

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 24. Juni 1932

Heft 28

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau der Sophienbrücke in Bamberg.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Mitglied der Zentralverwaltung der Bauunternehmung Carl Brandt.¹⁾

Über den rechtseitigen Regnitzarm in Bamberg spannen sich drei ältere eiserne Brücken, deren mittlere, die Sophienbrücke, sich im Zuge der Hauptzufahrtstraße vom Bahnhof zum Stadtzentrum befindet. Sie ist bereits im Jahre 1866 als eiserne Fachwerkbrücke über drei Öffnungen nach einem Entwurf von Gerber erbaut worden. Fahrbahn und Gehsteige lagen bei dieser jetzt beseitigten Brücke zwischen den beiden Hauptträgern. Die Fahrbahn hatte eine Breite von 5,40 m, die beiden Fußwege eine solche von je 1,70 m. Pfeiler und Widerlager wurden aus

Eingehende Untersuchungen ergaben, daß die Sophienbrücke durch Verstärkung des eisernen Überbaues nur den Wert einer Brücke zweiter Klasse erreicht hätte. Diese Maßnahme wäre also unvollkommen gewesen, auch war keine einfache und wirtschaftliche Lösung zu finden, die bisher 5,40 m breite Fahrbahn auf eine Breite zu bringen, die dem derzeitigen Lastkraftwagenverkehr gerecht geworden wäre.

Ein Vorschlag ging dahin, die bestehende Eisenfachwerkbrücke durch Anschweißen von Zulagezügen und Verstärken des Druckgurtes und

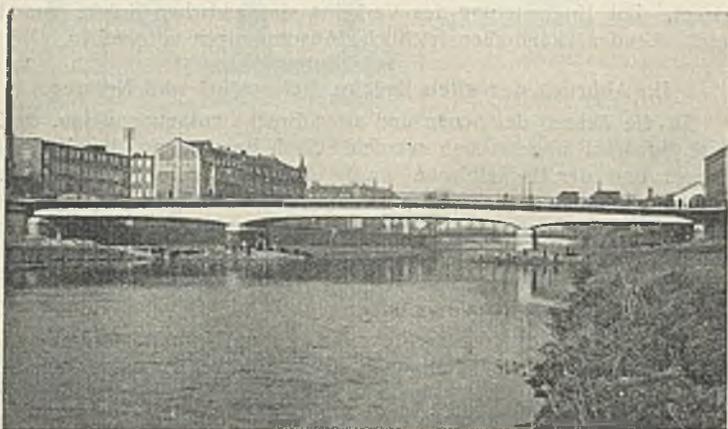


Abb. 1. Die neue Brücke.

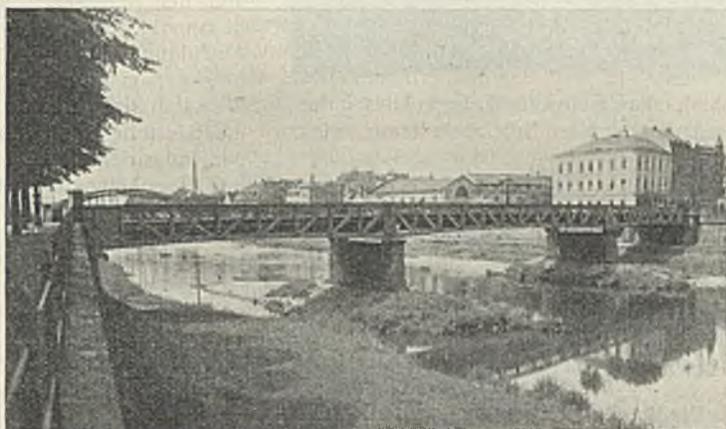


Abb. 2. Die alte Brücke.

Sandstein errichtet und auf Pfahlrost gegründet. Dem neuzeitlichen Verkehr genügten die Abmessungen des Überbaues nicht mehr, die Brücke mußte deshalb für alle Fahrzeuge über 6 t Gewicht gesperrt werden.

