt angeordnet. Die Parallelfügel sind so weit vorgezogen, daß die Fugen zwischen dem Überbau und den Widerlagern nicht sichtbar

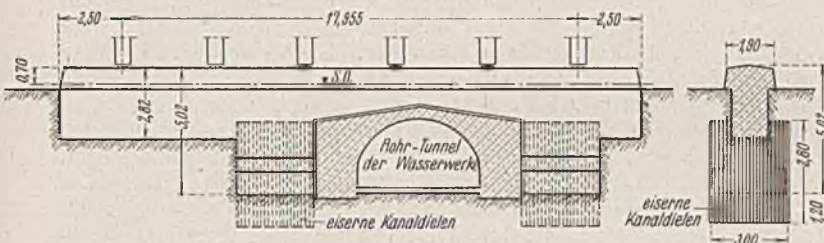


Abb. 7. Stützenfundament 1.

sind. Zur Abführung des Tageswassers erhielt die Brücke ein Längsgefälle von 1:150. Infolge der Schiefe der Brücke liegt der Scheitelpunkt des Überbaues nicht in der Mitte der Außenträger, das Gelände wurde daher waagrecht angeordnet. Die Außenseiten der Pendelstützen und die Ansichtflächen der Randträger liegen in einer Ebene (Abb. 4). Auf eine Verblendung der Widerlager und Flügel wurde verzichtet. Für die Ansichtflächen der gesamten Brücke, die unter Verwendung einer gehobelten und gespundeten Schalung herzustellen waren, wurde eine steinmetzmäßige Bearbeitung vorgesehen.

2. Ausführung.

Vor Beginn der Arbeiten an dem Brückenbauwerk wurde im Juli 1936 mit der Verlegung der im Bereich der zukünftigen Rampenstrecken vorhandenen Druckrohrleitungen begonnen. Aus Sicherheitsgründen konnten die Leitungen, die durch die Rampenschüttung eine Überdeckung von teilweise über 10 m erhalten hätten, nicht in der bisherigen Lage belassen werden. Ein etwaiger Rohrbruch hätte für die Rampen und für den Verkehr eine schwere Gefährdung herbeigeführt, und eine Ausbesserung wäre nur mit großem Kostenaufwande möglich gewesen. Bei der geringen Breite der Straße erforderten diese Arbeiten die Sperrung des Fahrverkehrs, der über die Schloßbrücke in Charlottenburg umgeleitet wurde.

Auf der Südrampe wurden zunächst Rohrverlegungen der Stadtentwässerung ausgeführt. Da der Betrieb nicht unterbrochen werden durfte, mußten zuerst die neuen Rohrleitungen verlegt und an das bestehen bleibende Netz angeschlossen werden, ehe die Herausnahme der beiden stillzuliegenden Rohre von 750 und 500 mm Durchm. folgen konnte. Die neue Leitung verläuft parallel dem südlichen Böschungsfuß der zukünftigen Rampe.

Die Wasserwerke waren gezwungen, ein umfangreiches Rohrnetz im Bereich der Brücke und der Rampen umzulegen. Hierbei wurde u. a. die Neuverlegung von zwei Hauptversorgungsrohren von 1000 mm Durchm. auf eine Länge von über 700 m

notwendig. Auch diese Arbeiten mußten unter Aufrechterhaltung des Betriebes ausgeführt werden. Der unter der Bahn vorhandene Rohrtunnel wurde um die Breite zweier Gleise nach Süden verlängert, die Ausführung geschah in offener Baugrube und konnte ohne Wasserhaltung durchgeführt werden (Abb. 8).

Die Ausschubarbeiten für die Brückenfundamente wurden im Herbst 1936 aufgenommen. Die Gründung des südlichen Widerlagers konnte, da dies außerhalb des zur Zeit vorhandenen Bahnkörpers liegt in offener Baugrube geschehen. Die Zwischenstützenfundamente wurden, in einer kanalmäßig ausgesteiften Baugrube hergestellt. Neben dem Rohrtunnel wurden die Fundamente auf 3 m Länge bis zur Tunnelsohle heruntergeführt, um einen erhöhten Erddruck auf die Tunnelwand zu vermeiden. Die Gründung geschah im Schutze von Kanaldielen Profil 4, die bis auf 1,20 m unter Bauwerkssohle gerammt wurden und im Boden verblieben. Die Rammung der Kanaldielen wurde in nächtlichen Betriebspausen mit einer Zugramme ausgeführt. Die Dielwände wurden während des Aushubes schachtmäßig ausgesteift und der Beton bis zur normalen Gründungstiefe der Fundamente unmittelbar anschließend eingebracht. Bei Ausführung dieser Arbeiten betrug der Achsabstand des südlichen Stützenfundaments von dem südlichen Gütergleis 3,50 m. Nach vollkommener Fertigstellung dieses Fundaments wurde das Gütergleis in Richtung Berlin um 75 cm, in Richtung Spandau um 1,25 m nach Süden, das Personengleis nach Berlin um 50 cm nach Norden verschwenkt.

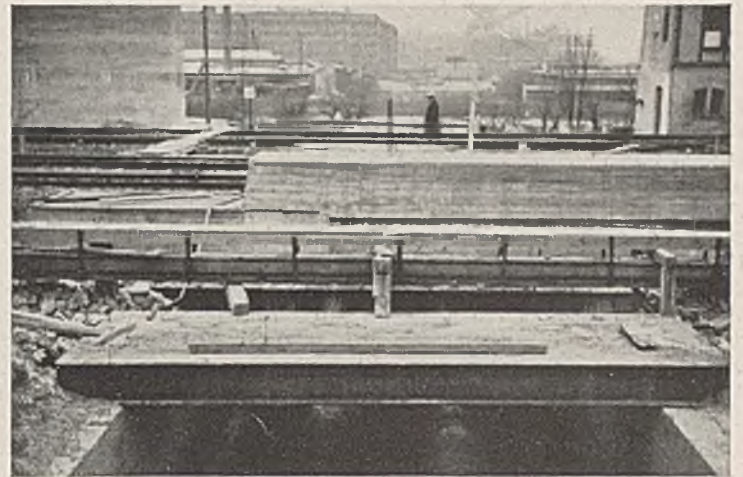


Abb. 8. Kreuzung des Rohrtunnels mit der Bahn.

Somit war ein für die Gründung des nördlichen Stützenfundaments erforderlicher Gleisabstand von 6,50 m geschaffen. Erst nach Fertigstellung des Überbaues und Ausbau des Lehrgerüsts wurden das südliche Personen- und das nördliche Gütergleis um 50 cm an das Stützenfundament herangerückt.

Die Baugrube des nördlichen Widerlagers wurde bahnsseitig ebenfalls mit Kanaldielen abgerammt. In diesem Falle war eine Wiedergewinnung der Kanaldielen möglich.

Die Widerlager, Flügel und Stützmauern wurden mit je 150 kg, die Auflagerbänke und Kammermauern der Widerlager mit je 190 kg Normalzement und Thurament je m³ fertigen Beton ausgeführt. Die unteren Absätze der Stützenfundamente wurden mit 300 kg, der obere Teil sowie die Pendelstützen mit 380 kg Normalzement je m³ hergestellt. Da der angelieferte Kies nicht der nach § 7 der „Deutschen Bestimmungen 1932 für Eisenbeton“ geforderten Kornzusammensetzung entsprach, wurde durch Zusatz von Splitt eine Körnung erreicht, die zwischen den Kurven D und E (§ 7, Bild 2) der Siebkurve lag.

Die Verwendung des Thuraments hat sich auf Grund der vom Tiefbauamt der Stadt Berlin ausgeführten Versuche und der bei zahlreichen

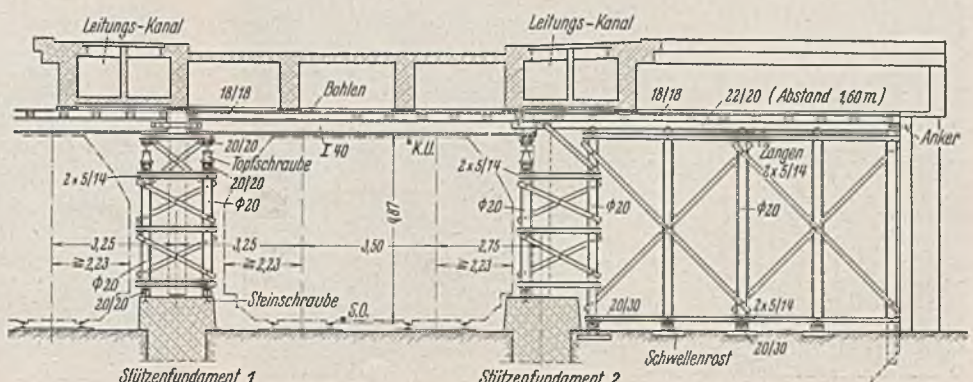


Abb. 9. Querschnitt des Lehrgerüsts.

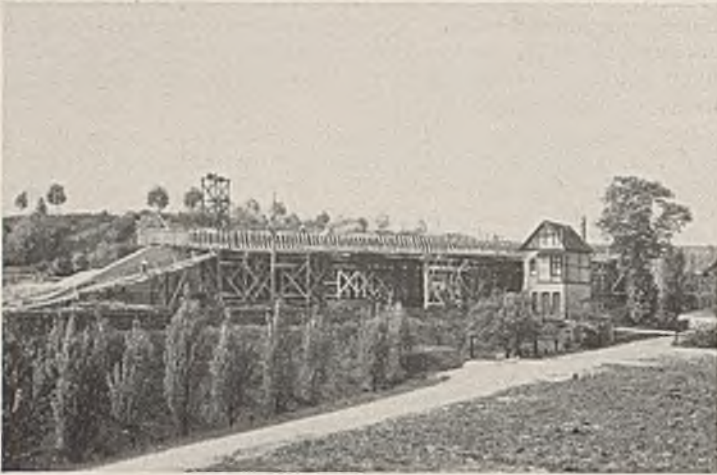


Abb. 10. Ansicht des Lehrgerüsts.



Abb. 11. Einschalung des Überbaus.

