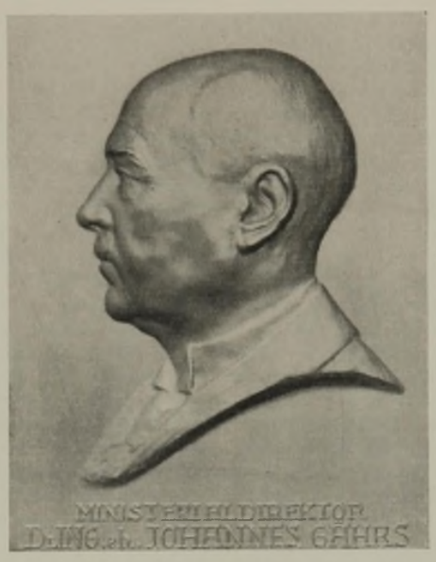
DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang BERLIN, 21. Dezember 1934 Heft 55

Alle Rechte vorbehalten.

Ministerialdirektor Dr. Gährs 60 Jahre alt.

Der Leiter der wasserbautechnischen Abteilung im Reichsverkehrsministerium, Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs, vollendet am 31. Dezember 1934 sein 60. Lebensjahr. Nahezu elf Jahre bekleidet er sein verantwortungsvolles Amt, das nach Auflösung des Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten am 1. April 1921 mit auf das Reichsverkehrsministerium übernommen und immer nur hervorragend bewährten Vertretern des Wasserbaufachs anvertraut worden ist. Als Sohn eines Schiffsreeders und Kapitäns zu Ostmoorende in der Nähe von Hamburg geboren und an der Wasserkante aufgewachsen, fühlte der Jubilar sich schon frühzeitig zum Wasserbau hingezogen. Nach Erlangung des Reifezeugnisses bezog er, seiner Neigung folgend, die Technische Hochschule Berlin, um sich dem Studium des Ingenieurbaufachs zu widmen, das er Oktober 1899 erfolgreich beendete. Im Anschluß an seine Ausbildung als Regierungsbauführer wurde er auf Grund der mit „Gut" bestandenen 2. Staatsprüfung am 24. Oktober 1904 zum Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbaufachs ernannt. Als solcher war er zunächst einige Jahre bei dem Hauptbauamt für die Oderregulierung in Stettin tätig, wo er auch bald nach seiner Übersiedlung den Bund fürs Leben schloß. Nach kurzer Dienstleistung als Stadtbauinspektor, gleichfalls in Stettin, wurde er zu den Erweiterungsbauten am Kaiser-Wilhelm-Kanal beurlaubt, die Ende 1913 im wesentlichen durchgeführt waren. Am 1. Januar 1914 folgte seine Versetzung als Vorstand an das Neubauamt für die Allerkanalisierung in Celle, das er bis zum Ausbruch des Weltkrieges leitete. Nachdem er vier Jahre als Hauptmann der Reserve der Eisenbahntruppe im Felde gestanden hatte, wurde er am 1. Oktober 1918 mit der Verwaltung des Wasserbauamts Emden betraut, dem er bis Mai 1921, dem Zeitpunkte seiner Berufung in das Preußische Ministerium für Handel und Gewerbe, vorgestanden hat. Nach $2^1/_2$jähriger Tätigkeit als Ministerialrat im Handelsministerium erhielt er am 10. Januar 1924 die Leitung der wasserbautechnischen Abteilung im Reichsverkehrsministerium als Nachfolger des wegen Erreichung der Altersgrenze ausgeschiedenen Ministerialdirektors Dr.-Ing. ehr. Ottmann. Am 1. April 1924 wurde er zum Ministerialdirektor befördert.



In die Zeit seiner Tätigkeit im Reichsverkehrsministerium fällt die Ausführung einer ganzen Reihe von bedeutsamen Wasserbauten, die zur Steigerung der Leistungsfähigkeit der dem allgemeinen Verkehr dienenden deutschen Wasserstraßen erheblich beigetragen haben. Erwähnt seien neben den umfangreichen und noch nicht beendeten Kanalisierungsarbeiten am Neckar und Main sowie den Regulierungsarbeiten am Oberrhein die Ausführung:

des Kanals Wesel—Datteln,
der Kachletstaustufe in der Donau bei Passau,
der Hindenburgschleuse des Mittellandkanals bei Anderten, der größten Schachtschleuse der Welt,
der Bleilochtalsperre in der oberen Saale, die mit einem Fassungsraum von 215 Mill. m^3 das größte Sammelbecken Deutschlands ist,
des Staubeckens Ottmachau, das durch einen 6,5 km langen bis 17 m hohen Erddamm gebildet wird,
des Schiffshebewerks Niederfinow, das, ein Wunderwerk deutscher Technik, in der Welt nicht seinesgleichen hat.

Ferner sind der Bau des Mittellandkanals und des Küstenkanals sowie die Regulierung der Oder unterhalb Breslau mit verstärkten Mitteln fortgesetzt und der Ausbau der Seewasserstraßen als Zubringer zu den deutschen Seehäfen Hamburg, Bremen, Emden, Stettin und Königsberg weiterbetrieben worden. Neu in Angriff genommen wurden:

der Südflügel des Mittellandkanals, einschließlich des dem Anschluß von Leipzig an den Mittellandkanal dienenden Elster-Saale-Kanals,
die Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals,
der die Industriestadt Gleiwitz mit der Oder bei Cosel verbindende Adolf-Hitler-Kanal,
der Masurische Kanal,
die Malapanetalsperre bei Turawa,
die Niedrigwasserregulierung der Elbe und der Weser sowie
die Kanalisierung der Mittelweser von Minden bis Bremen.

Diese keineswegs erschöpfende Aufzählung der Hunderte von Millionen Reichsmark kostenden Bauvorhaben läßt neben der Größe des Aufgabenkreises und der mit ihm verbundenen Verantwortung die Ansprüche erkennen, die an die Arbeitskraft des Jubilars gestellt werden.

Weitere Aufgaben sind von ihm zu erfüllen als Vorsitzender des Aufsichtsrats der Oberen Saale AG und als stellvertretender Vorsitzender der Rhein-Main-Donau AG ferner als stellvertretender Vorsitzender des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt und der Hafenbautechnischen Gesellschaft, als Mitglied des Senats der Reichsgemeinschaft der Technisch-Wissenschaftlichen Arbeit sowie als Leiter der deutschen Abteilung der Ständigen Kommission des Internationalen Verbandes für Schiffahrtkongresse. Besonders kennzeichnend für seine Wertschätzung in Fachkreisen ist die schon vor Jahren erfolgte Ernennung zum Präsidenten der Akademie des Bauwesens, in der er gleichzeitig Dirigent der Abteilung für das Ingenieur- und Maschinenwesen ist. Die von ihm auf dem Gebiete des Ingenieurbauwesens vollbrachten Leistungen haben eine weitere Anerkennung durch die Technische Hochschule Hannover gefunden, die ihn im Jahre 1928 anläßlich der Einweihung der Hindenburgschleuse zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber ernannt hat. Seine literarische Tätigkeit für eine Reihe von Fachzeitschriften, zu denen auch „Die Bautechnik" gehört, darf ebenfalls nicht unerwähnt bleiben.

So steht Ministerialdirektor Dr. Gährs als ein Mann vor uns, der mit seinen reichen Erfahrungen, seinem gediegenen Wissen und großen Können die Gewähr dafür bietet, daß die Unterhaltung und der Ausbau der Reichswasserstraßen auch weiterhin in einer Form geschieht, die jeder Kritik standhält[1]). Mögen ihm Gesundheit und Schaffenskraft zum Besten der Reichswasserstraßenverwaltung noch viele Jahre erhalten bleiben, und möge es ihm vergönnt sein, noch in amtlicher Stellung den glücklichen Abschluß all der großen Bauausführungen zu erleben, die zur Verbesserung des Wasserstraßennetzes im Gange und für das deutsche Vaterland von größter Bedeutung sind. Weidner.

[1]) Unser Bild stellt die von dem Bildhauer Karl Dautert, Berlin-Grunewald, geschaffene Plakette dar.

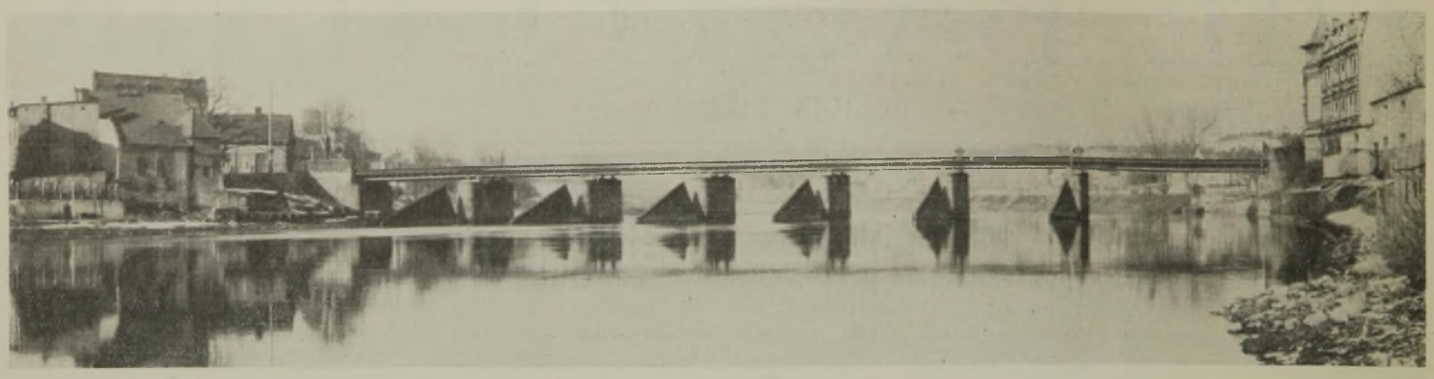


Abb. 1. Alte Jahrhundertbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Bau der Jahrhundertbrücke in Oppeln O./S.

Von Regierungsbaurat **Artur Albrecht**, Gleiwitz, und Regierungsbaumeister a. D. **Theodor Kempfert**, Oppeln.

1. Vorgeschichte.

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

Die Brücke genügte nun seit langer Zeit nicht mehr den neuzeitlichen Ansprüchen des Straßenverkehrs. Denn vor allem besaß sie nicht die erforderliche Tragfähigkeit für die jetzt vorgeschriebenen schweren Verkehrslasten, sondern nur eine solche für Lastwagen von 6 t Gesamtgewicht; ferner war die vorhandene Brückenbreite (Fahrbahn 5,20 m, Fußsteige je rd. 1,40 m) für den gegenwärtigen starken Fuhrwerk- und Personenverkehr zu gering. Außerdem wies die Brücke nur eine lichte Durchfahrthöhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstand von rd. 3,10 m auf (statt, wie vorgeschrieben, 4 m). Auch genügte die Lichtweite der Schiffahrtöffnungen durchaus nicht, die für die Talschiffahrt rd. 19 m, für die Bergschiffahrt rd. 12 m betrug. Zahlreiche schwere Schiffsunfälle hatten erwiesen, daß der Umbau der Brücke eine Notwendigkeit war. Weiter war die Brücke mit ihren engen Öffnungen — sieben Überbauten von 19,60 m, 12,60 m und fünfmal 12 m Lichtweite bei 108 m Gesamtlänge, gemessen von Mitte zu Mitte Endauflager — auch für die Abführung von Hochwasser ungünstig, zumal das natürliche Hochwasserabflußprofil durch die städtische Bebauung an sich schon stark eingeengt wird.

Alle diese Gründe führten dazu, daß bereits seit dem Jahre 1890 Bestrebungen im Gange waren, die einen Brückenumbau 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. Die wichtige Verbindung zwischen dem Industriegebiet Oberschlesiens und dem Reich war gestört. Die schweren Lastkraftwagen wurden zu den erheblichen Umwegen über die Oderbrücken bei Krappitz oder Brieg gezwungen. Ein Brückenumbau ließ sich nicht länger hinausschieben und wurde jetzt vom preußischen Staat als Bau- und Unterhaltungspflichtigem, vertreten durch die Oderstrombauverwaltung in Breslau, mit größter Energie betrieben.

Bei der landespolizeilichen Erörterung des Entwurfes, der einen Brückenneubau an der alten Stelle vorsah, wurde dann die Frage angeschnitten, ob die neue Brücke nicht günstiger an einer anderen Stelle liegen würde. Aus der Übereinstimmung sämtlicher beteiligten Behörden, der Oderstrombauverwaltung, der Regierung in Oppeln, der Provinzialverwaltung und der Stadt Oppeln, entsprang dann die Adolf-Hitler-Brücke, die etwa 400 m unterhalb der Jahrhundertbrücke gebaut und im April 1933 dem Verkehr übergeben wurde[1]). Dieser Neubau erhielt eine Fahrbahnbreite von 7,50 m und Fußwegbreiten von je 2,25 m und ist für eine Einzellast von 24 t (Dampfwalze) berechnet. Damit schien die Frage nach einem dem neuzeitlichen Verkehr angepaßten Oderübergang bei Oppeln gelöst zu sein. Die landespolizeiliche Genehmigung wurde jedoch davon abhängig gemacht, daß die vorhandene Jahrhundertbrücke nun nicht einfach beseitigt werden durfte, sondern in Rücksicht auf die zahlreichen kaufmännischen Geschäfte, die sich an den Zugangstraßen dieses Jahrhunderte alten Stromüberganges auf beiden Seiten der Oder im Laufe der Zeit angesiedelt hatten, entsprechend dem hier auftretenden örtlichen Verkehr umgebaut würde.

2. Entwurfsbearbeitung.

Da die Stadt Oppeln die Brücke nach dem Umbau in ihren Besitz übernehmen sollte und die Brückenrampen herzustellen hatte und auch in städtebaulicher Beziehung naturgemäß lebhaft an dem Brückenbau interessiert war, wurde der Entwurf zum Umbau der Brücke im engsten Benehmen mit der Stadt bearbeitet. Der Erbauer des neuen Regierungsgebäudes in Oppeln, in dessen Nähe die Brücke gelegen ist und an das sich die Brücke formverwandt anpassen sollte, wurde vom Oberpräsidium als architektonischer Beirat bestellt.