Die Gründung der Brücke erwies sich indessen nach Untersuchungen des städtischen Tiefbauamtes als gut; auch das Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager zeigte einwandfreie Beschaffenheit. Um diesen auf die Dauer unhaltbaren Zustand eines zu schwachen und schmalen Brückenüberbaues auf genügend kräftigen Pfeilern zu beseitigen, entschloß sich die Stadt Bamberg, verschiedene Entwürfe für Verstärkungen und Verbreiterungen der alten Brücke sowie für Neubauten in Eisen und Eisenbeton einzuholen, um auf diese Weise die geeignetste Lösung in

der gesamten Konstruktionsglieder mittels Eisenbetonumhüllung auf eine Tragfähigkeit, die der Brückenklasse I entspricht, zu bringen, unter gleichzeitiger Verbreiterung und Verstärkung der Fahrbahn auf die gesamte Breite zwischen den beiden Gurträgern und Verlegung des Fußgängerverkehrs auf konsolartig ausgekragte beiderseitige Gehsteige außerhalb der Gurträger. Diese Lösung hatte aber in architektonischer und in verkehrstechnischer Hinsicht den Nachteil, daß die Hauptkonstruktionen über die Brückentafel zwischen Fußweg und Fahrbahn hinausragten. Ein weiterer Vorschlag, die alten eisernen Hauptträger

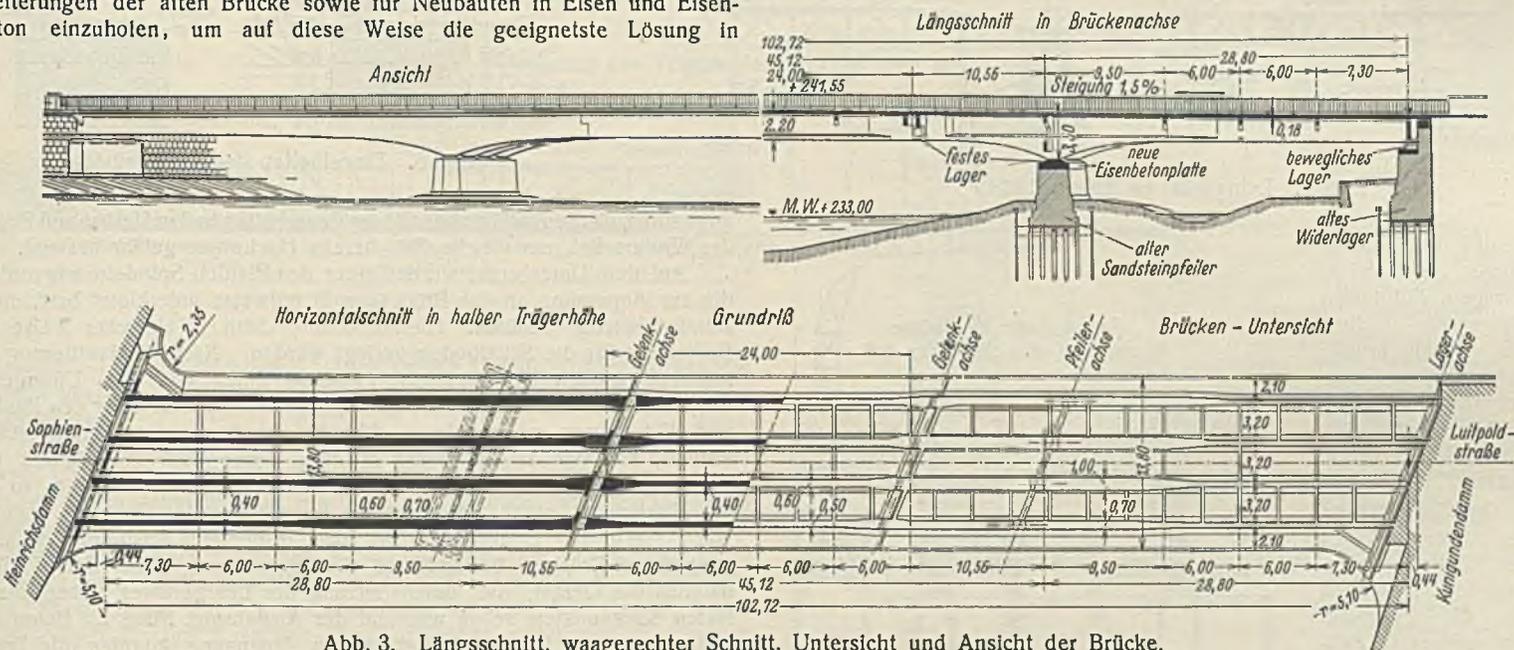


Abb. 3. Längsschnitt, waagerechter Schnitt, Untersicht und Ansicht der Brücke.

verkehrstechnischer, konstruktiver, wirtschaftlicher und architektonischer Hinsicht zu finden.

unter die Fahrbahn zu senken und, wie oben beschrieben, zu verstärken, zeigte gegenüber den Entwürfen, die auf eine Heranziehung der alten Konstruktion verzichteten, keine Vorteile mehr, so daß die Stadt einem neuen Brückenübergang den Vorzug gab. Hierfür wurden Entwürfe für eiserne Vollwandträger und für Ausführung in Eisenbetonkonstruktionen eingeholt.