Bauten gewonnenen Erfahrungen als zweckmäßig erwiesen. Bindende Eigenschaften erhält der Thurament erst durch das Vorhandensein von überschüssigem Kalk. Durch die Verbindung des Thuraments, der aus basischer Hochofenschlacke gewonnen wird, mit dem im Zement vorhandenen Kalk entstehen wasserunlösliche Silikate und Aluminate; hierdurch wird die Dichte des Betons und dessen Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Kohlensäure und schweflige Säure sehr erhöht. Der hohe Energiegehalt des Thuraments ist durch die volle Wirksamkeit seiner Hydratfaktoren bedingt. Die häufig beobachteten Kalkausblühungen werden durch die Verwendung von Thurament sicher vermieden. Die nach den Bestimmungen (DIN 1075) geforderte Würfel Festigkeit nach 28 Tagen von $\geq 225 \text{ kg/cm}^2$ für den Überbau wurde bei einer Bindemittelmenge von je 190 kg hochwertigem Zement und Thurament für 1 m³ Beton erreicht. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß die Probekörper bei Temperaturen von wenigen Graden über Null gelagert wurden und der Thurament auf den Abbinde- und Erhärtungsvorgang sehr verzögernd wirkt. Die Nacherhärtung des Zement-Thurament-Betons ist wesentlich größer als die des reinen Zementbetons. Probekörper, die nach 90 Tagen abgedrückt wurden, ergaben gegenüber der nach 28 Tagen erreichten Festigkeit eine wesentliche Steigerung.

Nach Fertigstellung des Unterbaues wurde mit der Aufstellung des Lehrgerüsts begonnen. In der südlichen Öffnung, die für die spätere Verbreiterung des Bahnkörpers um zwei Gleise vorgesehen ist, wurden Gerüstböcke aufgestellt. Die Pfosten wurden auf Baggerschwellen gelagert, unter denen im Auflagerpunkte zur Druckverteilung Schwellenroste angeordnet wurden. Von der zunächst hergestellten Arbeitsbühne über dieser Öffnung wurden 40er I-Träger, die mit einem Derrick auf die Bühne gehoben wurden, über die freizuhaltende Mittel- und Nordöffnung gerollt und eingebaut.

Zwischen den Gleisen wurden die Lehrgerüstständer auf das neue Stützenfundament gestellt. Auf dem durch Steinschrauben mit dem Fundament fest verbundenen Holm wurden die Pfosten eingezapft und verschwert. Im oberen Holm, auf dem die Topfspindeln angeordnet wurden, wurden die Pfosten ebenfalls eingezapft und durch Laschen gesichert.

Da ein Lichtraumprofil von 5,51 m Höhe über Schienenoberkante für den neuen Überbau vorgesehen ist, konnte für das Lehrgerüst ohne be-

sondere Schwierigkeit ein Lichtmaß von rd. 4,90 m eingehalten werden. Die I-Träger wurden über den Zwischenstützen durch Zangen verbunden und an den Widerlagern gegen eine Verschiebung in der Längsrichtung gesichert. Diagonale Kantholzverspreizungen zwischen den Trägern und Befestigung der unteren Flansche auf den Holmen verhinderten ein Kanten oder Wandern der Träger in der Gleisrichtung. In Feldmitte der Durchfahröffnungen wurde die Schalung durch Keile um die errechnete Durchbiegung der I-Träger aus Eigenlast, Schalung und Beton angehoben. Einzelheiten der Ausbildung des Lehrgerüsts gehen aus Abb. 9, eine Gesamtanordnung aus Abb. 10 hervor.

Als Bewehrung der Hauptträger diente, um eine geringe Bauhöhe zu erzielen, Peiner Sonderrundstahl von 40 mm Durchm. Wegen der beträchtlichen Länge der Hauptbewehrungseisen und zur Vermeidung einer Überlastung des Betonquerschnitts durch Stoßdeckungen ergab sich die Notwendigkeit, die Rundstäbe zu schweißen. Die Schweißstellen wurden so angeordnet, daß sie nicht im Bereich der größten Spannung lagen und ein Zusammentreffen zweier Stöße im bewehrten Balken vermieden wurde. Die nach den Eisenbetonbestimmungen erforderliche 40%ige Deckung der Stoßstellen war somit in Abschnitte des Balkens gelegt, an denen ein ausreichender Betonquerschnitt vorhanden war. Die Schweißung wurde in der Werkstatt mit einer elektrischen Stumpfschweißmaschine ausgeführt und die Rundstäbe fertig gebogen zur Baustelle angeliefert. Angestellte Versuche ergaben, daß die Streck- und Bruchfestigkeit des geschweißten Stahls um rd. 10% höher lag, die Dehnung indes nur 60% des ungeschweißten Stahls betrug:

| | Streckgrenze kg/mm ² | Bruchfestigkeit kg/mm ² | Dehnung % |
|------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|--------------|
| ungeschweißt | 39,1 | 56,7 | 21,3 |
| geschweißt | 44,1 | 60,9 | 13,8 |

Abb. 11 zeigt die Aufstellung der Schalung und die Bewehrung der Hauptträger. Das Betonieren des Überbaues geschah nach vollständiger Verlegung der Bewehrung von zwei Förderbahnen aus, die über den zukünftigen Gehbahnen der Brücke angeordnet waren, in einem ununterbrochenen Arbeitsgang von der Südseite aus (Abb. 12).

Um ein Übertragen von Biegungsspannungen auf das Eisenbetongeländer zu vermeiden, wurden Fugen über den Stützen und in den Feld-



Abb. 12. Bewehrung des Überbaus.

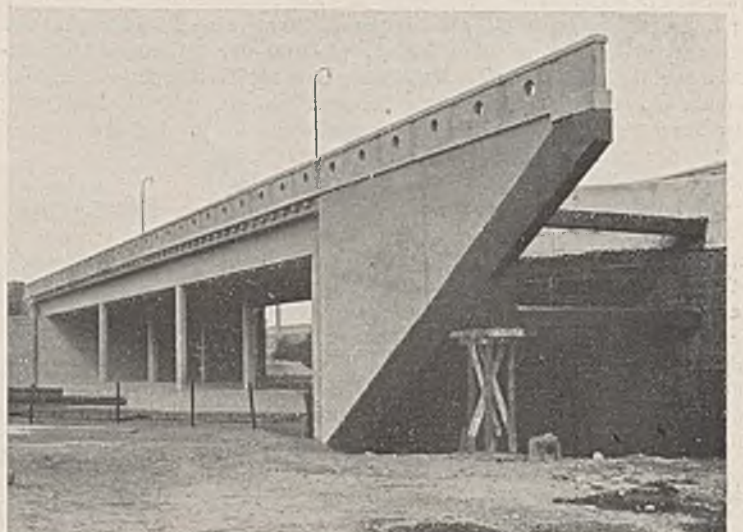


Abb. 13. Brücke nach Fertigstellung der Betonarbeiten.

mitten angeordnet. Durch eine Verzahnung sind die Fugen, ohne einen besonderen Hinweis für den Beschauer, nicht erkennbar. Das Geländer wurde durch Aussparungen in Felder eingeteilt, die mit kleinen runden Öffnungen versehen wurden, und mit einer Kopfplatte abgedeckt (Abb. 13). Die in den Öffnungen eingesetzten kunstgeschmiedeten eisernen Runen- und Tierkreiszeichen geben dem Geländer einen einfachen, aber ansprechenden Schmuck. Das aufgehende Geländer, sowie alle Ansichtflächen des Unter- und Überbaues wurden gekrönet die Abdeckplatten und Pendelstützen scharriert.

Die Arbeiten an der Brücke waren Mitte 1937 bis auf die Geh- und Fahrbahnbefestigung beendet. Die Rampenschüttung konnte erst zu diesem Zeitpunkt aufgenommen werden, da die Rohrverlegungsarbeiten sowie der Abbruch und Neubau eines Beamtenwohnhauses einen früheren Beginn nicht ermöglichten. Insgesamt waren rd. 70 000 m³ Boden in beide

Rampen einzubauen. Die Bodenmassen waren auf dem zwischen der Hamburg-Lehrter Bahn und der Spree in unmittelbarer Nähe der Baustelle gelegenen Gelände aufgespült worden. Wegen der örtlichen Verhältnisse war eine unmittelbare Aufspülung der Rampen nicht durchführbar, so daß eine Zwischenlagerung nicht zu umgehen war. Die Verdichtung des eingebauten Bodens geschah durch Schlemmen, insgesamt wurden rd. 16 000 m³ Wasser hierfür verwendet. Der erzielte Erfolg war zufriedenstellend, da Setzungen bisher nicht beobachtet wurden. Die Rampenschüttung war Ende Februar 1938 beendet, so daß nach Fertigstellung der Pflasterarbeiten die Brücke im März 1938 dem Verkehr übergeben werden konnte.

Die Tiefbau- und Eisenbetonarbeiten der Brücke wurden von Carl Brandt, Berlin, ausgeführt. Der Entwurf und die Bauleitung lagen in den Händen der Haupttiefbauverwaltung der Reichshauptstadt Berlin.

Tätigkeit der Bayer. Landeswasserbauverwaltung im Jahre 1937.

Alle Rechte vorbehalten.

Bearbeitet in der Abteilung für das Bauwesen im Bayer. Staatsministerium des Innern, von Regierungsbaurat I. Kl. Oexle, München.
(Schluß aus Heft 12.)

Korrektion von der Salzachmündung bis zur Mündung in die Donau (km 67,46 bis 0).

Die zur Sicherung der Durchbruchstelle des Frühjahres 1935 in km 22,0 gegenüber Suben im Herbst 1935 begonnenen und im Herbst 1936 fortgesetzten Baumaßnahmen wurden im Jahre 1937 durch die Erhöhung und Verstärkung des Trennungsbauwerks zwischen der Redinger Rinne und dem Inn (Fluß-km 22,000 bis 22,410) abgeschlossen. Der 410 m lange Bau

ufers bei höheren Wasserständen einem starken Überfall standzuhalten. Um ihn vor größeren Schäden zu bewahren, mußte er auf eine Länge von 158 m an seiner Rückseite mit 1800 lfdm kiesgefüllter Faschinenlagen verstärkt und an den Böschungen und an der Krone mit 1320 m² gerichtetem Steinwurf und 520 m³ Granitbruchsteinen abgedeckt werden. Hierfür fielen 3140 Arbeitstagschichten und 30 000 RM Kosten an (Abb. 47). Abb. 47a zeigt die Betonkrone bei Inn-km 74,4 l.