Nachdem durch den Bau der Adolf-Hitler-Brücke ein in jeder Beziehung leistungsfähiger Oderübergang geschaffen worden war, wurde in wiederholten Besprechungen zunächst die Frage erörtert, ob die Jahrhundertbrücke unter Verbreiterung der Schiffahrtöffnung auf 60 m für eine Belastung von 6 t Höchstgewicht ihre Abmessungen behalten, ob sie in eine einspurige Straßenbrücke von 3,70 m Fahrbahnbreite umgewandelt oder nur als Fußgängerbrücke mit 4 m Lichtweite ausgebildet werden sollte. Als die Frage dahin entschieden war, die Brücke in Hinsicht auf den starken örtlichen Verkehr als zweispurig mit 5,20 m

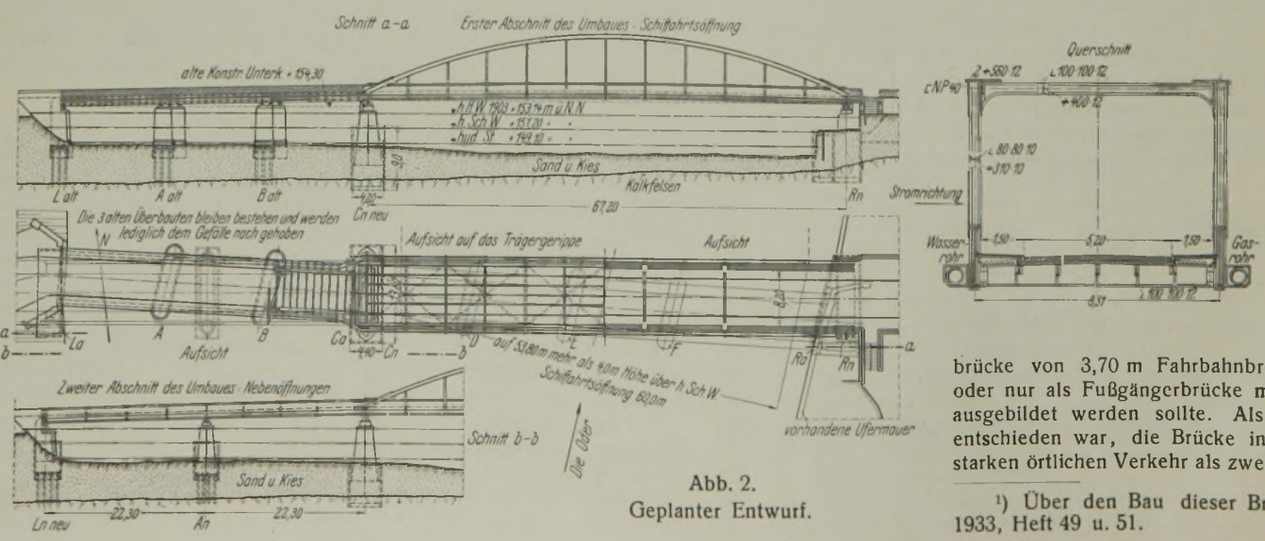


Abb. 2.
Geplanter Entwurf.

[1]) Über den Bau dieser Brücke s. Bautechn. 1933, Heft 49 u. 51.

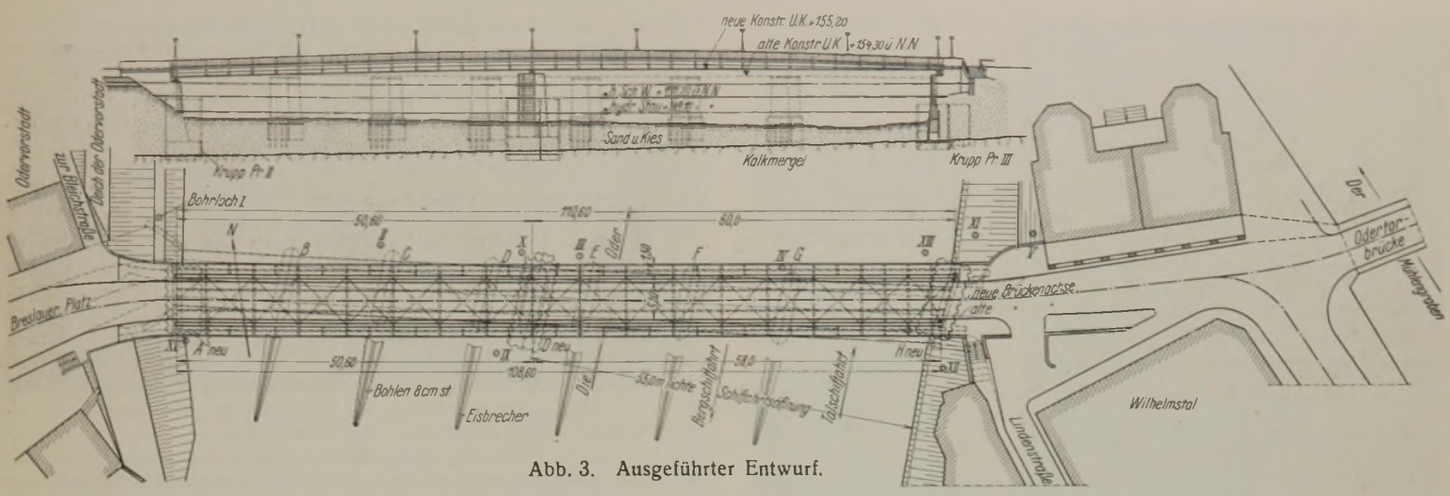


Abb. 3. Ausgeführter Entwurf.

Fahrbahnbreite zu erhalten bei einer gleichzeitigen Verbreiterung der Fußsteige auf je 1,50 m, lag der Gedanke nahe, entsprechend der Forderung nach einer vergrößerten Schiffahrtöffnung nur den hierfür in Frage kommenden Teil der Brücke neu zu gestalten und die übrigen Teile nur höher zu legen (Abb. 2). Den Plan einer Verstärkung des Brückenteils über der Schiffahrtöffnung hatte man bereits vorher fallen lassen, da gleichzeitig hiermit die Höchstbelastung für diesen Teil auf 9 t heraufgesetzt, an dem übrigen Teil in den Belastungsgrenzen jedoch nichts geändert werden sollte. Mit Rücksicht auf die Forderung des „freien Blicks" von der Brücke aus wurde schließlich für die Schiffahrtöffnung als Brückensystem ein Langerscher Balken gewählt und die Ausschreibungen in dieser Richtung betrieben. Nachdem bereits den Vereinigten Oberschlesischen Hüttenwerken der Zuschlag auf ein geeignetes Angebot erteilt worden war, legten diese Werke einen Sonderentwurf vor (Abb. 3). Nach diesem sollte die gesamte alte Brücke durch eine neue, und zwar einen Vollwandträger auf drei Stützen ersetzt werden. Die Stadt erklärte sich bereit, die verhältnismäßig geringen Mehrkosten zu übernehmen, wenn gleichzeitig die Höchstbelastung auf 12 t heraufgesetzt würde, um auch diesen Oderübergang mit ihrer Motorspritze, den schweren Verkehrskraftwagen und den Wagen der Schutzpolizei befahren zu können. Da die an der Umgestaltung der Jahrhundertbrücke interessierten Behörden dem Vorschlag der V. O. H. zustimmten, entschied man sich für dieses Brückensystem, das den Forderungen in verkehrs-, schiffahrt- und hochwassertechnischer Hinsicht durchaus ententsprach. Bei einer Fahrbahnbreite von 5,20 m und einer Breite für die Fußsteige von je 1,50 m hat die Brücke eine lichte Schiffahrtöffnung von 55 m und eine lichte Durchfahrthöhe von 4 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande. Die sechs alten Strompfeiler wurden durch einen Pfeiler ersetzt. Die Hauptträger der Brücke liegen zwischen der Fahrbahn und den Fußsteigen, um so die Länge und damit das Gewicht der Querträger möglichst klein zu halten. Außerdem wurde dadurch folgendes erreicht:

1. Die Forderung des „freien Blicks" von den Fußsteigen konnte für die ganze Brücke erfüllt werden, indem die Fußsteige parallel zum Obergurt der Hauptträger mit einem Höhenunterschied von 1,10 m angeordnet wurden. Die scharfe Steigung der Fußsteige, besonders an dem rechten Auflager, war für diese nicht weiter von Bedeutung.

2. In Hinsicht auf eine möglichst kleine Steigung der Fahrbahn, die immerhin noch 1 : 35 beträgt, konnte die Oberkante der Fahrbahn mit der Oberkante des Obergurtes des Hauptträgers nicht parallel laufen, was bei der gewählten Anordnung der Hauptträger auch nicht erforderlich war.

3. Einerseits sollte die Konstruktionsunterkante nicht in das Schiffahrtprofil hineinragen — auf etwa 4 m vom rechten Ufer war es trotzdem nicht zu erreichen —, anderseits mußte die anschließende Rampe möglichst niedrig gehalten werden, um ein „Einschütten" der Häuser zu vermeiden und den Zugang von der an sich schon tiefer liegenden Lindenstraße her noch zu ermöglichen (Steigung 1 : 20). Indem man alle diese Forderungen zusammenfaßte: „freier Blick" von den Fußsteigen, Wahrung einer lichten Durchfahrthöhe über höchstem schiffbarem Wasserstande von 4 m und niedrige Rampen, kam man notgedrungen zu einer Konstruktion, die äußerst „weich" ausfiel, da sich bei einer Stützweite von 60 m und einer Stehblechhöhe von 2,51 m das Verhältnis von $h : l = 1 : 23{,}9$ stellte. Dieser äußerst geringen Bauhöhe konnte man ohne besonderen Kostenaufwand nur durch Verwendung von St 52 für die Hauptträger begegnen. (Die Durchbiegung infolge der Verkehrsbelastung blieb mit 9 cm oder $^1/_{660}$ in den zulässigen Grenzen.) Die Fahrbahnkonstruktion ist in St 37 ausgeführt.

Mit Rücksicht auf den Stromstrich verschwenkte man den Strompfeiler um 10° gegen die Brückenachse, um den Durchflußquerschnitt möglichst groß zu halten. Die Achse der Auflager des Strompfeilers wurde jedoch rechtwinklig zur Brückenachse angeordnet, so daß die Auflagersteine außermittig liegen. Diese Anordnung wurde gewählt, um wenigstens die Hauptträger der linken Stromöffnung gleichmäßig gestalten zu können und damit die Werkstattarbeit zu vereinfachen. Da das rechte Widerlager in Rücksicht auf die hier bestehende Ufermauer etwa in Stromrichtung angeordnet ist, wurden für diese Stromöffnung zwei um 2 m in Länge verschiedene Träger gewählt. Durch diese Anordnung wurde auch der Endquerträger, der nun ebenfalls „schief" angeordnet werden mußte, länger als die normalen Querträger. Da dessen Höhe an sich schon stark beschränkt ist und die zulässige Spannung voll ausgenutzt wird, ist sicherheitshalber der Endquerträger durch ein Zwischenauflager auf das Widerlager abgestützt worden, um die sonst zu starken Durchbiegungen und Schwingungen zu vermeiden.

3. Statische Berechnung.

Der Berechnung des Bauwerks ist die DIN 1073 vom September 1931 zugrunde gelegt worden (Lastwagen von 12 t Gesamtgewicht und Menschengedränge von 500 kg/m²). Für die Fahrbahnkonstruktion ist eine Stoßziffer von 1,39 eingesetzt worden. Die zulässigen Spannungen u. dgl. sind gemäß den Berechnungsgrundlagen eiserner Brücken DIN 1073, sowie gemäß den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 für die Betonarbeiten an der Brücke (Grundbau, Flügel, Fahrbahn) gewählt worden. Obgleich das Gewicht der Brücke auf das äußerste beschränkt wurde, überwiegt das Eigengewicht die Verkehrslasten. Das gesamte Eigengewicht beträgt 4,08 t/m, die Verkehrslast einschließlich der Stoßziffer 2,46 t/m; das Verhältnis des Eigengewichts zur Verkehrslast ist also 1,68 : 1.

Das größte Moment ergab sich zu 2164 tm für einen Hauptträger. Der gewählte Querschnitt ist in Abb. 4 dargestellt. Die zulässige Spannung von 2100 kg/cm² wird voll ausgenutzt.

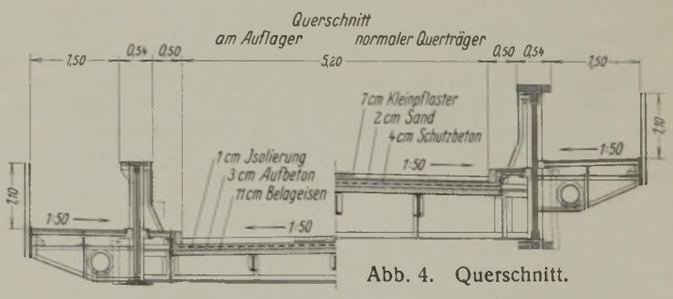


Abb. 4. Querschnitt.

4. Bauliche Durchbildung im einzelnen.

Strompfeiler und Widerlager. Da der gute Baugrund, der Kalkstein, in leicht erreichbarer Tiefe anstand, so wurden der Strompfeiler und die beiden Widerlager auf den Kalkfelsen gegründet. Sämtliche Bauwerke wurden zwischen eisernen Spundwänden — Profil Krupp II, beim rechten Widerlager Krupp III — in offener Wasserhaltung hergestellt. Infolge großer Undichtigkeit der Spundwände (vgl. die Ausführungen unter „Schwierigkeiten bei den Bauausführungen") war der Wasserandrang erheblich. Die Spundwände wurden bei den Widerlagern etwa 1,50 m in den Kalkfelsen hineingerammt, bei dem Strompfeiler um etwa 0,80 m weniger tief, da hier eine größere Rammtiefe trotz aller Mühe nicht zu erreichen war. Zur Ermittlung der erforderlichen Spundwandlänge war eine Anzahl Bohrungen ausgeführt worden, deren Richtigkeit der Befund beim Ausschachten der Baugruben bestätigte. Die Oberkante der Spundwände reichte bis zur Höhe der gewöhnlichen Sommerhochwasser. Nach Vollendung der Gründungsarbeiten wurden die Spundbohlen des rechten Widerlagers und des Strompfeilers durch einen Taucher mit Hilfe eines

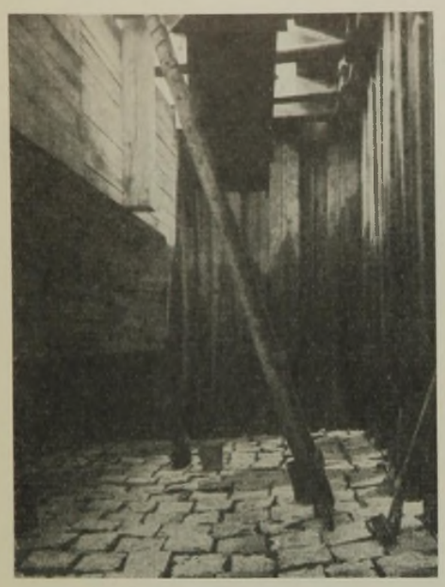


Abb. 5. Granitpritschensteinpflaster mit Bitumenfugenverguß als Bausohlenisolierung.

Unterwasserschneidapparats abgeschnitten. Die Spundwand des linken Widerlagers wurde im Winter bei abgelassenem Stau dicht über der Flußsohle abgebrannt. Die Sohle der Widerlager und des Strompfeilers sind zum Schutze gegen betonschädliches Grundwasser mit Granitpritschensteinpflaster abgedeckt, dessen Fugen mit Bitumen vergossen sind (Abb. 5). Der Fundamentbeton ist im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement : 7 R.-T. Oderkies, der aufgehende Pfeilerbeton unten mit 1 : 6, oben mit 1 : 5 ausgeführt worden.