Abb. 45. Verstärkter und erhöhter Korrektionsbau bei Inn-km 22.



Abb. 46. Querbau in der Hinterrinne bei Inn-km 21,7.

wurde durch 660 lfdm kiesgefüllte Faschinenlagen und 460 m³ Kieskern um 0,50 m aufgeholt und verstärkt, seine Böschungen mit 1230 m² gerichteten Steinwurf, die Krone mit 820 m² Betonbelag, der Baufuß mit 120 m³ Betonspaltsteinen abgedeckt. Die Kosten betragen 22 000 RM bei einem Aufwand von 2000 Arbeitertagschichten (Abb. 45).

Die an dieser Baustelle im Laufe der Jahre 1935, 1936 und 1937 ausgeführten Arbeiten haben sich bei den in der Zwischenzeit abgelaufenen Hochwassern aufs beste bewährt. Insbesondere der im Jahre 1936 in der Hinterrinne bei Fluß-km 21,690 zur Sicherung der weiter oberhalb in km 22,000 liegenden Bauten ausgeführte Querbau erfüllt seinen Zweck vollständig (Abb. 46).

Der vor der Egglinger Rinne liegende Korrektionsbau (Fluß-km 34,322 bis 34,480) hat infolge des ihm gegenüberliegenden österreichischen Hoch-

Zur ordnungsgemäßen Instandhaltung und Wiederherstellung der im Unterhaltungszustand befindlichen Flußstrecken am Inn zwischen der Landesgrenze und der Mündung in die Donau (km 217,6 bis 0) wurden 180 000 RM aufgewendet und rd. 18 000 Tagschichten geleistet.

9. Salzach und Saalach.

An der Salzach wurden zwischen km 59,3 und 0,0 die Versteinerungen der Böschungen und Vorfüße ergänzt; dabei kamen 2700 m³ Steine zur Verwendung. Die Kosten betragen 50 000 RM, wobei 7700 Tagschichten anfielen. Für die Unterhaltung dieser Flußstrecke wurden außerdem 58 000 RM aufgewendet und 7000 Tagschichten geleistet.



Abb. 47. Verstärkung des Korrektionsbaues bei Inn-km 34,3.



Abb. 47a. Durch einen Leitwerkbau am Inn wird den starken Angriffen des Flusses auf den vorhandenen Wald Einhalt geboten.



Abb. 48. Gehängebau bei Alz-km 29,8.

An der Saalach wurde eine Verstärkung der nur mangelhaft versteinten Uferbauten vorgenommen. Mit einem Aufwande von 16 000 RM und 1010 Tagschichten wurden 1200 m³ Granitbruchsteine beschafft und 600 m³ eingebaut.

10. Donau.

Die Donau untersteht zwischen Ulm und Kelheim dem Lande Bayern, während die anschließende Strecke bis zur Landesgrenze unterhalb Passau Reichswasserstraße ist. In der schon im vorigen Jahrhundert ausgebauten, dem Lande Bayern unterstehenden Donaustrecke fielen nur Unterhaltungsarbeiten an. Diese umfaßten im wesentlichen die Erneuerung schadhaften Pflasters, die Ergänzung und Verstärkung des Steinvorfußes, die Instandsetzung beschädigter Traversen und Anschlußbauten. Auch an den Hochwasserdammanlagen wurden einige Instandsetzungsarbeiten durchgeführt (Erhaltung des Graswuchses, Ergänzung der Steinsicherungen, Räumung der Entwässerungsgräben, Befestigung von Überfahrten u. dgl.). Hierbei wurden über 10 000 Tagschichten geleistet und 115 000 RM aufgewendet.

11. Übrige öffentliche Flüsse des Donauebietes.

An den übrigen öffentlichen Flüssen des Donauebietes (Ramsach, Naab, Vils, Itz und Regengebiet) wurden für Unterhaltung und kleinere Instandsetzungsarbeiten 50 000 RM aufgewendet und etwa 4500 Tagschichten geleistet.

12. Alz und Traun.

(Hochwassergefährliche Flüsse.)

An der Alz wurde zur Schließung eines Altwasserarmes und zum Schutze des unterhalb auf der trockenen Seite liegenden Hochufers bei km 10,600 rechts ein Leitwerk aus 5300 Stück Faschinen und 300 m³ Steinen hergestellt. Bei km 29,8 links war die Errichtung eines Gehänges notwendig (Abb. 48 u. 49).

Im Unterhaltungsbereich der Bayerischen Kraftwerke Trostberg wurde auf deren Kosten ein 120 m langes Leitwerk aus Faschinat und Betonsteinen bei km 1,1 links hergestellt; bei km 2,7 rechts war auf 260 m, bei km 15,8 rechts und links auf 74 m Länge die Verlängerung der



Abb. 49a. Mit einem Leitwerk an der Alz wird ein durch Uferabrüche in Bewegung geratener Hang mit Waldbestand gesichert.



Abb. 49. Gehängebau bei Alz-km 29,8.

Betonböschung, bei km 15,9 links und 16,3 links auf 300 m Länge die Vorlage von Senkstützen notwendig.

Abb. 49a zeigt ein fertiges Leitwerk aus Faschinat mit Steinschlaue zur Aufhöhung.

Der Gesamtaufwand an der Alz betrug 37 000 RM mit 5200 Tagschichten, 8200 Stück Faschinen, 350 m³ Steinen und 940 Ztr. Zement.

An der Traun wurden drei Kreiswasserbauten, bei km 11,750 rechts auf 750 m Länge, bei km 13,400 rechts auf 100 m Länge (Abb. 50) und bei km 14,850 rechts auf 90 m Länge ausgeführt.

Der Aufwand für diese Arbeiten war folgender: 13 000 RM mit 1400 Tagschichten, 4000 Stück Faschinen, 17 Ztr. Heftlinge, 270 Ztr. Zement und 320 m³ Bruchsteine.

13. Prien.

(Hochwassergefährlicher Fluß.)

Durch die Hochwasser der vergangenen Jahre wurden die ungeschützten Ufer der Prien unterhalb des Marktes Prien in erheblichem Umfange angegriffen und kulturfähiger Boden abgeschwemmt, so daß die Fortführung der im Berelche der Ortschaft Prien bereits bestehenden Korrektion flußabwärts notwendig wurde.

Unter Kostenbeteiligung des Landes Bayern (45%), des Kreises Oberbayern (35%) und der Gemeinde Prien (20%) wurde mit der Korrektion auf die erste rd. 300 m lange Teilstrecke begonnen; die Arbeiten, die einen Aufwand von 30 000 RM erfordern, sind zur Zeit im Gange (Abb. 51).

14. Mangfall.

(Hochwassergefährlicher Fluß.)

An der Mangfall wurden die Arbeiten in der in den früheren Tätigkeitsberichten geschilderten Weise mit einem Kostenaufwande von 61 000 RM fortgeführt und 5800 Tagschichten geleistet.

15. Main.

Die Bautätigkeit blieb im allgemeinen auf Unterhaltungsarbeiten an den vorhandenen Uferbauten beschränkt mit Ausnahme einer größeren Niederwasserbauung im Bereiche des Maindurchstiches unterhalb des



Abb. 50. Herstellung von Berauhwehung bei Traun-km 19,5.



Abb. 51. Korrektur der Prien. Blick von der Sperrenbaustelle flussaufwärts.

Lichtenfelser Wehres. Dort breitete sich das Niederwasser in dem einheitlichen Hochwasserbett so stark aus, daß die Wassertiefe für die Flößerei zu gering wurde. Durch Zusammenfassen des Wassers mittels beiderseitiger Uferbauten aus Steinpflaster mit Hinterfüllung konnte dieses Hindernis der Floßfahrt unterhalb der Mainbrücke vollkommen beseitigt werden. Die Baumaßnahme hat sich bei Niederwasser wie auch bei Hochwasser gut bewährt (Abb. 52 u. 53). Abb. 53a zeigt die Korrektur des Maines bei Ebensfeld, km 419,6—419,9, von Oberstrom gesehen.

Insgesamt wurden am Main für Neubauten und Unterhaltungsarbeiten im Jahre 1937 110 000 RM aufgewendet und 13 000 Tageschichten geleistet.

16. Floßbare Regnitz.

Unterhalb der Wiesentmündung bei Forchheim war das linke Flußufer bereits seit Jahrzehnten ausgebaut und wieder übergrünt, während das rechte Ufer auf eine Länge von rd. 650 m noch stark verwildert war. Scharf in den Fluß einspringende Hochuferzungen wechselten mit verumpften Ausbuchtungen ab. Als Folge der Zerrissenheit des rechten Ufers bilden sich hauptsächlich bei Hochwasser im Flußbett große Wirbel, wodurch starke Auskolkungen der Flußsohle und als deren Folge weitere Uferabbrüche verursacht wurden. Um eine noch stärkere Verwilderung dieser Uferstrecke zu verhindern, wurde der Fluß in der am stärksten in Mitleidenschaft gezogenen, unteren Strecke auf 350 m Länge durch Abgraben der einspringenden Geländestellen und Auffüllen der dumpfigen Ausbuchtungen mit dem angefallenen Erdmaterial wieder auf seine Normalbreite gebracht und das neue Ufer durch ein Deckwerk bestehend aus starkem Grundwurf und abgeplatterten Böschungen bis 85 cm über dem Mittelwasser geschützt.

Unterhalb der Buckenhofener Fähre wurde das rechte Flußufer ebenfalls durch ein Uferdeckwerk von 300 m Länge gegen weitere Uferabbrüche geschützt.

Oberhalb Seußling war das linke Regnitzufer auf 450 m Länge sehr stark verwildert. Außerdem befand sich im Flußbett eine Insel, durch die der Wasserlauf geteilt und die Hauptströmung gegen das linke Hochufer gelenkt wurde. Als Folge davon entstanden Kolke und größere Abrisse. Durch Abgraben der einspringenden Zungen und Auffüllung der Ausbuchtungen wurde der Fluß wieder auf seine Normalbreite gebracht und durch ein Uferdeckwerk geschützt.

Zur Sicherung des rechten Ufers der Regnitz bei km 14,6 unterhalb Hirschald erwies sich ein Uferschutzbau von 250 m Länge notwendig (Abb. 54); außerdem wurde zwischen km 10,7 und 10,9 oberhalb Bug rechtseitig eine Baulücke von 200 m Länge geschlossen (Abb. 55).