Die Ansichtflächen des Strompfeilers sind mit Vorsatzbeton 1 R.-T. Zement : 2 R.-T. Kiessand : 3 R.-T. Granitsplitt in einer Dicke von 20 cm versehen worden, der in monolithischem Zusammenhang gleichzeitig mit dem Pfeilerbeton unter Verwendung von gehobelter und gespundeter Schalung hergestellt worden ist. Oberstromseitig ist der Strompfeiler mit Granit verblendet; ebenso erhielten die Ecken der Widerlager eine Granitverkleidung.

Auflager. Die beweglichen Lager auf den beiden Widerlagern sind Stahlrollenlager, und zwar bestehen die Lagerplatten aus Stahlformguß Stg 52.81 R und die Rollen selbst aus geschmiedetem Stahl St C 35.61. Wegen der hierfür zulässigen größeren Pressung nach Hertz $\sigma = 9500\,kg/cm^2$ konnte an der Größe der Rollen und damit an Bauhöhe des Lagers sowie an Kosten gespart werden. Das feste Lager auf dem Strompfeiler besteht ebenfalls aus Stg 52.81 R. Die zulässige Pressung der Eisenbetonauflagersteine ist mit 80 kg/cm² voll ausgenutzt worden. Die Auflagersteine sind durch eine Eisenbewehrung zu einer Auflagerbank zusammengefaßt worden.

Der eiserne Überbau besteht aus zwei genieteten Vollwandträgern, an die die Querträger rahmenartig angeschlossen sind (vgl. Abb. 4). Diese Ausbildung trägt gleichzeitig zur Aussteifung der Stehbleche der Hauptträger bei. Die Blechträger, die aus St 52 hergestellt sind, haben eine Stehblechdicke von 13 mm. Im Bereich des negativen Stützenmoments über dem Strompfeiler wurden zur weiteren Aussteifung des Stehbleches waagerechte ∟ 100 · 150 · 10 in einem Abstande von 500 mm von Oberkante Stehblech angebracht. Die Stäbe des Windverbandes bestehen ebenfalls aus St 52. Für die übrigen Konstruktionsteile, wie Quer- und Längsträger, Fußwegkonsolen usw., wurde St 37 gewählt.

Fahrbahntafel. Zur Abstützung der eigentlichen Fahrbahn auf dem Fahrbahngerippe wurden Zoreseisen Nr. 11 verlegt, die entsprechend der Querneigung der Fahrbahnoberkante abgebogen wurden. Die Biegearbeiten wurden auf der Baustelle ausgeführt. Da die Zwischenlängsträger senkrecht angeordnet sind, wurden auf diesen Flacheisen von 80 mm Breite punktweise angeschweißt. Dadurch sollte einerseits eine günstigere Auflagerfläche der Zoreseisen geschaffen werden, anderseits der Angriffspunkt der angreifenden Kräfte möglichst in die Nähe des Steges der Längsträger verlegt werden. Die Zoreseisen sind durch Klemmschrauben, die versetzt angeordnet wurden, mit den Längsträgern fest verbunden. Zur Ausfüllung der Zwickel zwischen den Zoreseisen hatte man Klinker vorgesehen, die die Schalung für den Unterbeton der Fahrbahn bilden sollten. Bei der Ausführung wählte man aber Betonplatten 12·33·4 cm, die in Zementmörtel verlegt wurden. Infolge der Anordnung der Klemmschrauben und -platten mußte die „steinerne" Schalung häufig zugeschlagen werden, was bei einem Material aus Beton wesentlich einfacher war als bei einem Hartbrandklinker. Zudem war diese Ausführung billiger. Auf den Zoreseisen wurde der Unterbeton (Mischung 1 : 4) aufgebracht. Darüber wurde eine Isolierschicht, bestehend aus einer doppellagigen Bitumengewebeplatte (3,3 kg/m² Gewicht) mit fünffachem Anstrich aufgeklebt, die an den Fahrbahnbegrenzungsträgern hochgezogen wurde und seitlich um einige Zentimeter über diese hinausragte, um einen einwandfreien Schutz des Eisens gegen Feuchtigkeit zu gewährleisten. Das gesamte Gewicht der Dichtung beträgt einschl. der fünf Anstriche bei einer Gesamtdicke von rd. 1 cm etwa 12 kg/m². Die Isolierung ist durch eine Betonschicht (Mischung 1 : 4) von 4 cm Dicke geschützt worden, die als Verstärkung eine Eiseneinlage aus einem Maschengeflecht von 20·20·2 mm erhielt. Als Fahrbahndecke wurde Granitkleinpflaster 6/8 cm auf 2 cm Sandbettung versetzt. Die Bordsteine bestehen aus Beton mit einem Vorsatzbeton von 3 cm Dicke (Mischung 1 : 4, im übrigen 1 : 6). Für den Vorsatzbeton wurde ein eisenarmer, sog. „weißer Portlandzement" verwendet, bei dem der Brauneisenstein durch Kaolin ersetzt wird, mit dem Zweck, die Leuchtkraft des Steines zu erhöhen und ihn dadurch besser kenntlich zu machen. (Dieser Zement wurde aus Reklamezwecken von der Beton- und Kunststeinindustrie G. m. b. H. Oppeln-Bolko unentgeltlich zur Verfügung gestellt. Der weiße Zement besitzt dieselben Eigenschaften wie der Portlandzement, ist aber rund dreimal so teuer wie dieser.)

Um das sich unter dem Pflaster ansammelnde Wasser ableiten zu können, war die Anordnung von Tropfrohren geplant worden, die durch den Schutzbeton und die Isolierung unmittelbar in den Fluß entwässern sollten. Da nach den Erfahrungen an der Adolf-Hitler-Brücke in Oppeln die Schutzschicht stellenweise ausgelaugt ist, ließ man bei der Ausführung die Tropfrohre bei der Jahrhundertbrücke fort. Es war zu befürchten, daß infolge des Pflasters bei der Jahrhundertbrücke das Auslaugen des Schutzbetons an den Durchbruchstellen der Tropfrohre in erhöhtem Maße eintreten würde, damit ein Zerfall der Betonschicht und als Folge eine Beschädigung der Isolierung, die unter allen Umständen vermieden werden muß. Das sich auf der Betonschutzschicht ansammelnde Wasser wird jetzt gleichmäßig über die ganze Brücke hinter die Widerlager gezogen.

Die Fußsteige sind mit Eisenbetonplatten 63·79 (Mischung 1:5) abgedeckt. Diese haben eine Dicke von 6 cm und erhielten eine Eiseneinlage von 6 R.-E. 7 mm ⌀ je Platte. Die Unterflächen sind zum Schutze gegen Witterungseinflüsse und Rauch mit Zement geschlämmt. Die Platten wurden auf der Baustelle hergestellt und in zwei Längsreihen in Zementmörtel verlegt. Über den Platten ist ein 3 cm dicker Gußasphalt aufgebracht worden. Da ein wasserdichter Anschluß des Gußasphalts an die Eisenteile verlangt war und am inneren Fußwegbegrenzungsträger eine Hohlkehle hergestellt werden sollte, um eine gute Fortleitung des Regenwassers von den Fußsteigen zu den Abfallrohren hin zu erzielen, stellte es sich nach mehreren Versuchen als zweckmäßig heraus, die Anschlüsse und die Hohlkehle erst nach den eigentlichen Asphaltarbeiten auszuführen.

Die Kutschersteige wurden in gleicher Weise wie die Fußsteige hergestellt.

Das Geländer war entsprechend der Überhöhung bereits in der Werkstatt ausgelegt worden, so daß sich beim Ausrüsten der Brücke ein stetig gekrümmter Holm ergab. Als Geländerholm wurde ein ⊓ 10 genommen, dessen Kanten mit einem Halbmesser von 10 mm abgerundet sind. Die Geländerstöße werden durch einseitig eingeschweißte Flacheisen gedeckt. Auf den Flügeln setzt sich das Geländer als Brüstungsmauer in Eisenbeton fort.

Der Anschluß der Fahrbahn an die Widerlager wird durch Schleppbleche vermittelt. Um die Isolierung, die bis an das Ende der Schleppbleche reicht, vor Beschädigungen zu schützen, wurden Winkel mit nach oben stehendem Schenkel untergeschweißt. Der Schutzbeton ist dann bis an die Oberkante dieser Schenkel herangezogen worden. Das Schleppblech gleitet auf einem ∟-Eisen, das in das Widerlager erst nach Absenken der Brücke einbetoniert wurde.

Die städtischen Versorgungsleitungen für Gas, Wasser, elektrisches Licht sowie die Postkabel, die auf der alten Jahrhundertbrücke vorhanden waren, mußten nach dem Umbau wieder auf dieser untergebracht werden. Die Leitungen für Gas und Wasser sind durch die Stehbleche der Fußwegkonsolen hindurchgesteckt worden. Die städtischen Licht- und die Postkabel wurden auf den Fußwegkonsolen unter den Gehwegplatten angeordnet. Die Lichtkabel sind frei verlegt, die Postkabel dagegen in Stahlmantelrohren.

Die Regenwasserabführung der Fahrbahn geschieht in der Weise, daß an jedem Brückenende zwei Regeneinläufe das Wasser aufnehmen; an die Regeneinläufe sind Abfallrohre angeschlossen. Während diese beim linken Widerlager unmittelbar in den Fluß entwässern, wird am rechten Widerlager mit Rücksicht auf die hier herrschende Schiffahrt das Wasser seitlich auf die Böschungen geleitet, die für diesen Zweck teils mit Granit-, teils mit alten Ziegelsteinen gepflastert sind.

Das Regenwasser der Fußsteige über der Schiffahrtöffnung gelangt durch Tropfrohre, die in den Asphaltbelag mit einem kleinen eingearbeiteten Einlauftrichter eingesetzt sind, in eine darunterliegende Rinne. Von dort fließt das Wasser teils zu den Abfallrohren der Regeneinläufe am rechten Ufer, teils hinter dem Strompfeiler in den Fluß. Die Tropfrohre der linken Stromöffnung entwässern unmittelbar in die Oder.

Die Brückenbeleuchtung besteht aus zehn elektrischen Lampen von je 100 Watt, die mit etwa 4,50 m Lichtpunkthöhe über der Fahrbahn in Abständen von 12 bis 14 m abwechselnd auf dem einen oder anderen Hauptträger aufgestellt sind. Die Zuleitung zu den Lampen ist auf dem Obergurt in einem Stahlmantelrohr verlegt worden, das, auf kleinen angeschweißten Unterlagsplatten ruhend, an diese mit Schellen angeschlossen ist. Diese „freie" Anordnung der Leitung soll Schmutzwinkel verhüten und die Erneuerung des Brückenanstrichs erleichtern.

Abb. 6. Hölzerner Notsteg für Fußgänger.

5. Bauvorgang.

Bevor mit den Abbrucharbeiten an der Brücke begonnen werden konnte, mußte der Verkehr umgeleitet werden. Während der Fahrverkehr der gerade fertiggestellten Adolf-Hitler-Brücke zugewiesen wurde, ließ die Stadt Oppeln unterhalb der Brücke einen Notsteg schlagen, um den Fußgängern, mit Rücksicht auf den lebhaften Verkehr, den erheblichen Umweg über die zuvor genannte Brücke zu ersparen. Der Notsteg nahm während des Umbaues auch die Postkabel auf. Der Notsteg bestand aus Holz (Abb. 6). Über den beiden Schiffahrtöffnungen waren hölzerne Fachwerkträger eingebaut worden, die man auf Prahmen montiert und dann eingeschwommen hatte. Die entsprechenden Pfahljoche waren durch Leitwerke geschützt.

Baustelleneinrichtung. Da der Platz am rechten Ufer äußerst beschränkt war und nur am linken Ufer ein größerer Platz — der Breslauer Platz — zur Verfügung stand, wurden hier der Zimmerplatz, die Baustofflager für Sand, Kies, Splitt usw., das Eisenlager und der Eisenbiegeplatz eingerichtet und hier auch die Baubuden aufgestellt. Die Betonarbeiten für das linke Widerlager und den Strompfeiler wurden daher auch vom linken Ufer aus durchgeführt (Abb. 7), für das rechte Widerlager jedoch vom rechten Ufer aus. Im ersten Fall wurde das Mischgut über die alte Brücke zugefahren, deren Hauptträger man als Montagegerüst für den eisernen Überbau benutzte. Nachdem die Widerlager und der Strompfeiler betoniert waren, wurden auf der alten Konstruktion die neuen Träger aufgestellt und vernietet. Während der Rammarbeiten wurden die hindernden alten Träger aus- und später wieder eingeschwommen.

Abbruch. Das Mauerwerk der alten Widerlager wurde in den oberen Teilen durch Sprengen, in den unteren Teilen, innerhalb der Spundwände, durch Preßlufthämmer und Picken gelöst. Die alten Pfeiler, die erst nach dem Absenken der Brücke beseitigt werden konnten, wurden über Wasser mit der Picke abgetragen. Die Teile unter Wasser wurden durch die Kommandantur Oppeln gesprengt. Die so gelösten Massen wurden dann durch einen Greifer in Prahme geschafft und in benachbarten Buhnenfeldern verklappt bzw. zur Uferbefestigung verwendet. Der Greifer hatte auch die Pfähle, die Verzimmerung usw. der Pfahlroste und eine sich innerhalb dieser vorgefundene Steinpacklage zu beseitigen.

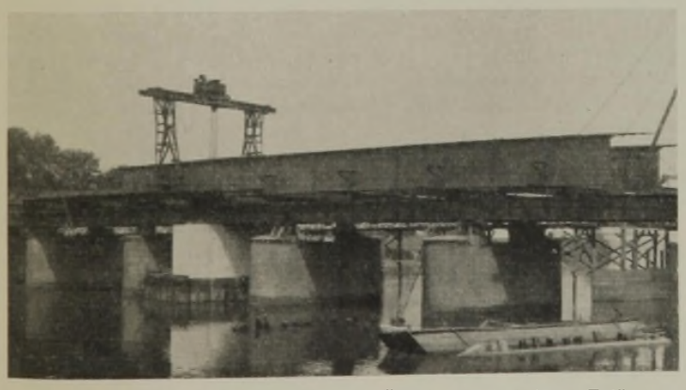


Abb. 8. Montieren des eisernen Überbaues (mittlerer Teil).

Der Vorsatzbeton des Strompfeilers wurde gleichzeitig mit dem Innenbeton hochgezogen.

Die Betondruckproben, die während des Betonierens hergestellt wurden, ergaben für das Mischungsverhältnis:

1 : 4 (hochwertiger Zement)	nach	28 Tagen	252	kg/cm²
1 : 5 (Normenzement)	„	28 „	129	„
1 : 6 (hochwertiger Zement)	„	28 „	217	„
1 : 7 (Normenzement)	„	28 „	118	„

Abb. 7. Betonieren des Strompfeilers.