Die Gesamtkosten für die fünf Bauwerke betragen 78 600 RM; rd. 9950 Tagewerke wurden geleistet.

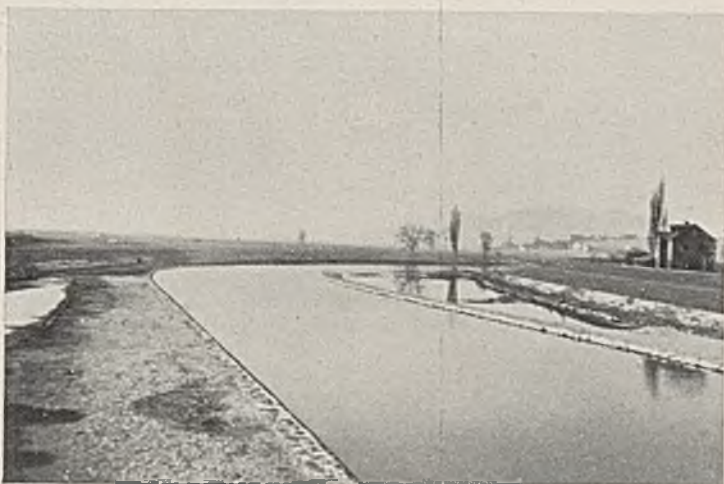


Abb. 53. Blick von der Mainbrücke in Lichtenfels nach Einbau eines NW-Gerlnnes.

Die Unterhaltungsarbeiten an der Regnitz beschränkten sich auf die Flußstrecke zwischen km 11,0 und 30,8. In der Hauptsache wurden Grundwürfe ergänzt und schadhafte Pflasterböschungen instandgesetzt.



Abb. 52.

Blick von der Mainbrücke in Lichtenfels vor der Verbauung.

Einen beträchtlichen Anteil an den aufgewendeten Unterhaltungskosten erforderte auch die Entfernung von festgelagerten Sand- und Kiesbänken im wasserarmen Mutterbett zwischen dem Neuseser Wehr (km 23,8) und dem Regnitzkraftwerk bei Hirschald (km 14,1).

Die aufgewendeten Unterhaltungskosten betragen 32 000 RM. Rund 3300 Tagewerke sind angefallen.

17. Floßbäche des Frankenwaldes.

Die Bautätigkeit war in erster Linie der Unterhaltung bestehender Uferbauten und der Verbauung von verwilderten Uferstrecken gewidmet. So wurden im Flußgebiete der Rodach — ohne Haßlach — Uferbauten von rd. 1450 m Länge teils ergänzt, teils neu erstellt. Besonders in den oberen Talgründen, wo der Triftbetrieb die Uferbauten ungewöhnlich stark beansprucht, wurde die Auswechslung schadhafter Holzbauten durch Steinböschungspflaster oder Ufermauern erforderlich.

Als einzige größere zusammenhängende Baumaßnahme verdient die Hochwasserfreilegung von Unterrodach Erwähnung. Während im Vorjahre das Böstla — ein Nebenarm der Rodach — als Entlastungsanlage bei Hochwasser ausgebaut worden war, wurde heuer die Rodach selbst erweitert durch Abflachen der Krümmungen und Befestigen der Ufer. Gelegentlich des starken Hochwassers im Januar 1938 haben sich diese Maßnahmen sehr gut bewährt. Mit einem Aufwande von rd. 50 000 RM wurden hierfür im Berichtsjahre von rd. 50 Arbeitern rd. 4500 Tagewerke geleistet.

Einschließlich der Hochwasserfreilegung Unterrodach erforderten die Unterhaltungs- und Bauarbeiten im Rodachgebiete rd. 138 000 RM Baukosten bei Ableistung von rd. 12 000 Tagewerken.

Im Gebiete der Haßlach und ihrer Nebenflüsse wurden im Jahre 1937 hauptsächlich Uferbauten ausgeführt. Insgesamt hergestellt wurden 3760 m Pflasterböschungen, wovon 1390 m auf die Haßlach mit dem Landleitenbach und 2370 m auf die Kronach mit Kremnitz, Teuschnitz und Grümpel treffen. Durch die Befestigung mit Bruchsteinpflaster



Abb. 53a. Durch die Korrektur am Main bei Ebensfeld wird vorhandenes Kulturland vor Abbruch und Verwüstung geschützt.



Abb. 54. Uferdeckwerk an der Regnitz bei Hirschaid.



Abb. 55. Leitwerkbau an der Regnitz bei Bug.

wurden Bruchufer geschützt, teilweise diente das Böschungspflaster auch zum Ersatz verfallener Holzbauten oder schadhafter Steinbauten. Der Aufwand für diese Arbeiten betrug für Haßlach mit Landleitenbach 6900 Tagschichten und 54 000 RM für die Kronach mit Nebenflüssen 7000 Tagschichten und 77 000 RM.

18. Fränkische Saale.

(Hochwassergefährlicher Fluß.)

Die Regulierungsarbeiten an der Fränkischen Saale konnten auch im Jahre 1937 in größerem Umfange fortgesetzt werden.

Im Anschluß an die in den Jahren 1934 bis 1936 ausgeführte Regulierung von km 23,900 bis 25,630 unterhalb Hammelburg wurde die Strecke von km 22,700 bis 23,700 in Angriff genommen und bereits größtenteils fertiggestellt. Starke Uferabbrüche verengten hier das Flußbett sehr stark (Abb. 56).

Die Art des Ausbaues der Regulierungsstrecken bleibt an der ganzen Saale dieselbe, es ändert sich nur die Breite entsprechend dem Einzugsgebiet. Die Ausbildung der Uferbefestigung wurde bereits im letztjährigen Bericht geschildert¹⁾.

Die für obengenannte Strecke benötigten rd. 4600 m³ Wasserbau-Bruchsteine wurden durch die Reichsarbeitsdienst-Abteilung Hammelburg in einem in nächster Nähe der Regulierungsstrecke gelegenen Grundstück gewonnen. Die notwendigen Erdarbeiten (Rasenabhub, rd. 4000 m³ Erdbewegung und Rasenandecken), sowie der Vorfuß-Steinwurf wurden ebenfalls durch den Reichsarbeitsdienst ausgeführt, der an dieser Baustelle

¹⁾ Bautechn. 1937, Heft 53, S. 689/90.



Abb. 56. Uferabbrüche an der Fränk. Saale bei Hammelburg.

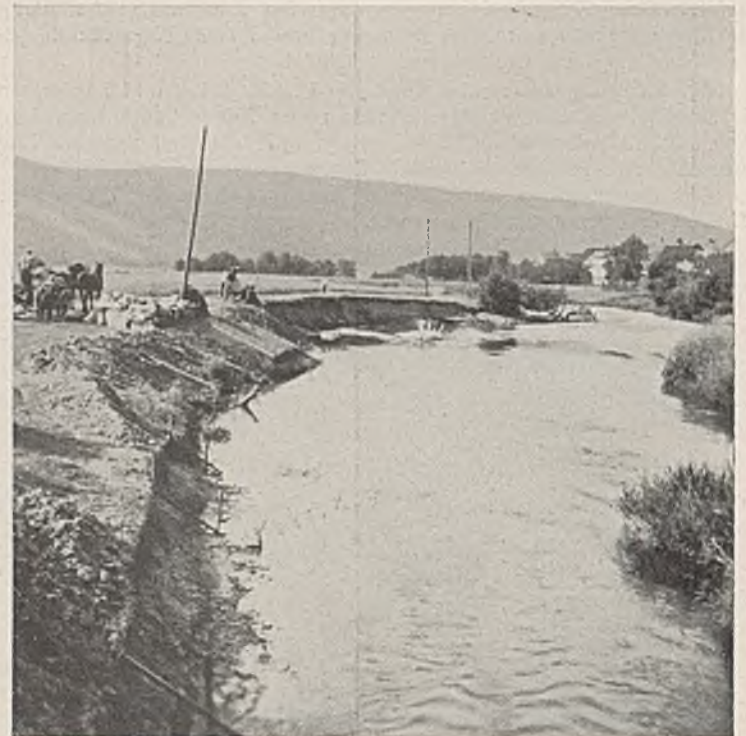


Abb. 57. Uferabbrüche an der Fränk. Saale bei Roth während der Instandsetzung.

insgesamt rd. 8000 Lohntagewerke leistete. Die Pflasterung der Ufer dagegen, sowie der Steintransport auf Kähnen wurde durch Facharbeiter ausgeführt, wodurch etwa 1200 Lohntagewerke im freien Arbeitsverhältnis anfielen.

An der im Jahre 1936 begonnenen Regulierung der Fränkischen Saale konnte etwa die Hälfte der vorgesehenen Strecke (rd. 600 m) fertiggestellt werden. Die Erdarbeiten (Rasenabhub, Erdbewegung und Rasenandecken) wurden auch hier vom Reichsarbeitsdienst ausgeführt, der außerdem die benötigten Wasserbausteine (rd. 1400 m³) in einem privaten, in der Nähe der Arbeitsstelle gelegenen Steinbruch gewann und die Vorfuß-Steinschüttung ausführte. Hierbei wurden rd. 2200 Lohntagewerke geleistet. Die Pflasterung der Ufer dagegen und der Steintransport in Kähnen wurde wiederum von Facharbeitern durchgeführt, wofür rd. 950 Lohntagewerke im freien Arbeitsverhältnis angewendet wurden.

Für die beiden Baumaßnahmen wurden 45 000 RM aufgewendet. Der Wert der geleisteten Arbeit beträgt jedoch rd. 90 000 RM.

Weiterhin wurde bei Saale-km 80,5 auf etwa 200 m Länge eine einseitige Uferregulierung mit 4000 RM Gesamtkosten durchgeführt. Die Saale hatte an dieser Stelle das anliegende Gelände bereits etwa 10 m tief angegriffen (Abb. 57). Es fielen hierbei rd. 500 Lohntagewerke an, während rd. 1200 m³ Füllmaterial und 200 m³ Wasserbausteine benötigt wurden.

19. Hochwasserdambauten

a) an der Donau zwischen Regensburg und Passau.

In den Jahren 1928 bis 1932 sind an der Donau zwischen Regensburg und Passau verschiedene Teilabschnitte des Überschwemmungsgebietes gegen die regelmäßig wiederkehrenden Hochwasser der Donau mit Voll-

dämmen geschützt worden. Die Arbeiten mußten seinerzeit zu einem vorläufigen Abschluß gebracht werden, da die Finanzierung auf der bisherigen Grundlage als Notstandsunternehmen nicht mehr möglich war.



Abb. 58. Übersichtslageplan der Donau von Regensburg bis Passau.

Die segensreiche Wirkung dieser Dammbauten und neu auftretende Hochwasser ließen den Wunsch nach dem Hochwasserschutz auch in den übrigen Teilabschnitten nicht verstummen. Vor allem zwei größere Teilgebiete kommen hierfür in Betracht: das Gebiet um Straubing und oberhalb Pleinting (vgl. Lageplan Abb. 58).

Der Umbruch, der seit der Machtübernahme auf allen Gebieten einsetzte, führte auch hier zu neuen Anregungen. Man begnügt sich nicht mehr damit, die Fluren vor den Überflutungen zu schützen und anschließend zu entwässern (Schöpferwerke, Grabennetze der Binnenentwässerung), sondern strebt auch die Flurbereinigung des ganzen in Betracht kommenden Gebietes und die Durchführung der landwirtschaftlichen Folgemaßnahmen (Umstellung der Bewirtschaftung je nach Bodenart, Umbruch, Neuansaat) an.

Träger der Unternehmen ist das Land Bayern. Vom Reich werden erhebliche Zuschüsse gewährt. Außerdem werden die Beteiligten innerhalb tragbarer Grenzen zu den Kosten der Unternehmen herangezogen.

Die Arbeiten der Flußbauverwaltung erstrecken sich auf die

Herstellung der Voll- und Rücklaufdämme und der Bachverlegungen mit dem Ziele, die seitlichen Zuflüsse der Donau aus dem eingedeichten Gebiet fernzuhalten und möglichst weit flußabwärts zur Gewinnung der natürlichen Vorflut in die Donau einzuleiten.

Bei dem Pleintinger Hochwasserschutz-Unternehmen handelt es sich um ein Gebiet, das — zwischen der Isarmündung und der Donauenge unterhalb Pleinting (dem sog. Kachlet) gelegen — den notwendigen Abschluß des bei Deggendorf in den Jahren 1927 bis 1932 ausgeführten Hochwasserschutzes bildet. Die Gesamtkosten sind auf rd. 4,5 Mill. RM veranschlagt, davon der Anteil der Flußbauverwaltung auf 3 Mill. RM. Gegen 2450 ha werden gegen Überflutung geschützt. Die Arbeiten werden unter weitgehendem Einsatz des RAD. (acht Abteilungen) ausgeführt. Die Baugeräte (Bagger, Loks, Rollbahnen), das Aufsicht- und Fachpersonal werden durch die staatliche Bauverwaltung gestellt. Die vorgesehene Bauzeit erstreckt sich bis 1941. Bei einer Länge der Vollidämme von 35 km, der Rücklaufidämme von 20 km, sind im ganzen 1 100 000 m³ Schüttmaterial zu verarbeiten. Es wird zum Teil aus der Donau durch Baggerung, teils (zur Herstellung einer dichtenden Schürze auf der Wassersseite der Dämme) aus dem vorwiegend lehmigen Aushub der Bachverlegungen gewonnen.

Dem RAD. obliegt der Abhub von Humus und Rasen auf der Dammgrundfläche und Wiederandecken auf den fertigen Dämmen, die Beihilfe bei den Maschinenarbeiten (Kippen des Baggergutes), teilweise auch im Aushub

der Bachverlegungen und Herstellung von Dammstrecken im Quertransport von Hand (Abb. 59). Die Arbeiten nehmen einen befriedigenden Fortschritt.

Der Umfang des großen Unternehmens im Straubinger Gebiet, das — nach den gleichen Grundsätzen geplant und finanziert — sich auf eine Flußlänge von 45 km erstreckt und ein Gebiet von 4300 ha vor Überflutung schützt, gebot die Einschaltung von Großunternehmen für die Herstellung der Dämme und Bachverlegungen, da das Unternehmen bis 1942 beendet sein soll. Im ganzen sind hier 900 000 m³ Kies zu fördern, 1 200 000 m³ aus den Bachverlegungen zu gewinnen.

Dem RAD., der mit zwölf Abteilungen eingesetzt ist, obliegt die Herstellung eines Teiles der Dämme und Bachverlegungen. Anschließend wird er vor allem bei der Herstellung des ausgedehnten Grabennetzes der Binnenentwässerung beschäftigt werden.

Die undurchsichtigen Abflußverhältnisse des HHW im unmittelbaren Staubereich von Straubing, die durch eine Stromspaltung in Verbindung mit der Weite des Überschwemmungsgebietes verursacht sind, aber wegen



Abb. 59. Dammbau an der Donau bei Mülham (Pleintinger Becken). Einsatz des Reichsarbeitsdienstes.

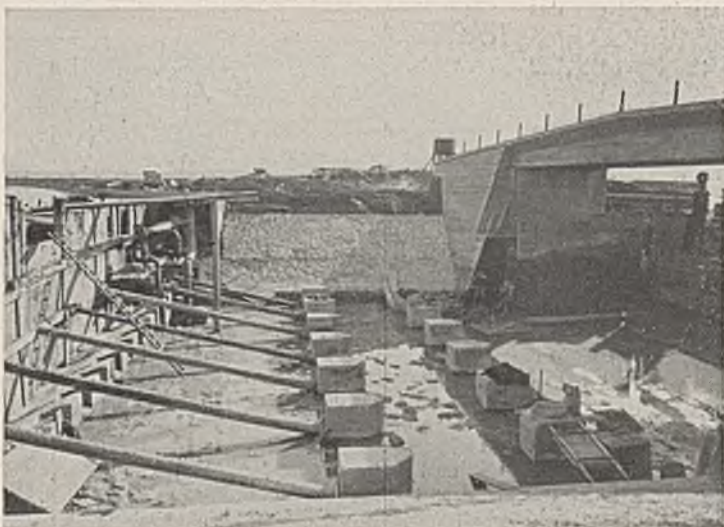


Abb. 60. Laderbrücke und Absturzbauwerk (Überfallwehr, Bremsblöcke, Zahnschwellen) beim Hochwasserschutz an der Donau im Straubinger Becken.



Abb. 61. Rücklaufdamm an der Laber (Straubinger Becken).

der Verkehrsverbindung in den Bayerischen Wald und aus Gründen der Stadterweiterung nach einer einwandfreien Lösung verlangten, waren die Veranlassung zu Modellversuchen im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe. Die Versuche haben die Zulässigkeit der Eindeichung der Insel Gstütt und klare Hinweise für die Linienführung der Dämme ergeben. Da bei der neuen Laberverlegung, die bei km 2325,6 auf dem rechten Ufer einmündet, mit einer HHW-Menge von 190 m³/sek gerechnet werden mußte und die Gefahr besteht, daß diese Wassermenge auf mittlere Wasserstände der Donau trifft, bedurfte das Mündungsbauwerk einer besonderen Ausgestaltung, die ebenfalls durch Modellversuche geklärt wurde (Abb. 60). Bei einer Sohlenbreite von 16 m stellt die Bachverlegung, beiderseits von Rücklaufdämmen eingefast, schon für sich betrachtet ein erhebliches Unternehmen dar, das durch Einsatz von mehreren Raupenbaggern rasch gefördert wurde (Abb. 61). Die Arbeiten sind zu großen Teilen von Straubing nach aufwärts in Angriff genommen.

b) an der Isar.

Die im Jahre 1936 begonnene Verstärkung des Dammsystems im Bereich der Engstelle bei Plattling wurde fortgesetzt. Die Verstärkung wurde derart hergestellt, daß die landseitige Böschung abgeflacht und wassersseitig an gefährlichen Stellen eine Lchmschürze eingebaut wurde.

Die im Jahre 1937 durchgeführten Arbeiten erstreckten sich auf eine Dammlänge von rd. 3,8 km. Bei einem Aufwand von rd. 9000 Tagsschichten wurden 14 000 m³ Rasen und Humus abgehoben und wieder angedeckt, 25 000 m³ Kies aus der Isar gefördert und zur Dammverstärkung

einggebracht und 4300 m³ Lehm zur Abdichtung eingebaut. Für die ausgeführten Arbeiten wurden 145 000 RM ausgegeben.

20. Wildbachverbauungen im Regengebiet.

Die Hochwässer vom Oktober 1935 und Juni 1936 verursachten am Kleinen Regen bei der Schönberger Säge und am Rothbach bei Bodenmals außerordentliche Schäden, und zwar an den verbauten wie an den nicht gesicherten Bachstrecken. Während am Kleinen Regen zur Sicherung von landwirtschaftlichen Anwesen an der Durchbruchstelle der Hochwasserdamm geschlossen werden mußte, galten die Verbauungsarbeiten am Rothbach in erster Linie der Sicherung der Ortschaft Bodenmals. Die Arbeiten erstreckten sich auf Schütten und Befestigen eines rd. 200 m langen Hochwasserdammes, Auffüllen von Kolken und Uferabbrüchen, Herstellen von Sohlenbefestigungen und Böschungssicherungen. Die vorhandenen Ufermauern und Böschungspflasterungen wurden instandgesetzt.

Am Kleinen Regen zwischen Arbersee und Lam waren die durch die Hochwässer an zahlreichen Stellen angegriffenen Verbauungen vor weiteren Zerstörungen zu sichern. Zu diesem Zweck wurden vier Sperren neu errichtet, rd. 1300 lfdm Trockenmauerwerk und 1500 lfdm Böschungs- und Kronenpflaster mit Vorfußsicherung neu erstellt. Die entstandenen Kolke wurden aufgefüllt.

Für die am Kleinen Regen, am Weißen Regen und am Rothbach ausgeführten Maßnahmen wurden bei einem Gesamtaufwand von 93 000 RM und 14 000 angefallenen Tagsschichten vom Staat 33 000 RM freiwillige Zuschüsse gegeben.

Beitrag zur Berechnung mehrteiliger Druckstäbe aus Holz.

Von Dipl.-Ing. Fr. Bussenius, Berlin-Steglitz.