Die Zementprobewürfel ergaben mit normenmäßigem Portlandzement der Schlesischen Zementindustrie Oppeln, sog. „Zenith I", eine Druckfestigkeit nach 28 Tagen bei gemischter Wasser- und Luftlagerung von 510 kg/cm² und mehr, mit hochwertigem Zement „Zenith II" von 540 kg/cm² und mehr. Der gewöhnliche Portlandzement, für den ja nur eine Druckfestigkeit bei gemischter Lagerung von 350 kg/cm² nach 28 Tagen vorgeschrieben ist, überschritt also die nach den Bestimmungen für hochwertigen Zement geforderte Würfelfestigkeit von 500 kg/cm². Nach dem Ergebnis der Druckproben hätte für alle Bauteile der gewöhnliche Oppelner Portlandzement verwendet werden können; nach den Bestimmungen ist jedoch für hochbeanspruchte Bauteile, wie hier bei den Auflagern und Fußwegkonsolen, hochwertiger Zement vorgeschrieben. Die Abbindezeit des hochwertigen Zementes „Zenith II" beträgt 9 Std. 25 Min. und der Erhärtungsanfang 4 Std. 5 Min. (gegenüber 4 Std. 25 Min. beim Portlandzement). Der „Zenith II" ist also noch kein Schnellbinder.

Die Beton- und Zementprüfungen wurden im Laboratorium des Werkes Groschowitz der Oberschlesischen Zementindustrie ausgeführt, das mit den hierzu erforderlichen Einrichtungen musterhaft ausgerüstet ist.

Der eiserne Überbau wurde vom linken Ufer her stückweise in Längen von zwei Feldern = 13,32 m unter Zuhilfenahme eines Portalkranes und von Standbäumen zusammengesetzt (Abb. 8 u. 9). Nur die letzten Teile für die rechte Öffnung wurden vom rechten Ufer aus angefahren. Mittels Lokomotivwinden wurden die Träger auf niedrige Walzenwagen gesetzt und auf einer aus H-Profilen bestehenden Rollbahn durch die Kranwinde vom linken Ufer her auf die Brücke gezogen. Zum Aufrichten dienten dann wieder Standbäume. Das Hinaufschaffen,

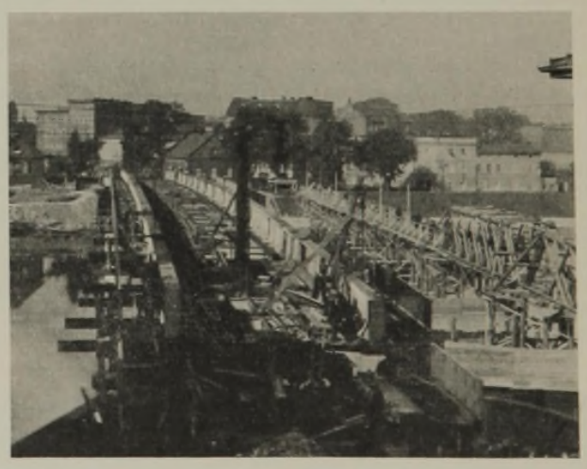


Abb. 9. Montieren des eisernen Überbaues (Schiffahrtöffnung), rechts der Notsteg.

Aufstellen und Einpassen der Querträger geschah auf gleiche Weise. Nachdem die einzelnen Montagestöße vernietet worden waren, wurde die Brücke an den sechs Auflagerpunkten so weit angehoben, bis sämtliche Unterstützungen frei wurden, und dann abgeklotzt. Das Klotzlager war aus den alten Querträgern gebildet, die in erforderliche Längen zerschnitten und durch ⊏- und Flacheisen und Bolzen fest zu einem Ganzen zusammengeschraubt waren. (Während des Absenkens wurden

die Verbindungseisen entsprechend den Höhen der Stapellagen abgebrannt.) Am Strompfeiler waren die Hauptträger durch Eichenholzstempel und Eisen ausgesteift worden, um ein Verbiegen der Gurtungen zu verhüten. Zunächst wurden nun die Montagequerträger, I 45, die etwa alle 6,60 m die neue Brücke auf die Längsträger des alten Überbaues abstützten (s. Abb. 8), durch die Kranwinde nach dem linken Ufer hin herausgezogen. Gleichzeitig wurden die noch teilweise bestehenden Querverbände des alten Überbaues vom rechten Ufer her folgend herausgebrannt, darauf die alten Längsträger von ihren Klotzlagern abgehoben und in darunter bereitliegende Prahme hinabgelassen. Dieser Vorgang nahm nur wenige Tage in Anspruch. Die Längsträger der alten Schiffahrtöffnung mit 21 m Länge wurden vor dem Hinablassen in zwei Teile zerschnitten, indem man die Träger in der Mitte doppelt an den Hauptträgern der neuen Konstruktion aufhing. Darauf ließ man jeden Teil für sich in einen Prahm hinab. Während des Ausbaues dieser Teile mußte die Schiffahrt auf einen halben Tag gesperrt werden. Nach vollständiger Beseitigung der Montagerüstung wurde die Brücke um rd. 1,40 m gesenkt und auf die Lager abgesetzt. Das Senken der Brücken geschah mittels Pressen von 100 t zulässiger Belastung. Gesenkt wurde gleichmäßig von 10 zu 10 mm, später um je 20 mm. Geeichte Stäbe ermöglichten eine genaue Kontrolle des Senkvorganges, der insgesamt drei Tage erforderte. Da die Brücke während des Senkens um 15 mm nach dem linken Ufer gewandert war, verursacht durch die höhere Lage des rechten Endauflagers, wurde sie nochmals leicht angehoben und zusammen mit den Lagern in die richtige Lage gebracht, wobei gleichzeitig geringe Höhenunterschiede ausgeglichen werden konnten.

Trotz der gewählten verhältnismäßig sehr geringen Bauhöhe halten sich die Durchbiegungen noch innerhalb der zulässigen Grenzen (für Verkehrslast 1/660). Die Durchbiegungen infolge Eigengewichts, die durch entsprechende Überhöhung des Montagegerüstes ausgeglichen wurden, sind auch durch Messungen an der Brücke festgestellt worden; hierbei ergab sich eine gute Übereinstimmung mit den errechneten Werten, ein Beweis dafür, daß die Brücke sich in statischer Hinsicht entsprechend der theoretischen Berechnung verhält.

Infolge der geringen Bauhöhe erweist sich die Brücke naturgemäß unter der Einwirkung der Verkehrslasten als verhältnismäßig „weich". Immerhin scheint das gewählte Verhältnis zwischen Bauhöhe und Stützweite in Rücksicht auf die sich unter der Einwirkung der Verkehrslasten zeigenden Schwingungen noch zulässig zu sein, wobei die rahmenartige Verbindung der Querträger mit den Hauptträgern und die dazwischen gewissermaßen starre Fahrbahndecke im günstigen Sinne, d. h. dämpfend, auf die Schwingungen einwirkt.

An Hauptmassen sind beim Bau der Brücke verwendet worden:

rd. 500 m² eiserne Spundwand Krupp II,
rd. 200 m² eiserne Spundwand Krupp III,
1012 m³ Beton für die Widerlager einschließlich der Flügel und des Strompfeilers,
233 t St 52 für die Hauptträger,
151 t St 37 für das Fahrbahnträgergerippe,
41 t Zoreseisen Nr. 11,
rd. 12 t Moniereisen,
rd. 770 m² Isolierung (Bitumengewebeplatten),
rd. 580 m² Granitkleinpflaster I. Klasse,
rd. 520 m² Gußasphalt für die Fuß- und Kutschersteige.

Die Gesamtkosten der Brücke betragen einschl. der Bauleitungskosten usw. rd. 355 000 RM (hierin sind die Kosten für die städtischen Versorgungsleitungen und die Postkabel nicht mit einbegriffen). Da die gesamte Länge der Brücke von Mitte zu Mitte Endauflager i. M. 109,80 m, ihre Breite 10,28 m i. L. zwischen den Geländern beträgt, die Grundfläche also 109,80 · 10,28 = 1129 m² ist, so ergibt sich ein Preis von 355 000 : 1129 = rd. 315 RM je m² der fertigen Brücke.

Die Kosten des Brückenbaues, der als Notstandsarbeit ausgeführt worden ist, wurden größtenteils aus der sogenannten „werteschaffenden Arbeitslosenfürsorge" (320 000 RM) bezahlt; der Rest der Kosten wurde vom Preußischen Staat übernommen.

6. Ausführende Firmen.

Die Beton-, Tiefbau-, Pflaster- und Asphaltarbeiten wurden von der Beton- und Monierbau AG, Berlin, und Bäumer & Lösch, Oppeln, in Arbeitsgemeinschaft ausgeführt. Der eiserne Überbau ist von den Vereinigten Oberschlesischen Hüttenwerken Gleiwitz, Werk Donnersmarckhütte, Hindenburg O./S. angefertigt und aufgestellt worden. Für die übrigen Arbeiten (Fahrbahnisolierung, Anstrich usw.) wurden oberschlesische Geschäfte herangezogen.

Sachbearbeiter in hochbautechnischer Hinsicht war Reg.- und Baurat Lehmann von der Regierung in Oppeln.

Mit der örtlichen Bauleitung war eine für den Umbau dieser Brücke errichtete Bauabteilung betraut, während die Oderstrombauverwaltung in Breslau die Aufsicht als Mittelbehörde im Auftrage des Preußischen Ministeriums für Wirtschaft und Arbeit ausübte.

Abb. 10. Neue Jahrhundertbrücke von oberstrom.

Das fertige Bauwerk ist in der Gesamtansicht in Abb. 10 von oberstrom her gesehen dargestellt.

7. Schwierigkeiten bei der Bauausführung.

Bei der Gründung des linken Widerlagers und des Strompfeilers sprangen eine Reihe von Spundbohlen aus den Schlössern, da sie den besonders beim Strompfeiler auftretenden Hindernissen (Pfähle ehemaliger Brückenjoche) nicht gewachsen waren. Nachdem von außen und innen teilweise ganze Kasten (Abb. 11), teilweise Einzelbohlen nachgeschlagen und außerdem von innen die Schlitze mit Schnellbinder zubetoniert worden waren, gelang es nach mehrmaligem Versaufen der Baugrube, sie so weit dicht zu bekommen, daß mit dem Einbringen des Pritschenpflasters und dem Betonieren begonnen werden konnte. Auch sonst schienen die verhältnismäßig schwachen Spundbohlen (Profil II) den an sie gestellten Anforderungen nicht ganz gewachsen zu sein, da es nicht möglich war, die Bohlen bis auf die Solltiefe herunterzuschlagen, die daher um 0,80 m höher gelegt werden mußte. Um ähnliche Schwierigkeiten beim rechten Widerlager zu vermeiden, wurde hier ein stärkeres Profil (Krupp III) gewählt, das sich dann auch gut bewährte.

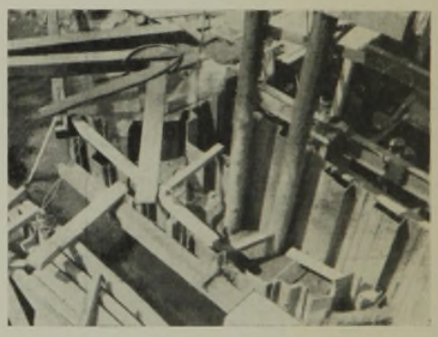


Abb. 11. Hilfsspundwand zum Abdichten des Spundwandkastens am linken Widerlager.

Infolge früh einsetzenden starken Frostes mußten die Pflasterarbeiten unterbrochen werden. Auf Drängen der Anlieger u. ä. wurden dann diese Arbeiten trotz des Frostes fertiggestellt, und zwar mit verhältnismäßig geringen Mehrkosten, die von der Bauherrschaft getragen wurden. Schwierigkeiten machte hauptsächlich das Abrammen, da die Sandbettung infolge der Auskühlung von unten her trotz mehrtägigen Tauwetters nicht auftaute. Es wurden daher über die ganze Brückenbreite in zwei Reihen hintereinander Kokskörbe verteilt. Nachdem die Hitze etwa 5 Std. auf das Pflaster eingewirkt hatte, ließ es sich gut rammen. Mit dem Fortschreiten der Rammarbeiten wurden die Kokskörbe versetzt. Um ein Wiedergefrieren infolge der Nachtpause zu verhindern, wurden die Restarbeiten in einem Arbeitsgang durchgeführt. So gelang es in zweitägiger Arbeit, rd. 90 m² Kleinpflaster zu setzen und rd. 350 m² abzurammen. Die Mehrkosten betrugen rd. 350 RM einschließlich Material und aller Nebenkosten. Bei einem Einheitspreis von 6,37 RM/m² bedeutet das eine Preiserhöhung von rd. 15 % je m² für die in Frage kommenden Flächen.

Das Sprengen der alten Pfeiler mußte unter verschiedenen Verhältnissen vorgenommen werden. Die Ladungen waren bei allen Pfeilern gleich stark. Die drei Pfeiler der Stromöffnung wurden bei gestautem Wasser gesprengt. Infolge der aufgebrachten Kiefernzweige und Sandsäcke (als Abwehr gegen Sprengflugstücke) und hauptsächlich des sie umgebenden Wasserpolsters hoben sich die Mauerwerkskörper unter der Sprengwirkung nur um etwa 50 cm und sanken dann in sich zusammen. Die Pfeiler der linken Stromöffnung wurden bei abgelassenem Stau und starkem Frost gesprengt, als sie von dickem Eis, das sich hier aufgetürmt hatte, umgeben waren. Obwohl auch diese Pfeiler wie die anderen gut abgedeckt waren, war die Sprengwirkung eine äußerst heftige. Glücklicherweise wirkten die Ladungen schräg nach oben, in Richtung des kleinsten Widerstandes, so daß die Brücke weiter nicht in Mitleidenschaft gezogen wurde. Den letzten Pfeiler hatte man noch während des Staues mit der Picke ausgehöhlt, um bei abgelassenem Stau die Seitenwände abbrechen zu können. Schließlich mußte man die Arbeit einstellen, da immer wieder Wasser eindrang und die unteren Schichten härter wurden, und

griff auch hier zur Sprengung. Der Sprengmeister erklärte das in der Pfeileraushöhlung eingeschlossene, bordvolle, aber gefrorene Wasser als ausreichendes Polster und brachte trotz lebhafter Bedenken die Schüsse zur Entladung. Nur dem Umstande, daß die Ladungen diesmal größtenteils schräg nach innen wirkten und sich mehrfach überkreuzten, ist es zuzuschreiben, daß bedenkliche Schäden für die Brücke verhütet wurden. Von der unerwartet starken Wirkung der Sprengung zeugten Sprengstücke, die mehrere hundert Meter hoch und weit geschleudert wurden.

8. Bauzeit.

Infolge des vorzeitig einsetzenden Frostes konnten die Arbeiten an der Brücke nicht, wie geplant, am 31. Dezember 1933 abgeschlossen werden. Erst Ende Februar wurden die Arbeiten wieder aufgenommen und im Laufe des März 1934 zu Ende geführt. Der Bau hatte am 28. März 1933 begonnen. Nach der Belastungsprobe am 18. Januar 1934 wurde die Brücke auch dem Fahrverkehr übergeben, nachdem der Fußgängerverkehr bereits seit dem 29. Oktober 1933 übergeleitet worden war.

Alle Rechte vorbehalten.

Ausnutzung des Ottmachauer Staubeckens für Fischereizwecke.

Von Oberregierungs- und -baurat i. R. **B. Theuerkauf**, Breslau.

Im Fachschrifttum ist mehrfach darüber geklagt worden, daß den fischereilichen Belangen bei der Anlage von Talsperren nicht die genügende Beachtung geschenkt werde. Besonders wurde vermißt, daß nicht schon bei der Planung solcher Anlagen die nötigen Untersuchungen über die Eignung der Becken, die erforderlichen Maßnahmen und Anlagen und die Wirtschaftlichkeit angestellt wurden. Auf diese Weise sei bei derartigen Anlagen, vom volkswirtschaftlichen Standpunkte betrachtet, manches versäumt worden.

Allgemein trifft dieses Urteil nicht zu. Die großen Talsperren mit ihren Wassertiefen von 20 bis 50 m eignen sich wenig für die Fischerei, weil sich der größte Teil der Fische dem Fange entziehen kann und die Wassertemperatur auch im Sommer, von den Rändern abgesehen, über + 8 ° C nicht zu steigen pflegt. Als die Queistalsperre bei Marklissa im Jahre 1925 nach 20jährigem Bestehen zum ersten Male ganz entleert wurde, zeigte sich, daß sich zahllose Fische vor den Nachstellungen in die nicht befischbaren Tiefen geflüchtet und teilweise mehr als 15 kg Gewicht erreicht hatten, die sich bei diesem Gewicht im Handel fast gar nicht hätten absetzen lassen. Die Talsperren mit großen Wassertiefen sind daher nur an den flachen Rändern für Fischereizwecke ausnutzbar. Größere Ausgaben für die Herrichtung des Beckengeländes, für Besatz oder gar Fischzuchtanlagen lassen sich daher bei solchen Becken in der Regel wirtschaftlich nicht vertreten.

Ganz anders liegen die Verhältnisse bei den Flachbecken mit ihren geringen Wassertiefen und günstigen Wassertemperaturen.

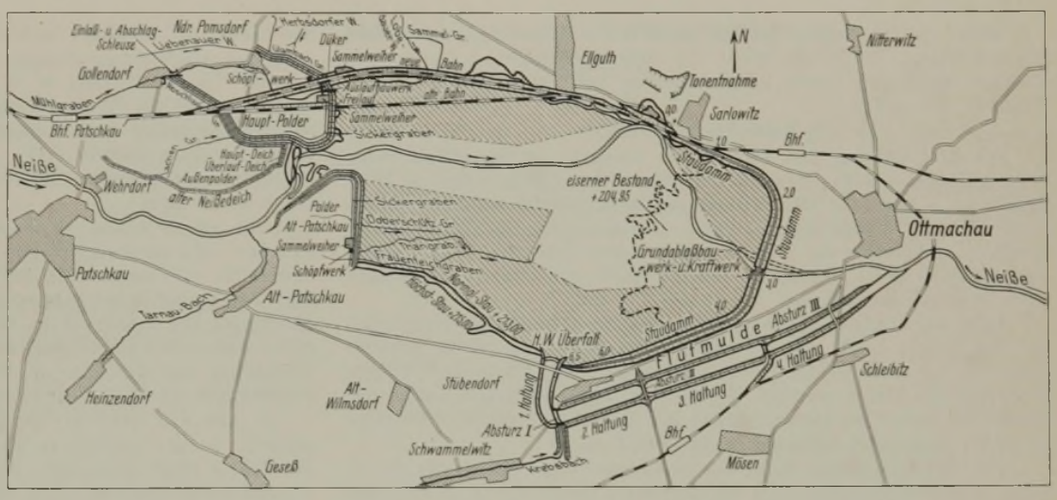


Abb. 1.

1. Eignung des Ottmachauer Staubeckens.

Recht günstige Vorbedingungen weist das Ottmachauer Staubecken auf. Dank der sanften Neigung des Tales und seiner Hänge ergibt sich selbst bei Normalstauhöhe erst eine Tiefe von weniger als 5 m im Durchschnitt. Da das Becken in erster Linie der Zuschußwasserabgabe für die Oderschiffahrt zu dienen hat, so wird der Stau in der Regel von Anfang Juni ab allmählich bis zum Wasserstande des eisernen Bestandes abgesenkt, der meist im Oktober erreicht wird. Der bei Normalstau rd. 1900 ha große See schrumpft dadurch auf 250 ha mit einer durchschnittlichen Wassertiefe von etwa 2 m zusammen. Der Stausee läßt sich daher alljährlich weitgehend abfischen.

Die landwirtschaftlich ausgenutzt gewesenen Hangflächen waren Böden der besten Klassen und standen in hoher Kultur. Sie werden, da sie in jedem Jahre nur zeitweise mehr oder weniger unter Stau kommen, nicht nur in den ersten Jahren eine reiche Fischnahrung liefern.

Über die Eignung des Staubeckens für die Fischerei sind Gutachten von der Preußischen Landesanstalt für Fischerei, vom zuständigen staatlichen Oberfischmeister und von Privatfischern von Beruf eingeholt worden.

In allen Gutachten ist die Eignung bejaht und die Ausnutzung des Beckens für Fischereizwecke trotz der zunächst erforderlichen hohen Ausgaben für die Herrichtung des Beckengeländes und für Betriebsanlagen wirtschaftlich günstig beurteilt worden. Bezüglich der zu haltenden Fischarten stimmen die Gutachten darin überein, daß als Besatzfische nur Karpfen und Schleie als Massenfische, ferner Aale, Hechte und Zander in Frage kommen, Hechte und Zander jedoch erst in zweiter Linie.

Nachdem die Eignung des Beckens außer Zweifel stand, wurden die für die fischereiliche Ausnutzung erforderlichen Maßnahmen von vornherein im Rahmen der Gesamtanlage vorgesehen.

2. Umfang des Fischereigebietes.

Die erste Frage war die der Begrenzung des Fischereigebietes. Zur Sicherung des Erfolges war es notwendig, die mit dem Staubecken in unmittelbarem Zusammenhange stehenden Gewässer einzubeziehen. Nach dem preußischen Anleihegesetz vom 30. Juni 1913 war die Staatsregierung ermächtigt, die bereitgestellten Geldmittel auch zur Erwerbung der Fischereien zu verwenden, die mit der Fischerei im Staubecken behufs einer wirtschaftlichen Fischereinutzung einheitlich zu betreiben sind. Im Oberwasser ist die Grenze (Abb. 1) durch das 5 km oberhalb des Staubeckens liegende feste (Patschkauer) Wehr gegeben. Unterhalb des Staubeckens ist eine derart bestimmte Grenze nicht vorhanden. Zunächst sind hier die Fischereigerechtigkeiten der Neiße bis unterhalb der Einmündung des Krebsbaches, eines rechten, die Hochwasserumflutmulde des Staubeckens durchlaufenden Nebenflusses, d. h. auf etwa 2,5 km unterhalb des Staudammes, ebenso die Gerechtigkeiten am Krebsbach angekauft worden. Dadurch besteht die Möglichkeit, die aus dem Becken abwandernden Fische und die in großer Zahl unterhalb des Grundablasses sich ansammelnden Fische zu fangen, die aufzusteigen suchen. Es ist beabsichtigt, das Gebiet nach unten noch weiter auszudehnen.

3. Herrichtung der Staubeckensohle.

An sich ist es erwünscht, in der Beckensohle alle Hindernisse für den Fischfang zu beseitigen. Dies sind in erster Linie die Holzbestände bzw. die beim Abholzen stehenbleibenden Stubben, ferner Dämme und Hügel und sonstige Unebenheiten mit steilen Böschungen. Die Durchführung dieser Arbeiten in vollem Umfange hätte aber sehr erhebliche Kosten verursacht, sie mußte deshalb auf ein wirtschaftlich tragbares Maß eingeschränkt werden. So konnte der 173 ha große staatliche Oberwald mit seinen z. T. bis hundertjährigen Eichenbeständen nur abgeholzt werden, während auf eine Rodung der großen Wurzelstöcke verzichtet werden mußte. Das Abholzen ging nicht zu Lasten der Fischereiwirtschaft. Beim Ankauf des Oberwaldes war das Holz der Forstverwaltung überlassen, die die Abholzung während des Baues des Staubeckens durchgeführt hat. Auch auf den größeren Holzungsflächen im Tale mußte auf ein Ausroden der Wurzelstöcke verzichtet werden, soweit nicht die Eigentümer von sich aus das Roden durchführten. Das Holz ist nur möglichst tief abgeschnitten und wird im Laufe der Jahre verfaulen, da es abwechselnd unter Wasser steht und dann wieder der Luft ausgesetzt ist. Die nicht gerodeten und stark zerklüfteten Flächen, in Abb. 1 unschraffiert, sind zunächst als nicht befischbares Gebiet bezeichnet. Sie liegen fast durchweg höher als die Stauhöhe des eisernen Bestandes, so daß sie bei dieser Stauhöhe für den Fischfang größtenteils nicht hinderlich sind.

Die Einebnungsarbeiten haben sich auf die Abflachung der steilen Böschungen der Gräben und eines großen Baggerloches, ferner auf das Abtragen von Dämmen und die Abflachung der Böschungen der erhöht angelegten Wirtschaftswege erstreckt, und zwar in erster Linie innerhalb der Grundfläche des eisernen Bestandes.

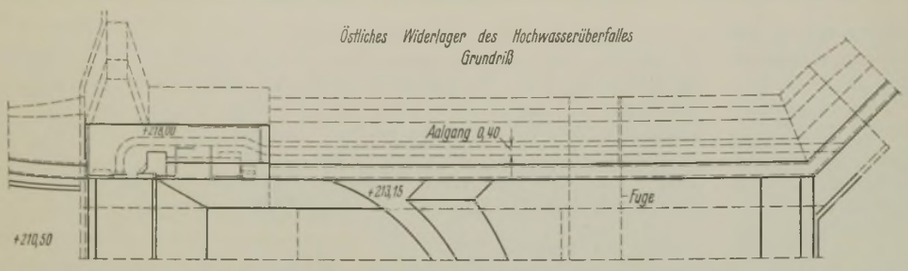


Abb. 2. 1 : 300.

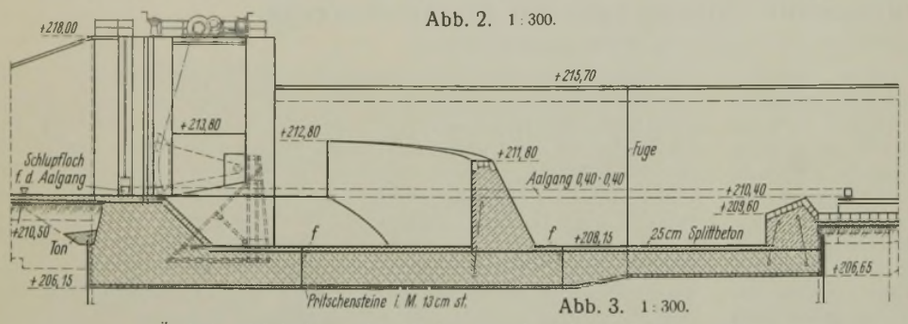


Abb. 3. 1 : 300.

Östliches Widerlager des Hochwasserüberfalles. Seitenansicht.

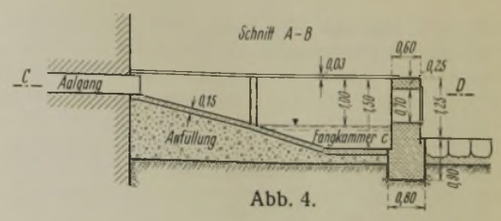


Abb. 4.

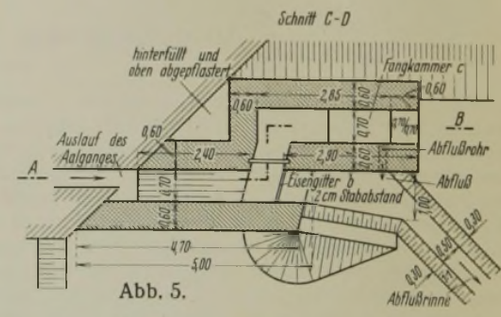


Abb. 5.

Aalfang unterhalb des Aalganges im östlichen Widerlager des Hochwasserüberfalles.

Weiter ist im Becken, soweit die Flächen höher als der eiserne Bestand liegen, für alle Gräben und Geländevertiefungen Vorflut geschaffen, damit die Fische beim Absenken des Staues den Weg zum Rückzuge frei finden.

4. Betriebseinrichtungen.

Zur Erleichterung des Fanges war erwogen, größere Flächen der flachen Hänge und des flach auslaufenden Tales durch etwa 1 m hohe Erddämme abzuteilen. Bei sinkendem Wasserstande würden dadurch flache Teiche (Fangteiche) geschaffen, in denen sich die Fische durch allmähliches Ablassen des Wassers mittels kleiner Schleusen hätten fangen lassen. Hiervon ist wegen der hohen Anlage- und Unterhaltungskosten Abstand genommen worden.

Auch war zunächst daran gedacht, eine Fischzuchtanlage für Karpfen mit den nötigen Laich- und Abwachsteichen einzurichten, wofür in erster Linie die mit dem Staubecken zusammenhängende, 100 m nach Norden vorspringende Mulde westlich Ellguth in Frage gekommen wäre. Die Fläche war jedoch zur Heranzüchtung des jährlich erforderlichen Besatzes zu klein. Außerdem fehlte das nötige Frischwasser.

Von sachverständiger Seite war ferner die Anlage eines Aalfanges in einem der Zwischenpfeiler des Grundablasses gewünscht, weil hierdurch der Ertrag der Fischerei sehr erhöht würde. Hierzu hätte ein durchgehender verschließbarer Stollen mit 30/40 cm Lichtweite angelegt werden müssen. Um die Wirkung zu sichern, hätte jährlich mindestens 2 Monate lang zur Zeit der Abwanderung der Aale dauernd Wasser durch den Aalgang abgelassen werden müssen. Bei etwa 10 m/sek Geschwindigkeit wären also sekundlich $10 \cdot 0{,}12 = 1{,}2$ m³ Wasser aus dem Becken verlorengegangen. Infolgedessen mußte von einem Aalgange im Grundablaß abgesehen werden.

Eine solche Anlage ist aber im linken Widerlager des Hochwasserentlasters des Staubeckens mit einem Stollenquerschnitt von 40/40 cm hergestellt. Da das Gefälle bei Normalstauhöhe hier nur 2,5 m beträgt, sind die entstehenden Wasserverluste tragbar. Abb. 2 u. 3 zeigen die Anordnung des Aalganges im Widerlager, der am oberen Einlauf durch ein Schütz verschlossen gehalten wird, wenn er nicht im Betrieb ist. Wichtig ist, daß die Sohle des Einlaufes mit der Sohle des Zulaufes zum Hochwasserüberfall in einer Höhe liegt.