Alle Rechte vorbehalten.

Bei der Untersuchung mehrteiliger Druckstäbe im Holzingenieurbau ist der Trägheitsradius für die stofffreie Achse nach DIN 1052 bekanntlich auf Grund des wirkenden Trägheitsmoments

$$J_w = J_0 + \frac{J_1 - J_0}{4}$$

zu bestimmen.

Das etwas umständliche Verfahren kann für die häufig vorkommenden Fälle gleicher Einzelstabquerschnitte $d \cdot h$ und gleicher Abstände a vereinfacht werden.

Der Trägheitsradius i_y ist nur abhängig von d und a und läßt sich je nach der Anzahl der Stäbe ausdrücken als $i_{y_n} = w_n \cdot d$ für den n -teiligen Stab.

Einfache Rechnungsgänge liefern für zwei- bis vierteilige Stäbe folgende Werte w :

$$w_2 = \sqrt{\frac{1}{3} + \frac{1}{16} \cdot \frac{a}{d} \left(\frac{a}{d} + 2 \right)}$$

$$w_3 = \sqrt{\frac{3}{4} + \frac{1}{6} \cdot \frac{a}{d} \left(\frac{a}{d} + 2 \right)}$$

$$w_4 = \sqrt{\frac{4}{3} + \frac{5}{16} \cdot \frac{a}{d} \left(\frac{a}{d} + 2 \right)}$$

In der nebenstehenden Tabelle sind die Werte von w_2 bis w_4 als Abhängige des Verhältnisses $\frac{a}{d}$ zusammengestellt worden.

Es ist zu beachten, daß bei $\frac{a}{d} > 2,0$ die w -Werte für $\frac{a}{d} = 2,0$ anzuwenden sind. Eine Abweichung hiervon ist nur bei vergitterten Stäben nach vorheriger Vereinbarung mit der das Bauwerk prüfenden Stelle möglich.

Die Tabelle läßt sich natürlich auch bei Querschnitten nach Bild 3c u. 4d der DIN 1052 für beide stofffreien Achsen anwenden.

$i_{y_n} = w_n \cdot d$ für den n -teiligen Holzstab

| $\frac{a}{d}$ | w_2 | w_3 | w_4 |
|---------------|-------|-------|-------|
| 0 | 0,577 | 0,856 | 1,155 |
| 0,1 | 0,589 | 0,886 | 1,183 |
| 0,2 | 0,601 | 0,907 | 1,213 |
| 0,3 | 0,614 | 0,930 | 1,245 |
| 0,4 | 0,627 | 0,954 | 1,278 |
| 0,5 | 0,641 | 0,979 | 1,313 |
| 0,6 | 0,656 | 1,005 | 1,349 |
| 0,7 | 0,672 | 1,032 | 1,387 |
| 0,8 | 0,688 | 1,060 | 1,426 |
| 0,9 | 0,705 | 1,089 | 1,466 |
| 1,0 | 0,722 | 1,118 | 1,507 |
| 1,1 | 0,739 | 1,148 | 1,549 |
| 1,2 | 0,757 | 1,179 | 1,592 |
| 1,3 | 0,776 | 1,210 | 1,635 |
| 1,4 | 0,794 | 1,242 | 1,680 |
| 1,5 | 0,813 | 1,275 | 1,725 |
| 1,6 | 0,833 | 1,308 | 1,770 |
| 1,7 | 0,852 | 1,341 | 1,816 |
| 1,8 | 0,872 | 1,375 | 1,863 |
| 1,9 | 0,892 | 1,409 | 1,910 |
| 2,0 | 0,913 | 1,443 | 1,958 |
| 2,5 | 1,018 | 1,620 | 2,202 |
| 3,0 | 1,127 | 1,803 | 2,454 |
| 3,5 | 1,240 | 1,990 | 2,711 |
| 4,0 | 1,354 | 2,179 | 2,972 |
| 4,5 | 1,470 | 2,372 | 3,236 |
| 5,0 | 1,589 | 2,566 | 3,507 |
| 5,5 | 1,706 | 2,761 | 3,771 |
| 6,0 | 1,826 | 2,958 | 4,041 |

Die Werte zu $\frac{a}{d} = 2,5$ bis $6,0$ sind nur in Ausnahmefällen bei vergitterten Stäben zulässig

Alle Rechte vorbehalten.

42. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, März 1939.

(Schluß aus Heft 19.)

Am zweiten Tage der Hauptversammlung sprach zunächst Regierungsbaumeister a. D. Bach, Berlin, über das Thema „Eisenbeton im Volkswagenwerk Fallersleben“³⁾.

Seit Anfang vorigen Jahres entsteht auf einem Gelände von 3 km² Ausmaß das neue gewaltige Werk am Mittellandkanal, nahe dem Schnittpunkte zweier Reichsautobahnlinien gelegen. Vier große Werkshallen, die einschließlich der Verbindungsbauten und eines Randbaues insgesamt rd. 220 000 m² Fläche bedecken, bilden den Kern der Anlage. Einerseits begrenzt die Hallenfront das Verwaltungsgebäude mit Turm, andererseits schließt sich der Kraftausbau an. Die Erd-, Beton-, Eisenbeton- und Maurerarbeiten werden von mehreren Tiefbauunternehmen ausgeführt, für die die Siemens-Bauunion die Federführung übernommen hat. Außerdem sind einige Stahlkonstruktionsfirmen tätig. Die Arbeiter- und Baustoffbeschaffung bereitete erhebliche Schwierigkeiten. Mit 1750 italienischen

Arbeitern sowie vielen Danziger und holländischen Gefolgschaftsmitgliedern betrug die Spitze der Belegschaft bisher 2800 Mann, die in einem großen Lager untergebracht sind. Zur Vereinfachung der Materialbeschaffung und -anfuhr wurde eine Transportgemeinschaft gegründet. 300 000 t Kies wurden beschafft, allein 30 000 t italienischer Zement mußten teils auf dem Land-, teils auf dem Seewege angefordert werden. Im Frühjahr 1938 wurde mit den Beton- und Eisenbetonarbeiten begonnen; einschließlich der statischen Berechnung, der Plandurcharbeitung und aller organisatorischen Arbeiten standen insgesamt nur acht Monate für diesen Abschnitt der Bauausführung zur Verfügung. Die Baustelleneinrichtung und die Art der Ausführung der Betonarbeiten waren bei sämtlichen Firmen verschieden. Es wurde teils mit Muldenkipperförderung auf Brigadegleis, teils auf einem Fahrgerüst, teils mittels Betonierbrücken betoniert, ferner wurden zum Teil Kubelaufzüge oder feste Doppelaufzüge für Betonkipper verwendet; schließlich kam auch die Förderung und Einbringung mit Betonpumpe (mit Hilfe von Zwischenpumpen wurden hierbei Entfernungen

³⁾ Der Vortrag wird demnächst in Beton u. Eisen erscheinen.

bis zu 450 m überwunden) zur Anwendung. Die Shedbauten sind sämtlich nach der Schalenbauweise Zeiß-Dywidag ausgeführt. Im Baujahr 1938 wurden für sämtliche Bauten des Werkes in 870 000 Tagewerken 30 000 t Stahl, 52 000 t Zement, 1 300 000 Ziegelsteine und 31 000 m³ Holz verarbeitet. Der erste Ausbau umfaßte 36% der Gesamtarbeiten; zahlreiche Lichtbilder vermittelten einen bleibenden Eindruck (vgl. auch Abb. 3).

Prof. Graf, Stuttgart, war bei seinem Vortrag über die „Forschungsarbeiten für den Betonstraßenbau und Eisenbetonbau“³⁾ der ungeteilten Aufmerksamkeit sicher und verstand es, wie immer, die von ihm berührten Probleme der Zuhörerschaft eindringlich nahezubringen. An drei ausgewählten Aufgaben zeigte er, daß der technische Fortschritt an wichtigen Stellen des Bauingenieurwesens in besonderem Maße von der Entwicklung der wissenschaftlichen und technischen Erfahrung abhängt, die zur Beherrschung des Werkstoffs gehört. Zunächst wurde kurz auf die Entwicklung der Zementprüfung seit 1934 eingegangen. Die neue Zementprüfung, für die die Biegezugfestigkeit an Stelle der Zugfestigkeit kennzeichnend ist, liefert ein besseres Bild der zu erwartenden Betonfestigkeiten als die alte Normenprüfung. Im besonderen ist auf die Erkenntnisse über das Schwinden und über die Schwindspannungen des Betons hinzuweisen. Zum Beweise, daß die alte Methode nicht immer einwandfrei ist, sei nur erwähnt, daß die Mörtelprismen bei verschiedenen Zementen stark abweichende Schwindwerte liefern können, während die zugehörigen Betonmischungen sich hinsichtlich des Schwindens nur wenig verschieden verhalten. Der Zementforschung bleibt noch manches zur Ergründung der Zusammenhänge zu tun. Die Messung des Schwindwertes an unbelasteten Körpern hat an Bedeutung verloren. Das Beobachten des Kriechens ist in die Feststellungen einzubeziehen. Die Temperaturentwicklung der Zemente ist sehr wichtig, doch darf dabei die Festigkeit nicht vernachlässigt werden. Dann folgten zweitens Darlegungen über die Herstellung von hochwertigem, dauerhaftem Beton und über die zugehörigen Bedingungen. Wesentlich ist dabei u. a. die Auswahl der Körnung und die Mischdauer. Säulenversuche haben wertvolle Ergebnisse gezeitigt. Sogenannter lufttrockener Beton kann praktisch