In Abb. 4 u. 5 ist der an den Aalgang anschließende Aalfang dargestellt. Ist der Aalgang in Betrieb, so ist die Schütztafel *a* geöffnet, das Wasser fließt größtenteils durch das Eisengitter *b* ab, ein Teil strömt mit den Aalen seitlich ab in die Fangkammer *c*, aus der sie leicht entnommen werden können.

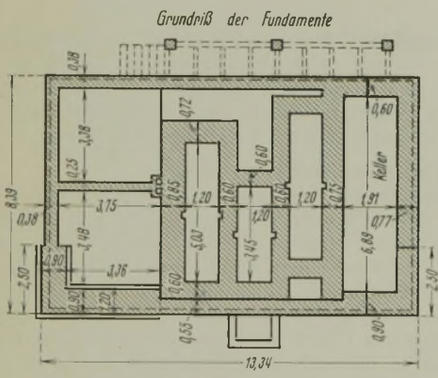


Abb. 6.

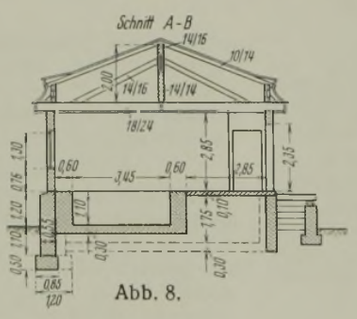


Abb. 8.

Da damit zu rechnen war, daß täglich große Mengen Fische gefangen würden und diese nicht sofort abgesetzt werden könnten, mußte eine besondere Fischhälteranlage gebaut werden. Auch zeigte sich, daß wegen Verunreinigung des Beckenwassers durch Abwässer zunächst eine Hälterung in Frischwasser nötig war, weil die Fische sonst auf dem Transport oder bald darauf verendeten. Für die Lage der Hälteranlage war eine Stelle mit bequemem Zugang zum Stausee und zur nächstgelegenen Chaussee bzw. zum Bahnhof Ottmachau als Versandstation zu wählen. Das Hälterhaus ist daher auf der hoch gelegenen Fläche zwischen der Neiße und der Bahn südwestlich Sarlowitz errichtet worden. Die Bauart der Hälteranlage ist aus Abb. 6 bis 9 ersichtlich. Die Grundmauern auf der Beckenseite sind wegen des Anpralles der auflaufenden Wellen besonders stark ausgebildet. Der wichtigste Raum, der Hälterraum, enthält drei mit Betonwänden und Betonsohle hergestellte Hälter von je 1,2 m Breite und 1,1 m Tiefe. Die Längen betragen 5,00, 3,45 und 5,15 m. Dieser Hälterraum gestattet das Hältern von 500 bis 600 kg Fische, was ungefähr dem Fangergebnis einer Woche entspricht. Das Gebäude ist ferner mit einem unterkellerten Geräteraum und einer Küche nebst Wohnraum für einen Wärter ausgestattet. Der Fußboden des Hälterraumes liegt 2,5 m über dem Normal- und damit 0,5 m über dem Höchststau. Auf der Nordseite ist eine Ladebühne angelegt, die ein

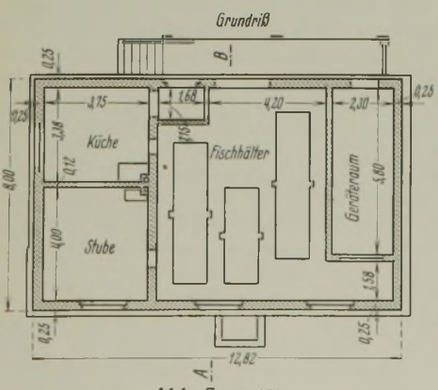


Abb. 7. 1 : 250.

Abb. 9.

bequemes Überladen der schweren Transportgefäße auf das Lastauto des Fischereipächters gestatten, das die Fische zum Versand nach dem Bahnhof Ottmachau schafft.

Die Hälter müssen ständig mit Frischwasser versorgt werden, und zwar werden im vorliegenden Falle $^1/_4$ bis $^1/_3$ l/sek benötigt. Der Bezug des Wassers aus dem Versorgungsnetz der Stadt Ottmachau kam nicht in Frage, weil der Fischereipächter bei dem großen Wasserbedarf allein an Wassergeld mehr als 3000 RM jährlich hätte ausgeben müssen. Auch das Wasser aus dem Staubecken war ungeeignet. Daher mußte ein besonderer Brunnen gebohrt werden. Nach einigen vergeblichen Versuchen wurde zwischen dem Staudamm und der Bahn südlich Sarlowitz in 20 m Tiefe Wasser von genügender Ergiebigkeit gefunden. Das Wasser ist jedoch, weil es sehr viel Eisen mit Manganbeimengungen und sehr viel aggressive Kohlensäure enthält, nicht ohne weiteres brauchbar; wegen der Gesunderhaltung der Fische und wegen der sehr ungünstigen Einwirkung auf die Lebensdauer der Leitungen muß es vielmehr durch eine Enteisenungs- und Entsäuerungsanlage gereinigt werden. Das Wasser wird durch eine elektrisch angetriebene Pumpe (Uta) zur Reinigungsanlage gepumpt und durch eine zweite Pumpe aus dem Reinwasserbehälter den Fischhältern zugeführt. Die Kosten der Hälter- und Wasserversorgungsanlage haben etwa 22 000 RM betragen, wovon im vorliegenden Falle $^1/_3$ auf das Gebäude und $^2/_3$ auf die Wasserversorgungsanlage entfallen sind.

5. Ertrag der Fischerei.

Der Rohertrag der Fischerei ist von den Sachverständigen sowohl hinsichtlich der Menge je ha als auch des Preises der Fische verschieden geschätzt. Von einer Seite sind 50 kg/ha und 60 RM/50 kg angenommen, von einer anderen Seite 20 kg/ha und 50 RM/50 kg. Hieraus ergibt sich ein Rohertrag von 60 bzw. 20 RM/ha. Die Jahrespacht berechnet der erste Sachverständige zu $^1/_3$ des Rohertrages = 20 RM/ha, der zweite zu $^1/_4$ = 5 RM/ha. Da die Größe des Stausees im Jahresdurchschnitt etwa 1100 ha beträgt, so ist die Pacht — gleichbedeutend mit Reineinnahme — zu 22 000 bzw. 5500 RM geschätzt worden.

Die Fischerei ist nach erfolgloser öffentlicher Ausschreibung freihändig nach den Vorschriften des Fischereigesetzes auf 12 Jahre verpachtet worden. Wenn man von gewissen mit verpachteten Nutzungen absieht, beträgt die Pacht für die eigentliche Fischereinutzung rd. 4 RM/ha. Das entspricht einer 4 prozentigen Verzinsung des gesamten für Fischereizwecke aufgewendeten Kapitals.

Obwohl bisher nur Schleie eingesetzt sind, die jetzt ein Gewicht von etwa 0,6 kg haben, berechtigen schon die bisherigen Fangergebnisse — 1 bis 2 Zentner je Tag — zu der Erwartung, daß später nach ordnungsmäßiger Bewirtschaftung des Stausees die erwartete Jahresausbeute von etwa 800 Zentnern erreicht und bei der nächsten Verpachtung nach Ablauf der ersten Pachtperiode eine erheblich höhere Jahrespacht erzielt werden wird.

Ermittlung der Knicksicherheit von Massivbogen bei Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **F. Dischinger**, ord. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

Nach den Bestimmungen der DIN 1075 soll die Knicksicherheit von Massivbogen nach der Eulergleichung $N \leqq \frac{1}{3}\pi^2 \cdot \frac{EJ}{l_k}$ berechnet werden.

Hierbei ist für $E = 210000$ kg/cm² und die Knicklänge

$$l_k = 1{,}285\, s \sqrt{\frac{1 - 2\,(t/s)^2}{1 + 8\,(t/s)^2}}$$

zu setzen für $t/s < 0{,}186$ bzw. $l_k = \frac{1}{2}$ der Bogenlänge für $t/s \geqq 0{,}186$.

Für N ist die größte im Viertelpunkte aus Eigengewicht und Verkehr auftretende Normalkraft anzunehmen.

Für das Trägheitsmoment J darf zur Vereinfachung das arithmetische Mittel sämtlicher Trägheitsmomente eingesetzt werden.

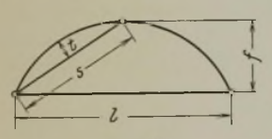


Abb. 1.

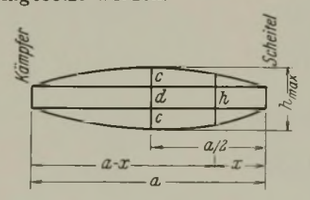


Abb. 2.

Die aus diesen Mittelwerten der Trägheitsmomente sich ergebenden Knickkräfte sind in vielen Fällen geringer als die aus der genauen Rechnung sich ergebenden. Bei Hohlbogen ist dies bedeutungslos, weil man hier fast immer genügend große Trägheitsmomente zur Verfügung hat und auch ohne genauere Berechnung die verlangte Knicksicherheit nachweisen kann.

Dagegen ist bei flachen weitgespannten Massivgewölben die Knicksicherheit so gering, daß man die zulässige Betonbeanspruchung von 90 kg/cm² nicht ausnutzen kann und allein mit Rücksicht auf das Knicken bis auf 65 bis 70 kg/cm² herabgehen muß (vgl. Heft 23, S. 288[1]). In diesem Falle lohnt es sich, eine genaue Berechnung unter Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes durchzuführen. Um einen Überblick über den Einfluß der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes zu erhalten, habe ich schon anläßlich des zweiten Wettbewerbes für Massivbogen, deren Querschnitt von den Gelenken aus nach den Viertelpunkten parabolisch zunimmt, fertige Formeln entwickelt, die zeigen, daß die genaue Rechnung bis 20% günstigere Werte ergibt als die mittels des arithmetischen Mittels. Hierbei ist allerdings gemäß Abb. 2 eine gleiche Dicke im Scheitel und am Kämpfer vorausgesetzt, und bei flachen Gewölben, für die alle diese Betrachtungen in Frage kommen, ist auch kein wesentlicher Unterschied in der Dicke dieser Querschnitte. Da außerdem bei verschieden starken Scheitel- und Kämpferquerschnitten das arithmetische Mittel der Trägheitsmomente größer ist als bei gleich starken, dürfen diese Formeln auch in diesem Falle, wenn die Unterschiede nicht zu groß sind, ohne Bedenken angewandt werden.

Um einen Vergleich der genauen Werte mit denen aus dem arithmetischen Mittel der Trägheitsmomente nach DIN 1075 zu haben, werden zuerst die letzteren Werte mathematisch entwickelt.

a) Entwicklung der Knickwerte nach Gl. 1 bei Einsetzen des arithmetischen Mittels der Trägheitsmomente.

Nach Abb. 2 ergibt sich die Querschnitthöhe h zu

$$1.\quad h = d + \frac{4\,x(a-x)}{a^2} \cdot 2\,c.$$

Das mittlere Trägheitsmoment ergibt sich zu

$$2.\quad J_m = \frac{1}{a}\int_0^a \frac{h^3}{12} \cdot dx = \frac{1}{12}\,[d^3 + 3{,}657\,c^3 + d\,c\,(4\,d + 6{,}4\,c)].$$

Für die verschiedenen Werte $\frac{d}{\max h}$ ergibt sich hiernach:

Tabelle 1.

$d =$ 1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	$\cdot \max h$
$N =$ 9,87	8,93	8,12	7,42	6,78	6,24	$\cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{E \cdot \max J}{l_k^2}$

Kleinere Werte als $d = 0{,}5 \cdot \max h$ dürften jedenfalls bei Massivgewölben nicht vorkommen, deshalb können wir unsere Untersuchung auf die angegebenen größeren Werte von d beschränken.

b) Genauere Ermittlung der Knickwerte bei Berücksichtigung der Veränderlichkeit von J.

Da für eine Querschnittverteilung nach Abb. 2 die Knickkraft durch eine rein analytische Integration nicht ermittelt werden kann, wurde die Integration graphisch-analytisch durchgeführt, und zur Erzielung einer hinreichenden Genauigkeit werden die Ordinaten der Seilpolygone mit der Rechenmaschine bestimmt.

Dieses Verfahren zur Ermittlung der genauen Knickkraft bei veränderlichem Trägheitsmoment beruht darauf, daß die durch die Knickkraft erzeugten Biegungsmomente proportional den Ordinaten der Biegelinie sein müssen. Ist diese Übereinstimmung durch eine Anzahl hintereinandergeschalteter Näherungsrechnungen erzielt, dann folgt die Knickkraft aus den Gleichungen

$$3.\quad N = \frac{M_x}{y} \text{ bzw. auch aus } N = \frac{\int_0^a M_x\,dx}{\int_0^a y\,dx},$$

wobei y die Ordinate der Durchbiegung bedeutet[2]). Da die Verteilung der Trägheitsmomente nach Abb. 2 symmetrisch ist, genügt es, das Seilpolygon für die Hälfte des Stabes $\left(\frac{a}{2}\right)$ zu zeichnen.

---

[1]) Daselbst ist in Abs. 2 der r. Sp., Zeile 17 das Wort „dort" berichtigend zu ersetzen durch die Worte: „von mir bereits anläßlich des zweiten Wettbewerbs für die neue Moselbrücke entwickelten, in einem späteren Aufsatze . . .".

[2]) S. hierüber R. Mayer, Die Knickfestigkeit, S. 162 bis 165.

c) Durchführung der Rechnung für den Fall $d = 0{,}5 \cdot \max h$.

Für die Untersuchung wird $\frac{a}{2}$ in sechs Teile eingeteilt. Die Gewölbedicken h werden jeweils für die mittleren der Elemente bestimmt mittels der Gl. 1.

$$h = \max h \cdot \left(0{,}5 + 2\,\frac{x}{a} \cdot \frac{a-x}{a}\right).$$

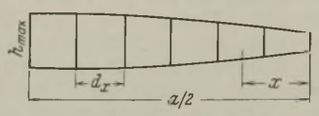


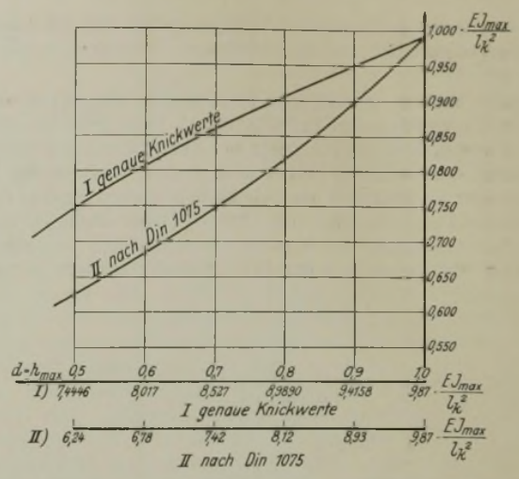
Abb. 3.

Tabelle 1a.