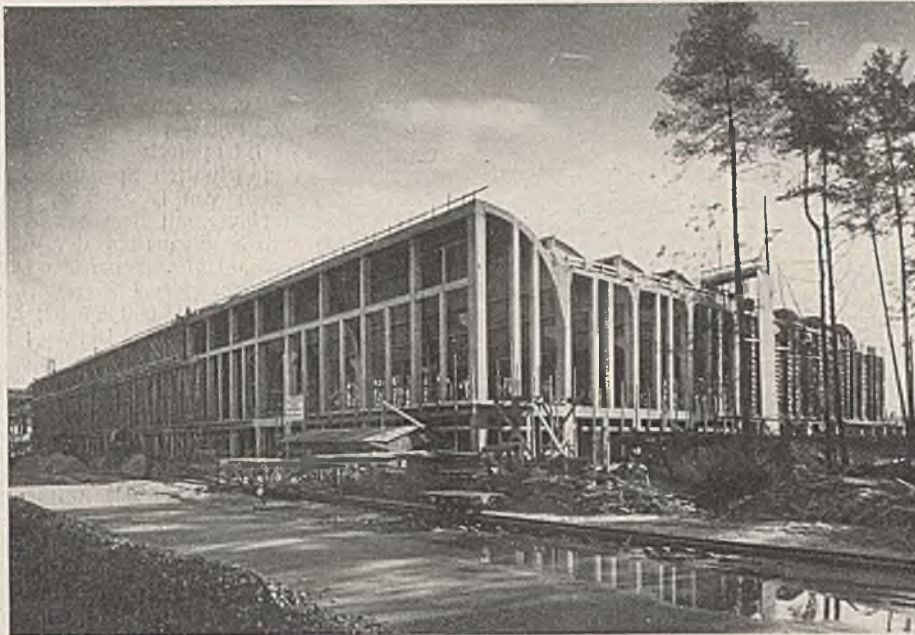


Abb. 3.

unbegrenzt haltbar hergestellt werden, doch ist es auch technisch möglich, Beton, der wiederholt durchfeuchtet wird, dauerhaft herzustellen. Schließlich wurde drittens zusammengefaßt, was über die Tragfähigkeit der hochwertigen Betonstähle bekannt ist. Der Unterschied der Tragkraft bei ruhender Last (etwa $\frac{4}{5}$ der Fließgrenze) und bei beweglicher Last (etwa $\frac{3}{4}$ der Ursprungsfestigkeit) und der zulässigen Beanspruchung bei beiden Lastarten wurde hervorgehoben. Die Frage, ob es möglich ist, die Bewehrungsstähle so einzubetten, daß ihnen die volle Tragkraft zugemutet werden kann, ist zu bejahen; jedoch ist besondere Sorgfalt beim Verlegen und zweckmäßige Ausbildung der Endhaken Vorbedingung. Abb. 4 zeigt die Ergebnisse von Versuchen mit verschiedenen Arten der

Verankerung von Stahleinlagen im Beton.
In das Gebiet „Neuzeitliche Baugrunduntersuchungen“ führte Baudirektor Ernst, Berlin, ein, dessen Darlegungen durch Hinweise auf praktische Beispiele, Lichtbilder und einen Lehrfilm unterstrichen wurden. Zweckmäßige und zugleich wirtschaftliche Fundierungen erfordern rechtzeitige und zuverlässige Baugrunduntersuchungen, die klare Verhältnisse für den gesamten Bau schaffen. Die Baugrundforschung hat in dem letzten Jahrzehnt erhebliche Fortschritte gemacht. Es sei nur das dynamische Untersuchungsverfahren der Degebo genannt, das auf der mathematisch zu erfassenden Beziehung zwischen der Tragfähigkeit des Baugrundes und der Fortpflanzungsgeschwindigkeit mechanischer Wellen im Boden beruht. Die Ergebnisse dieser Untersuchung zeigen gegenüber den früheren punktmäßigen Feststellungen die Baugrundverhältnisse in zusammenhängenden Geländeschnitten. Die Praxis hat erwiesen, daß die bei der dynamischen Bodenuntersuchung vorausgerechneten zulässigen Setzungsgrenzen nicht überschritten werden. Bei der großen Ausdehnung der Baustellen für unsere heutigen Industrieanlagen sind die häufig nicht gleichmäßigen Untergrundverhältnisse zu berücksichtigen. Für Großbaustellen, bei denen andere Verfahren meist sehr zeitraubend sind, gibt der Vortragende den dynamischen Verfahren den Vorzug.
„Neuere Ausführungen weitgespannter Eisenbetonhallen (Flugzeughallen)“ behandelte Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Mehmel, Berlin. Er stellte zwei neuerdings

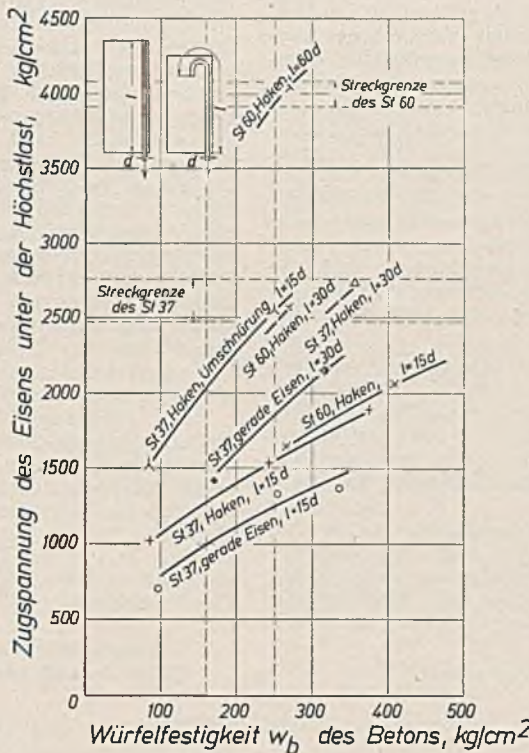


Abb. 4.

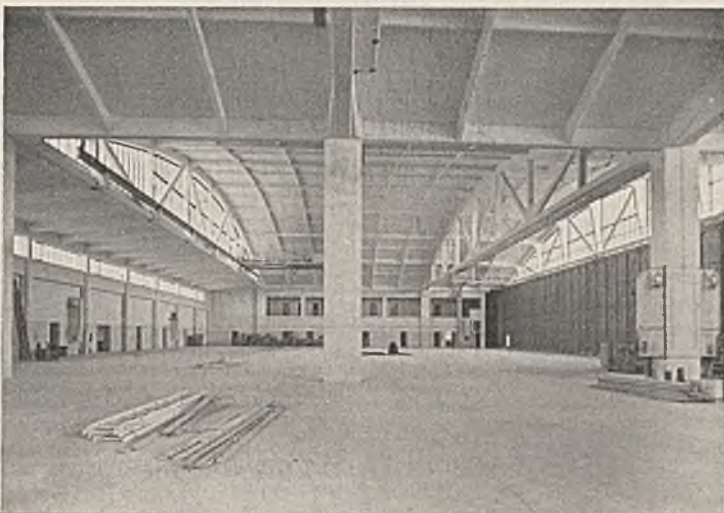


Abb. 5a.

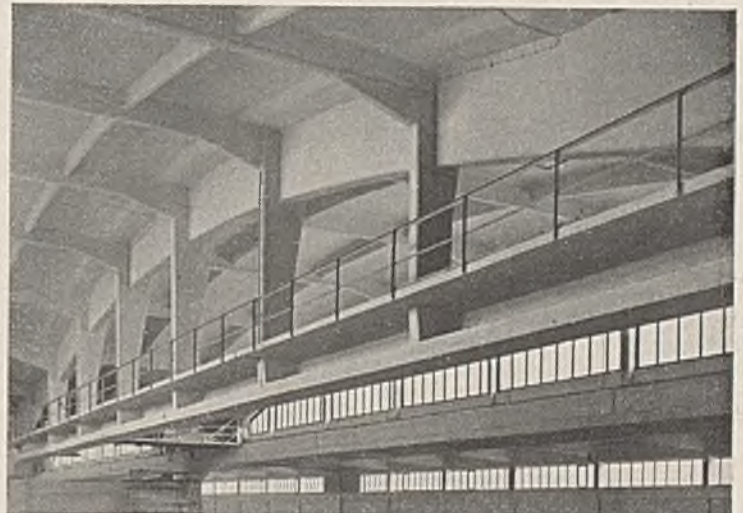


Abb. 5b.

ausgeführte Eisenbeton-Flugzeughallen gegenüber, die jede eine Grundfläche von 5400 m² überdecken und die auch im übrigen gleichen Anforderungen zu genügen haben. Die eine Halle ist mit den Elementen des „klassischen“ Eisenbetonbaues (Bogen, Balken und Plattenbalken, Platte) konstruiert, die andere Halle ist in der Schalensbauweise hergestellt. Die Betrachtung von zwei gleichen, nach verschiedenen Verfahren berechneten und konstruierten Bauwerken ergab interessante Vergleiche. An Lichtbildern von beiden Hallen konnten charakteristische Einzelheiten der verschiedenen Konstruktionen hervorgehoben werden (Abb. 5a u. b).

Dr.-Ing. Rüsck, Berlin, kam mit seinem Vortrage über „Deutsche Hallenkonstruktionen im Ausland“ auf die für die deutsche Wirtschaft sehr wichtige Auslandstätigkeit der Bauindustrie zu sprechen. Er gab einen Überblick über die Entwicklung der Schalensbauweise Zeiß-Dywidag im Auslande an einigen ausgewählten Beispielen, die in Amerika, England, den Balkanländern usw. von deutschen Ingenieuren entworfen und unter ihrer Anleitung von einheimischen Unternehmern ausgeführt worden sind. Aus den Darlegungen ging hervor, welchen wesentlichen Einfluß sich die deutsche Geistesarbeit auf diesem Sondergebiet im Auslande erfreulicherweise gesichert hat¹⁾.

Aus dem engeren technischen Fachgebiet führte wieder Regierungsrat Dr. Birkenholz, Berlin, die Zuhörer hinaus, indem er „Neue Formen der Betreuung der Bauarbeiter“ schilderte. Eine soziale Betriebsführung betreibt in gleicher Weise eine gute betriebliche Wirtschafts- und Sozialpolitik. Der Begriff der „Schönheit der Arbeit“ ist eine Verpflichtung. Triebkraft unserer gesamten Arbeit in jeder Ausstrahlung ist die nationalsozialistische Weltanschauung, die in besonders starkem Maße in der menschlichen Behandlung der Gefolgschaftsmitglieder zum Ausdruck kommt. Die Vernachlässigung der Menschen in irgendeiner Beziehung rächt sich stets. Der Betriebsführer muß aus Menschen und Material eine organisatorische Einheit in seinem Baubetrieb herstellen; in keinem Lande ist seine Betätigungsmöglichkeit so groß wie in Deutschland. Der feste Wille zu einer echten Gemeinschaft innerhalb des Baubetriebes verdrängt den Kollektivismus und setzt an seine Stelle unmittelbar menschliche Beziehungen in materieller und ethischer Hinsicht. Je vernünftiger der weit von seiner Familie getrennt arbeitende Bauarbeiter untergebracht ist, desto besser wird seine Arbeitsleistung. Der Appell an die Betriebsführer ist nicht ungehört verhallt. Der Generalinspektor Prof. Dr. Todt konnte auf Grund seiner Erfahrungen bei den Westbefestigungen feststellen, daß die Unternehmer, die vorbildliche soziale Einrichtungen schaffen, sich in der Regel auch durch gute technische Leistungen auszeichnen. Lockerer Lageraufbau, kräftige Verpflegung, ausreichende hygienische und sanitäre Einrichtungen und eine wohldurchdachte kulturelle Betreuung sind Voraussetzungen für ein geordnetes Lagerleben, in dem dem Lagerführerkorps eine große Bedeutung zukommt.

„Baustelleneinrichtungen großer Massivbrücken“ besprach Regierungsbaumeister Rietli, Stuttgart. Eine allgemeine Einführung in das Wesen einer rationalen Baustelleneinrichtung voranstellend und den Zusammenhang zwischen Einrichtung einer Baustelle und finanziellem Ergebnis streifend, ging er auf die wichtigen Einzelfragen der Baustelleneinrichtung ein, bei denen er eine grundsätzliche Teilung in Transportfragen und Verarbeitungsfragen durchführte und auf die Unterschiede zwischen Anlagen bei Massivbrücken aus Beton oder Eisenbeton und solchen aus Naturstein hinwies. Die Frage der Mechanisierung von Arbeitsvorgängen ist mit Rücksicht auf den Mangel an menschlichen Arbeitskräften zur Zeit besonders brennend. Ferner steht die Frage der Materialersparnis, vor allem von Holz, im Mittelpunkt des Interesses.

¹⁾ Der Vortrag erscheint demnächst in der Bautechnik.

Ausgewählte Beispiele von Baustelleneinrichtungen großer Massivbrücken geben Gelegenheit, Einzelheiten zu erläutern und hervorzuheben.

Zu dem in letzter Zeit vielbesprochenen Thema „Der Stahlsaitenbeton System Hoyer“ äußerte sich Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt²⁾. Bis vor wenigen Jahren war die Ansicht weit verbreitet, daß keine grundlegenden Neuerungen mehr im Eisenbetonbau zu erwarten seien; die Fachwelt ist jedoch eines besseren belehrt worden. Nach dem von Freyssinet eingeführten Spannbeton und den geistreichen Theorien und Konstruktionen von Dischinger, Finsterwalder, Schaechtle und anderer ist nun Hoyer mit dem Stahlsaitenbeton an die Öffentlichkeit getreten, als dessen Eigenarten der Vortragende nannte: Verwendung von hochvergüteten, klaviersaitenartigen Drähten von 0,5 bis 2 mm Durchm. und 24 000 bis 30 000 kg/cm² Zerreißfestigkeit; Einführung einer Vorspannung von 10 000 bis 15 000 kg/cm²; Zerlegen der Bewehrung in eine sehr große Anzahl von dünnen Drähten; Bestätigung der überraschenden Tatsache, daß ein mit hochvorgespannten Stahlsaiten bewehrter Eisenbetonbauteil an jeder beliebigen Stelle senkrecht zu seiner Längsachse durchschnitten werden kann, ohne daß die abgetrennten Teile ihre statischen Eigenschaften vermindern oder verlieren (mittels der großen Haftoberfläche der dünnen Drähte im Beton); Ersparnisse an Stahl bis zu 85% (im Vergleich mit St 37). Die praktische und wirtschaftliche Bedeutung des Stahlsaitenbetons dürfte sich zunächst im Hochbau und hier besonders im Wohnungs- und Siedlungsbau bemerkbar machen, wo Stahlsaitenbetonträger an Stelle von Holzbalken oder stählernen Profilträgern in erster Linie in Frage kommen.

Zum Schluß der Vortragsreihe kam Oberbaurat Dr.-Ing. Emperger, Wien, zu Wort, und die große Anteilnahme der Versammlung bewies, auf welches unverminderte Interesse auch heute noch die Ausführungen des als „Alter Pionier des Eisenbetonbaues“ begrüßten Vortragenden stießen. Er gab die Gedankengänge bekannt, die ihn seine „Balkenversuche zur besseren Ausnutzung des Stahls“ in Angriff nehmen ließen³⁾. Die Versuche behandeln auf zwei verschiedenen Wegen die Aufgabe, in Balken mit hochbeanspruchter Bewehrung die Breite der Betonzugrisse auf ein unschädliches Maß zu beschränken. Durch die erste Versuchsreihe soll nachgewiesen werden, daß die Beanspruchung von Stählen mit hoher Streckgrenze unbedenklich über das zur Zeit zulässige Maß gesteigert werden kann, wenn die Haftung der Stäbe im Beton durch die Stabform (die Probekörper sind mit Torstahl bewehrt) erhöht ist. Durch die zweite Versuchsreihe soll nachgewiesen werden, wie man die Rißbreite im Beton dadurch beherrschen kann, daß neben der Hauptbewehrung eine vorgespannte Zusatzbewehrung angeordnet wird; die Hauptbewehrung der Probekörper besteht aus Torstahl, die Zusatzbewehrung aus dünnen Drähten mit 12 000 kg/cm² Streckgrenze und 4000 kg/cm² Vorspannung. Endgültige Ergebnisse können naturgemäß erst nach Abschluß der Versuche mitgeteilt werden, aber es scheint, daß hier ein neuer Weg für die Entwicklung des Eisenbetonbaues gezeigt wird. Den Teilnehmern der Tagung war Gelegenheit geboten, die in der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Wien eingeleiteten Versuche zu besichtigen.

Der Vorsitzende, Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. Nakonz, stellte in seinem Schlußwort mit Befriedigung fest, daß die zweltägige Vortragsreihe das erwartete Interesse gefunden hat, wie der Beifall am Ende der einzelnen Vorträge bewies. Die Behandlung der den verschiedensten Teilgebieten entnommenen Themen diente der Vertiefung alter und der Verbreitung neuer Erkenntnisse. Zum Erfolg der diesjährigen Tagung des Deutschen Beton-Vereins haben nicht zuletzt auch die gesellschaftlichen Veranstaltungen beigetragen, die Ausdruck gepflegter Geselligkeit waren.

²⁾ Ausführliche Veröffentlichung s. B. u. E. 1939, Heft 8, S. 141.

³⁾ Der Aufsatz wird demnächst in Beton u. Eisen veröffentlicht.

Vermischtes.

Ein Merkblatt über baulichen Holzschutz gegen Fäulnis hat mit Zustimmung des Reichsarbeitsministers und des Reichsforstmeisters laut Rundschreiben der erstgenannten Behörde vom 15. März 1939 — IV c 9 Nr. 8612 e 50311 — die Arbeitsgemeinschaft Holzschutz in der Fachgliederung Forst- und Holzforschung des Reichsforschungsrates aufgestellt, das durch die nachgeordneten Dienststellen dem dafür in Betracht kommenden Bauherren, Architekten und Bauausführenden zur Benutzung empfohlen werden soll. Der Wortlaut des sehr beachtenswerten Merkblattes und des zugehörigen Ministerial-Rundschreibens ist im Ztbl. d. Bauv. 1939, Heft 17, S. 474 veröffentlicht.

Reichswasserwirtschaftstag 1939 in Linz a. D. — Bad Ischl. Die vom Reichsverbande der Deutschen Wasserwirtschaft e. V. im NS-Bund deutscher Technik und vom Arbeitskreise Wasserwirtschaft der Fachgruppe Bauwesen e. V. veranstaltete Tagung umfaßt folgende Vorträge:

Dienstag, den 27. Juni ab 9¹⁵ Uhr im Saale des Kaufmännischen Vereins, Linz a. D.: Prof. Dr.-Ing. Schaffernack, Wien: „Wasserbauliche Forschung“; Reg.-Baumeister a. D. Winter, Quedlinburg: „Wasser- und Wärmekraft im Wettbewerb“; Strombaudirektor Hofrat Alois Ammer, Wien: „Über den Ausbau der Donau zur Verkehrswasserstraße“; Hofrat Josef Schaubberger, Linz a. D.: „Die Tätigkeit der Wasser- und Kulturbaupflegeverwaltung in der Ostmark mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse in Oberdonau“; Direktor Prof. Franz Ruttnner, Lunz am See: „Das Wasser als Lebensraum“; Hofrat Ing. Franz Rosenauer, Linz a. D.: „Die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse im Gau Oberdonau“; Direktor

Ing. Nietsch, Linz a. D.: „Wasserkraftausbau der OEKA in Oberdonau und Salzburg“.

Fahrt durch das Trauntal nach Bad Ischl mit Besichtigungen.

Ab 21 Uhr Kameradschaftsabend im Kurhaus in Bad Ischl mit Darbietungen.

Mittwoch, den 28. Juni ab 9¹⁵ Uhr im Kurhaus in Bad Ischl: Öffentliche Kundgebung, und zwar Ansprachen; Eröffnung durch Generalinspektor Prof. Dr.-Ing. Todt; Staatssekretär Dr. G. Koenigs, Berlin: „Verkehrswasserbau, länder- und völkerverbindend“; Ministerialdirektor Staatsminister a. D. Riecke: „Landeskulturwasserbau im Dritten Reich“; Schlußansprache.

Am Donnerstag, den 29. Juni, ab 8³⁰ Uhr beginnt eine Fahrt ins Dachsteingebiet (Hallstätter See, Vorderer Gosausee, Aussee) zur Besichtigung der Wasserkraftanlagen der OEKA (Österr. Kraftwerke AG.) statt; Rückkehr nach Bad Ischl etwa 19 Uhr.

INHALT: Der Bau der Fürstenbrunner Brücke in Berlin-Charlottenburg. — Tätigkeit der Bayer. Landeswasserbauverwaltung im Jahre 1937. (Schluß.) — Beitrag zur Berechnung mehrteiliger Druckstäbe aus Holz. — 42. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, März 1939. (Schluß.) — Vermischtes: Merkblatt über baulichen Holzschutz gegen Fäulnis. — Reichswasserwirtschaftstag 1939 in Linz a. D. — Bad Ischl.