$x =$	$\frac{1}{12}$	$\frac{3}{12}$	$\frac{5}{12}$	$\frac{7}{12}$	$\frac{9}{12}$	$\frac{11}{12}$	$\cdot \frac{a}{2}$
$h =$	0,579 87	0,718 75	0,829 87	0,913 20	0,968 75	0,996 53	$\cdot \max h$
$h^3 =$	0,194 48	0,371 30	0,571 51	0,761 54	0,909 15	0,989 62	$\cdot \max h^3$
$\frac{\max h^3}{h^3} =$	5,128 73	2,693 23	1,749 75	1,313 12	1,049 92	1,010 48	$= \frac{\max J}{J_x}$

Gemäß Abb. 4 setzt man nun eine beliebige Momentenlinie M_x^I voraus und zeichnet zu den Belastungen $M_x^I \cdot \frac{\max J}{J_x} \cdot dx$ die Biegelinie. Diese Biegelinie hat naturgemäß eine ganz andere Form als die Momentenlinie. Die erhaltene Biegelinie benutzt man als neue Momentenlinie M_x^{II} und ermittelt auch hierzu die Biegelinie, und wiederholt das Verfahren so oft, bis eine vollständige Proportionalität zwischen Momentenlinie und Biegelinie vorhanden ist.

Diese Näherungsrechnungen sind der Einfachheit halber weggelassen, und nur der letzte Rechnungsgang, der eine vollständige Proportionalität zwischen Momentenlinie und Biegelinie ergab, ist wiedergegeben.



Die genauen Werte der Knickkraft bei parabolischer Verteilung der Querschnittshöhen, gemäß Abb. 2 im Vergleich zu den aus dem mittleren Trägheitsmoment nach DIN 1075 errechneten Werten.

Abb. 5.

die $\Sigma M_x \cdot \frac{\max J}{J_x} \cdot dx$. Die Neigungen der Seilstrahlen sind gegeben durch $\operatorname{tg} \alpha = \frac{\Sigma M_x \cdot \frac{\max J}{J_x} \cdot dx}{\text{Polweite}}$. Die Polweite ist in Abb. 4 mit a anstatt $E \cdot \max J$ angenommen, infolgedessen ergeben sich hieraus die Durchbiegungen in $\frac{E \cdot \max J}{a}$-facher Vergrößerung. Das Differential der

Gl.	1	2	3		4	5
	$M_x \cdot dx$	$M_x \cdot \frac{\max J}{J_x} \cdot dx$	$\Sigma M_x \cdot \frac{\max J}{J_x} \cdot dx$	$\Delta y \cdot \frac{E \cdot \max J}{a}$	$y \cdot \frac{E \cdot \max J}{a}$	$\frac{M_x}{y}$
1	$2{,}842\,88 \cdot \frac{l}{12}$	$14{,}580\,36 \cdot \frac{l}{12}$	$109{,}975\,58\,\frac{l}{12} \cdot \frac{1}{24} = 4{,}582\,29\,\frac{l}{12}$		$4{,}582\,29 \cdot \frac{l}{12}$	$0{,}620\,40 \cdot \frac{12\,E \cdot \max J}{a^2}$
2	7,774 81	20,939 35	$95{,}345\,22\,\frac{l}{12} \cdot \frac{1}{12} = 7{,}949\,60$		12,531 89 „	0,620 40 „
3	11,624 15	20,939 35	$74{,}455\,87\,\frac{l}{12} \cdot \frac{1}{12} = 6{,}204\,65$		18,736 54 „	0,620 40 „
4	14,421 93	18,937 72	$54{,}116\,52\,\frac{l}{12} \cdot \frac{1}{12} = 4{,}509\,71$		23,246 25 „	0,620 39 „
5	16,240 64	17,863 40	$35{,}178\,80\,\frac{l}{12} \cdot \frac{1}{12} = 2{,}931\,56$		26,177 81 „	0,620 34 „
6	17,135 82	17,315 40	$17{,}315\,40\,\frac{l}{12} \cdot \frac{1}{12} = 1{,}442\,90$		27,620 71 „	0,620 34 „

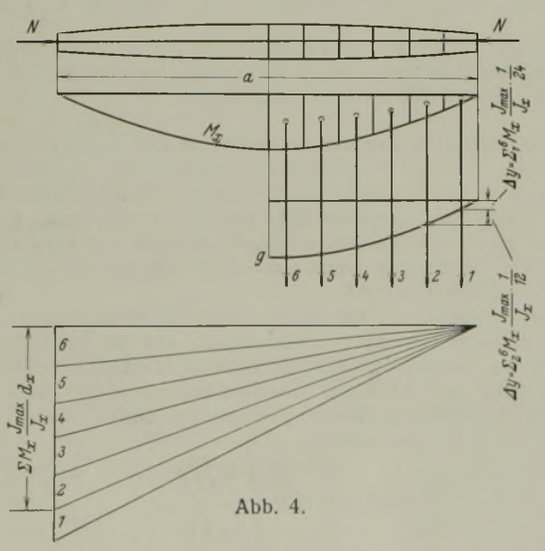


Abb. 4.

In der ersten Spalte sind die M_x-Werte angegeben, die mit $\frac{l}{12}$ multipliziert werden, um die Belastungsflächen zu erhalten. Diese werden gemäß Spalte 2 mit $\frac{\max J}{J_x}$ multipliziert. Zu diesen Belastungen ist gemäß Abb. 4 das Seilpolygon zu zeichnen, dessen Strahlen bestimmt sind durch Durchbiegung Δy von 0 bis 1 ergibt sich aus $\sum_0^6 M_x \cdot \frac{\max J}{J_x} \cdot dx \cdot \frac{1}{24}$, die übrigen Differentiale Δy durch Multiplizieren von $\sum_0^x M_x \cdot \frac{\max J}{J_x} \cdot dx \cdot \frac{1}{12}$, wie aus Abb. 4 zu ersehen ist. In Spalte 4 sind die Durchbiegungen durch Addieren der Δy gegeben. In Spalte 5 ist $\frac{M_x}{y}$ dargestellt. Wie aus dieser Spalte zu ersehen, ist $\frac{M_x}{y}$ konstant, und damit ist der Wert der Knickkraft gegeben.

$$N = \frac{M_x}{y} = 12 \cdot 0{,}620\,40 \cdot \frac{E \cdot \max J}{a^2} = 7{,}4446 \cdot \frac{E \cdot \max J}{a^2}.$$

Die Berechnung wurde in gleicher Weise auch für die Fälle $d = 0{,}6 \cdot \max h$ bis $d = 1{,}0 \cdot \max h$ durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abb. 5 wiedergegeben. Der Raumersparnis wegen wird darauf verzichtet, diese Berechnungen, die grundsätzlich genau die gleichen sind, anzuführen. Abb. 5 zeigt, daß die genaue Berechnung bei $d = 0{,}5 \max h$ etwa 20% günstigere Werte ergibt als eine Berechnung mit Hilfe des mittleren Trägheitsmomentes. Bei $d = \max h$ müssen sich selbstverständlich die Kurven der genauen Knicksicherheit und der Annäherungsrechnung schneiden.

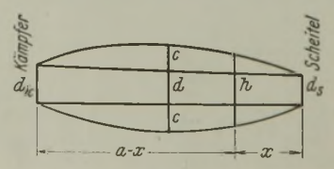


Abb. 6.

Streng gelten die Werte des Diagramms der Abb. 5 nur bei gleichen Scheitel- und Kämpferdicken. Da jedoch das mittlere Trägheitsmoment bei ungleichen Scheitel- und Kämpferdicken gemäß Abb. 6 größer ist als bei Abb. 2, können die Werte der Abb. 5 auch bei un-

symmetrischer Verteilung der Querschnittshöhen nach Abb. 6 benutzt werden, wenn diese Unterschiede nicht zu groß sind.

Während man bei den vorstehend untersuchten Gewölbeformen, bei denen die Dicke vom Scheitel bzw. Kämpfergelenk nach dem Viertelpunkte in Form einer Parabel zunimmt, nach der genauen Untersuchung günstigere Ergebnisse erhält als bei Zugrundelegung eines mittleren Trägheitsmomentes gemäß DIN 1075, kann bei bestimmten Gewölbeformen auch der umgekehrte Fall eintreten. Ein derartiger ungünstiger Fall ist vorhanden, wenn die Trägheitsmomente der Gewölbeteile zwischen den beiden Viertelpunkten ganz wesentlich geringer sind als die Trägheitsmomente der Gewölbeteile zwischen den Kämpfergelenken und den Viertelpunkten. In diesem Falle ergibt sich ein mittleres Trägheitsmoment, das wesentlich größer ist als das der Scheitelpartien. Da aber dieses mittlere Trägheitsmoment nach DIN 1075 für die Berechnung der Knickkraft zugrunde gelegt werden darf, kann der Fall eintreten, daß die tatsächliche Knickkraft geringer ist als die nach den DIN 1075 bestimmte. Anhand eines praktischen Beispiels habe ich festgestellt, daß die tatsächliche Knickkraft nur etwa $^2/_3$ der nach DIN 1075 betrug. Derartige ungleichartige Verteilung der Trägheitsmomente mahnen zur Vorsicht und lassen eine genaue Untersuchung der Knicksicherheit notwendig erscheinen.

Vermischtes.

Die verkehrstechnische und kraftwirtschaftliche Erschließung der Wolga. Im Reichsverbande der Deutschen Wasserwirtschaft E.V. führte am 29. November 1934 Dipl.-Ing. Konstantin A. Pohl, Berlin, über diesen Gegenstand etwa folgendes aus: Das Einzugsgebiet der Wolga ist fast dreimal so groß wie das Deutsche Reich und umfaßt rd. 1000 Wasserläufe mit einer Gesamtlänge von 80 000 km. Die Wolga mündet bekanntlich in das Kaspische Binnenmeer und kann nur künstlich an den Weltverkehr angeschlossen werden. Nachdem verschiedene im 19. Jahrhundert hergestellte künstliche Verbindungen der Wolga mit den freien Meeren sich wegen geringer Leistungsfähigkeit als unzureichend erwiesen haben, werden sie jetzt zusammen mit dem ganzen Hauptlauf der Wolga und deren wichtigsten Nebenflüssen neu ausgebaut und durch neue Verbindungen ergänzt. Der ganze Ausbau soll in drei Abschnitten geschehen; als Endziel gilt die Herstellung einer auch für kleinere seetüchtige Frachtschiffe geeigneten Mindesttiefe von 5 m in der ganzen Wolga und ihren wichtigsten Anschlüssen. Um die von der Schiffahrt zu tragenden Kosten des Ausbaues möglichst zu ermäßigen, soll er mit dem Bau von Wasserkraftwerken und Bewässerungsanlagen verbunden werden.

Die erste gegenwärtig in Ausführung begriffene Ausbaufolge umfaßt die Herstellung von Großschiffahrtsverbindungen zwischen der Wolga und den freien Meeren Rußlands (Wolga—Don-Verbindung, Marien-System und Kanal Onegasee—Weißes Meer), sowie zwischen der Oberen Wolga und der Stadt Moskau; zugleich werden die Obere Wolga und die Obere Kama durch die Errichtung von Stauanlagen kanalisiert, an denen Wasserkraftwerke mit einer Gesamtleistung bis zu 2 Mill. kW erbaut werden. In der zweiten Ausbaufolge, deren Ausführung erst nach 1940 zu erwarten ist, soll auch der Mittellauf der Wolga durch die Errichtung einer Stauanlage und eines Wasserkraftwerkes (1,5 Mill. kW) an der bekannten Wolga-Schleife bei Samara kanalisiert werden; der in der Samara-Anlage gewonnene Strom soll für die Bewässerung der an der Unteren Wolga liegenden Steppengebiete verwendet werden. Der Abschluß der Bewässerungsarbeiten und der Tiefensteigerung im Wolga-Hauptlauf ist der dritten Ausbaufolge vorbehalten.

Nach Fertigstellung des ganzen Ausbauwerkes soll Rußland über ein Binnenmeer verfügen, dessen wirtschaftsfördernde Wirkung durch die im Wolga-System errichteten Wasserkraftanlagen sowie durch die nunmehr dürrefeste Landwirtschaft im Bewässerungsgebiet ergänzt wird.

Eisenbetonrohre für die Wasserversorgung von Los Angeles. In Eng. News-Rec. 1934, Bd. 113, Nr. 2 vom 12. Juli, S. 33, wird über die Herstellung von Eisenbetondruckrohren berichtet, die für die Wasserzuleitung vom Colorado-Fluß nach Los Angeles an verschiedenen Stellen der insgesamt 386 km langen Leitung in Anwendung kommen sollen. Ein Zehntel der Gesamtlänge der Zuleitung wird als geschlossener Stollen ausgeführt. Bemerkenswert ist die Little Morongo-Rohrleitung, die einen lichten Durchmesser von etwa 3,75 m haben wird. Die Eisenbetonrohre erhalten eine Wanddicke von 30,5 cm und werden in Abschnitten von 3,65 m in Formen angefertigt. Der aufzunehmende hydrostatische Druck entspricht einer Wassersäule von 36 m Höhe. Die Neigung der Leitung wird an einigen Stellen 45° zur Waagerechten betragen. Die Bewehrung ist aus der Abbildung ersichtlich. Die Druckprüfung der Zylinder geschah durch beiderseitigen Abschluß zwischen Stahlplatten mit Gummidichtung, die durch Zugstangen miteinander verbunden waren. Während die Herstellung verhältnismäßig einfach war, ergaben sich für den Transport Schwierigkeiten, da jedes Stück 40 t Gewicht hat. —s—

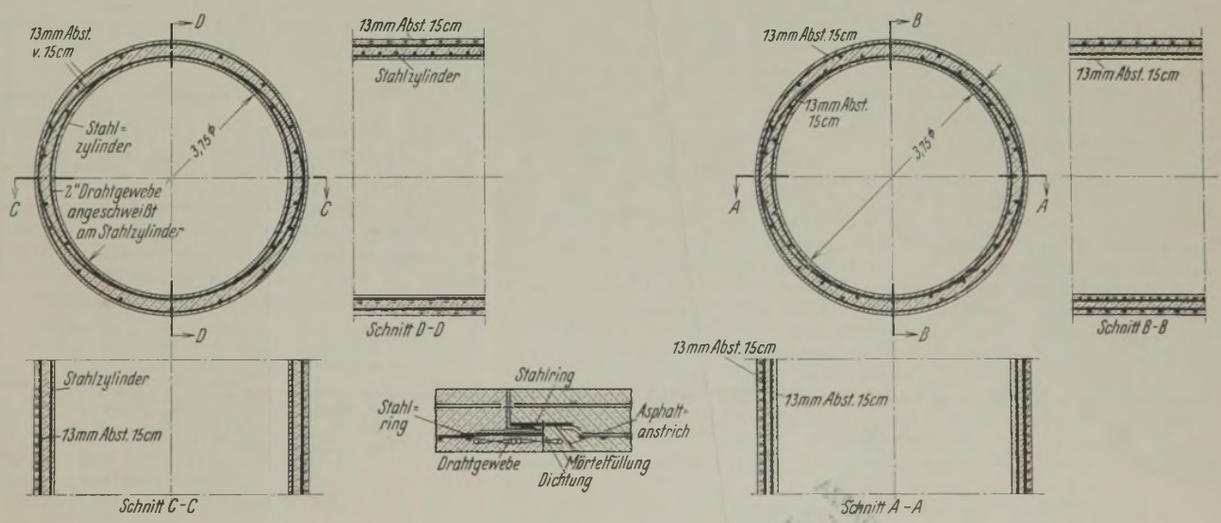
Die neue Eisenbeton-Straßenbrücke über die Donau bei Leipheim (Bayr. Schwaben). Zu der unter dieser Bezeichnung in Bautechn. 1934, Heft 47 erschienenen Abhandlung wird auf mehrfach geäußerten Wunsch bezüglich der Betonierung der Pfeilerfundamente ergänzend folgendes mitgeteilt:

Der Unterwasserbeton für die Fundamente wurde bei jedem Flußpfeiler mittels zweier hölzerner Rohre von etwa 0,35 × 0,35 m Lichtweite eingebracht. Die Holzrohre waren an Flaschenzügen über den Spundwandkasten aufgehängt und konnten mit diesen im wesentlichen nur in lotrechtem Sinne bewegt werden. Wenn diese Bewegungsmöglichkeit der Gießrohre in nur lotrechtem Sinne als wesentliches Kennzeichen des von Oberbaurat Trier in früheren Jahrgängen der Bautechnik [1]) beschriebenen „Contractor-Verfahrens" betrachtet wird, so hatte der Arbeitsvorgang in der Tat eine gewisse Ähnlichkeit mit diesem Verfahren.

Die Holzrohre wurden zunächst mit einem hölzernen Boden an ihrer Unterseite vernagelt und hierauf mittels der Flaschenzüge bis auf die Fundamentsohle abgelassen. Nunmehr wurden sie bis reichlich über Wasserspiegel mit Beton gefüllt. Durch leichtes Anheben der gefüllten Holzrohre wurde infolge des Betoneigengewichtes der angenagelte Boden abgesprengt, so daß der Beton teilweise ausfließen konnte. Der Holzboden verblieb im Beton. Durch ständiges Nachfüllen von Beton und vorsichtiges Anheben wurde erreicht, daß die Oberfläche des Betons niemals unter den Wasserspiegel absank.

Aus der Abbildung sind die die Gießrohre tragenden Flaschenzüge zu erkennen. Die deutlich sichtbaren offenen Holzrinnen münden weiter unten in die Holzrohre. Dr. Baumgärtner.

[1]) Bautechn. 1930, Heft 8 u. 10; 1931, Heft 12.



Prüfung und Beurteilung von Bauholz. Über diesen Gegenstand sprach Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe, in der 23. Verbandsversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik[1]). — Der Vortragende führte aus, daß der Ingenieurholzbau zu seinen vollwandigen oder fachwerkartigen Tragwerken in Deutschland vorwiegend Tanne oder Fichte verwendet. Für den entwerfenden und bauenden Ingenieur ist es wichtig, zu wissen, daß das Holz nicht nur die verlangten genügenden Festigkeitseigenschaften hat, sondern daß es sie auch auf lange Zeit hinaus, für die ganze Benutzungsdauer des Tragwerkes behält. Die Prüfung der Bauhölzer wird sich also auf beides erstrecken müssen. Im übrigen ist zu unterscheiden zwischen Prüfungen, wie sie auf jeder Baustelle durchgeführt werden können, und zwischen Prüfungen, die ins Laboratorium gehören.

Die mit verhältnismäßig einfachen Mitteln durchzuführende Prüfung der Bauhölzer verlangt bei wichtigeren Bauwerken zunächst die Feststellung des Gesundheitszustandes, des geraden Wuchses, des Raumgewichtes, des Feuchtigkeitsgehaltes, des prozentualen Anteiles an Spätholz, der Ästigkeit und des Faserverlaufes. Aus dem Raumgewicht kann genau genug auf die Druck-, Biege-, Zug- und Schubfestigkeit geschlossen werden. Bei der äußeren Prüfung muß zwischen Mängeln, die nur das Aussehen beeinträchtigen, und Fehlern, die die Tragkraft schwächen, unterschieden werden. Die Mängel sind beim Bau von Holztragwerken belanglos. Fehler dagegen sind: Waldkante, eingewachsene Rinde, Harzgalle, Harzsaum, Harzstreifen, Flecken oder Verfärbung, Fäulnis, Äste, Löcher, Faserbruch, Herzholz oder Mark, Längsrisse, Schwundrisse, Risse durch Blitz oder Baumschlag, Drehwuchs, schräger Faserverlauf, Verwerfung, mangelhafte Verarbeitung.

Es besteht ein Bedürfnis nach abgekürzten Verfahren zur unmittelbaren Bestimmung der Festigkeit an Bauteilen vor dem Einbau. Nach Sininsky (Kiew) kann sie festgestellt werden durch genaues Aufzeichnen der spezifischen Bohrarbeit beim radialen Anbohren der zu untersuchenden Hölzer mit 6-mm-Bohrern. Nach dem im Ausbau begriffenen Verfahren des Verfassers kann man durch Messen der Einschlagtiefe am Hirnholz, hervorgerufen durch den Baumannschen Schlaghärteprüfer, unmittelbar die Druckfestigkeit feststellen. Bei Tanne und Fichte besteht umgekehrte Proportionalität zwischen der Druckfestigkeit und dieser Schlagtiefe. — Bei größeren Baustellen kann man ähnlich wie bei Betonbaustellen vielleicht noch zum leicht durchführbaren Biegeversuch greifen.

Die Untersuchung kleiner fehlerfreier Holzproben hat für den Konstrukteur nur geringe Bedeutung. Für ihn kommt es auf die Tragkraft der mit allen unvermeidlichen Fehlern und Mängeln behafteten Hölzer in größeren Abmessungen an, wie sie beim Bauwerk vorkommen. Soweit möglich, empfehlen sich daher Versuche an ganzen Traggliedern oder sogar an ganzen Tragwerken. Es ist aber dabei wichtig, die wirklichen Lagerbedingungen u. dgl. möglichst genau einzuhalten. Erst die hierbei gewonnenen Festigkeitszahlen geben einen besseren Einblick in die wirklich im Tragwerk vorhandene Sicherheit.

Im übrigen weiß der erfahrene Holzkonstrukteur, daß die schwachen Stellen der Konstruktion im allgemeinen nicht im freien Stab oder freien Träger, sondern an den Verbindungstellen liegen. Er wird also größeren Wert auf die Prüfung der in steter Fortentwicklung begriffenen Verbindungsmittel als auf die reine Holzfestigkeitsuntersuchung legen. Es scheint, daß allmählich die Entwicklung vom Dübel zum Nagel und Leim übergehen wird.

Auch die wissenschaftliche Prüfung der Bauhölzer im Laboratorium sollte möglichst große Körper wählen. Bei der Bestimmung des elastischen Verhaltens genügt nicht seine Feststellung bei der ersten Belastung, sondern nach mehrfach wiederholter Ent- und Belastung, also das elastische Verhalten während des Gebrauches. Die im Deutschen Normenvorschlag vorgesehenen kleinen Probekörper geben zu hohe Festigkeitswerte und eignen sich nur zu rein wissenschaftlichen Vergleichen, ohne daß aus diesen Vergleichzahlen Schlüsse z. B. auf die Eigenschaften der verschiedenen Waldbestände gezogen werden können.

Mindestens so wichtig wie die Normung der Festigkeitsprüfung ist das Aufstellen von Richtlinien für die Beurteilung von Bauhölzern.

In Amerika unterscheidet man bei den Brettern zwischen ausgewählter und gewöhnlicher Ware und teilt sie insgesamt in neun Klassen ein. Die zulässige Anzahl der Fehler und vor allen Dingen die Ästigkeit ist bei jeder Klasse scharf begrenzt. Bei den Kanthölzern kennt man dort die beiden Hauptgruppen hochwertiges Holz und gewöhnliches Holz, von denen jede wieder in zwei Unterklassen mit engen und beliebigen Jahresringen zerfällt. Auch hier ist wieder die Ästigkeit in jeder Klasse und für jede Flächenbreite genau begrenzt, wobei die Fläche in zwei Randzonen und in eine mittlere Zone aufgeteilt wird. Bei den starken Biegebalken wird zwischen den Ästen auf den waagerechten Schmalseiten und auf den lotrechten Breitseiten scharf unterschieden. Die Begriffe kleiner, mittlerer und großer Riß, Endriß, durchgehender Riß, Kernholzriß, ebenso kleines, großes und mittleres Loch sind festgelegt.

Nach den Gebräuchen des südwestdeutschen Holzhandels von 1931 teilt man die Bretter ein in sortierte und unsortierte Ware und die sortierten Bretter wieder in sieben Klassen. Sie unterscheiden sich vor allen Dingen durch den Umfang der Waldkanten und danach, ob wenige kleine oder mäßig große, fest verwachsene oder ausfallende Äste vorhanden sind. Eine scharfe Begrenzung fehlt. Im Holzhandel werden nur die Biegebalken, das Kantholz als Bauholz bezeichnet. Dieses wird ausschließlich nach dem Ausmaße der vorhandenen Waldkanten in vier Klassen eingeteilt, wie schon die Bezeichnung ausdrückt: 1. Klasse scharfkantig, 2. Klasse vollkantig, 3. Klasse üblich waldkantig, 4. Klasse baukantig.

Es werden nur folgende Fehler ausgeschlossen: Fäulnis, Wurm- und Käferfraß, starke Ringschaligkeit. Die Lage, Größe, Beschaffenheit und Anordnung der Äste wird bei der Einteilung nicht beachtet. Sie haben aber auf die Tragkraft der Einzelteile einen oft ausschlaggebenden Einfluß. Gleich gefährlich ist der schräge Faserverlauf. Will man z. B. einen Festigkeitsverlust von $^1/_4$ zulassen, so darf die Schrägfaser eine Neigung haben zur Stabachse von 1 : 7 beim Zugstab, 1 : 3,5 beim Druckstab und 1 : 12 beim Biegeträger. Nimmt man noch einen Festigkeitsverlust von $^1/_3$ in Kauf, so darf die Schrägfaser verlaufen unter der Neigung 1 : 5 beim Zugstab, 1 : 3 beim Druckstab und 1 : 8 beim Biegestab. Man sieht daraus, daß vor allen Dingen bei den Biegeträgern der schräge Faserverlauf sich recht ungünstig auswirkt und bei der Prüfung und bei der Klasseneinteilung der Bauhölzer besonders beachtet werden muß.

In Anlehnung an die amerikanischen Gebräuche scheint es richtig, zunächst zu unterscheiden zwischen hochwertigem Bauholz und gewöhnlichem Bauholz; dazu tritt als dritte Klasse das unsortierte Bauholz. Das hochwertige Bauholz unterscheidet sich von dem gewöhnlichen Bauholz nicht durch die äußeren Abmessungen, sondern durch die strengeren Forderungen, die an es in bezug auf die üblichen Fehler, in bezug auf Ästigkeit, schrägen Faserverlauf u. dgl. gestellt werden. Seine Kennzeichnung empfiehlt sich schon im Sägewerk durch Aufbrennen von fortlaufenden Stempeln H B auf mindestens zwei Flächen und einer Nummer, die das liefernde Sägewerk jederzeit feststellen läßt. Es dient für besonders große oder außergewöhnlich beanspruchte Tragwerke und muß entsprechend bezahlt werden. Das gewöhnliche Bauholz genügt für die üblichen hochwertigen Zimmermannkonstruktionen und den normalen Ingenieurholzbau. Bei der Prüfung dieser Bauhölzer treten reine Festigkeitsuntersuchungen naturgemäß in den Hintergrund. Unsortiertes Bauholz, also Bauholz dritter Güte, genügt für den kleinen Zimmermannsbau und für Bauwerke mit kurzer Lebensdauer u. dgl.

Es besteht ein dringendes Bedürfnis nach Vorschriften für diese drei Güteklassen von Bauholz. Eine befriedigende Lösung erfordert eine enge Zusammenarbeit zwischen Forstmann und Bauingenieur. Das Endziel muß darin bestehen, typische Vertreter für unsere hauptsächlichen deutschen Waldbestände an Nadelholz nach festgelegten Regeln auszuwählen und wissenschaftlich in den Laboratorien zu untersuchen; auf diese Weise können dann auch Schlüsse auf die typischen Festigkeitseigenschaften der verschiedenen Waldgebiete gezogen und zuverlässige Unterlagen gewonnen werden, um das für den jeweiligen Zweck bestgeeignete Holz aus der richtigen Waldgegend zu beziehen.

Tieflade-Wagen. Um bei Straßenbauten usw. Walzen oder ähnliche schwere Geräte rasch heranbringen zu können, ist ein Tieflade-Wagen (von F. X. Meiller, München) entstanden (s. Abb.), der über hochklappbare

Tragkraft 10 t; Eigengewicht 5 t; Gesamtlänge 8,94 m; Gesamtbreite 3,05 m; größte Höhe 2 m; Radstand 5,08 (4,72) m; Höhe der Ladeplattform 0,5 m; Bereifung: vorn (einfach) 670 × 200 mm, hinten (doppelt) 850 × 185 mm; Durchm. der Bremstrommeln 0,5 m.

Tieflade-Wagen zur Beförderung von Straßenwalzen.

Auffahrtschienen am hinteren Wagenende beladen wird. Zum leichteren Auffahren der Lasten kann eine Seilwinde hinter dem Sitz des Beifahrers angebracht sein. Die Spur der Hinterräder (2,64 m) ist beträchtlich größer als die der Vorderräder (1,54 m), damit die Ladefläche möglichst groß wird (4,60 × 1,83 m). R. —

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W) Tockus ist von Beeskow an die Regierung in Magdeburg versetzt worden. Der Oberregierungs- und Baurat (W) Otto Braun aus Kiel ist unter Übernahme in den Staatsdienst der Oderstrombauverwaltung in Breslau überwiesen worden. Der Regierungsbaurat (W) Berg bei der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin ist zum Regierungs- und Baurat ernannt worden. Der Regierungsbaumeister (W) Friedrich Steinmatz ist unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst der Bauleitung Hebewerk Hohenwarthe (Neubauamt Kanalabstieg Magdeburg) überwiesen worden.

INHALT: Ministerialdirektor Dr. Gährs 60 Jahre alt. — Bau der Jahrhundertbrücke in Oppeln O./S. — Ausnutzung des Ottmachauer Staubeckens für Fischereizwecke. — Ermittlung der Knicksicherheit von Massivbogen bei Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes. — Vermischtes: Die verkehrstechnische und kraftwirtschaftliche Erschließung der Wolga. — Eisenbetonrohre für die Wasserversorgung von Los Angeles. — Die neue Eisenbeton-Straßenbrücke über die Donau bei Leipheim (Bayr. Schwaben). — Prüfung und Beurteilung von Bauholz. — Tieflade-Wagen. — Personalnachrichten.

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

[1]) Bautechn. 1934, Heft 44, S. 58.

Ende des Jahrgangs 1934.

SKREŚLONO Z INWENTARZA Biblioteki Głównej i OINT PRZECHNIKI WROCŁAWSKIEJ