¹⁾ Das Manuskript dieses Aufsatzes ist bei der Schriftleitung am 18. 3. 1932 eingegangen.

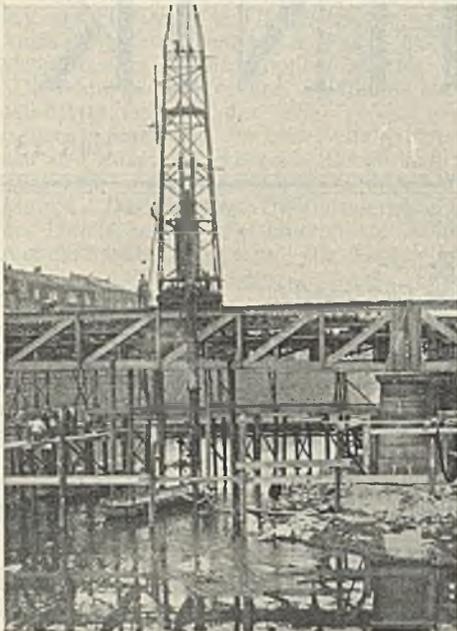


Abb. 4. Rammung des Lehrgerüsts unter Benutzung der alten Brücke als Rammgerüst.

zogen werden müssen, bot die Ausführung eines Eisenbetonüberbaues nicht nur den Bamberger Sand- und Kiesbaggereien und anderen Gewerbetreibenden für längere Zeit Beschäftigung, sondern führte auch eine Entlastung der örtlichen Erwerbslosigkeit für geraume Zeit herbei. Abb. 1 zeigt die Brücke mit dem neuen Eisenbetonüberbau und Abb. 2 mit dem alten eisernen Überbau.

I. Allgemeines über Konstruktion und Ausmaße des neuen Brückenbaues (vgl. Abb. 3).

Die Brücke ist berechnet nach DIN 1072, Ausgabe 1931, für Verkehrslasten nach Brückenklasse I unter Berücksichtigung einer 24-t-Dampfwalze und von Lastkraftwagen von 12 t. Die Tragkonstruktion der Brücke besteht aus vier Hauptbalken, die durch Einschaltung von Gelenken im Mittelfelde als Gerberträger ausgebildet sind. Die gewählten Stützweiten von 28,80 + 45,12 + 28,80 m waren durch die bestehenden Strompfeiler und Widerlager bedingt, die sich — wie eingangs gesagt — auch für die schwereren Lasten als tragfähig erwiesen und daher für die neuen Überbauten benutzt wurden. Die Stützweite des eingehängten Trägers im Mittelfelde wurde auf Grund von Vergleichsrechnungen zu 24 m gewählt,

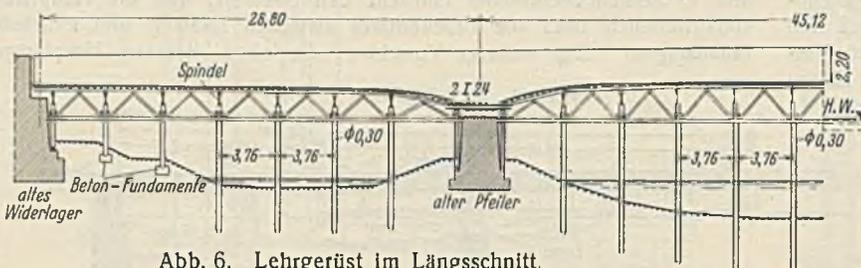


Abb. 6. Lehrgerüst im Längsschnitt.

so daß die Auskragen je 10,56 m betragen. Mit diesen Stützweiten gehört die Sophienbrücke zu den größten Eisenbetonbalkenbrücken Deutschlands für schwerste Verkehrslasten.

Die Gesamtbreite der Brücke zwischen den Geländern beträgt 13,50 m, wovon auf die Fahrbahn 9 m und auf die Fußwege je 2,25 m entfallen. Die Hauptträger liegen in 3,20 m Entfernung, die Fußwege haben eine Auskragen von

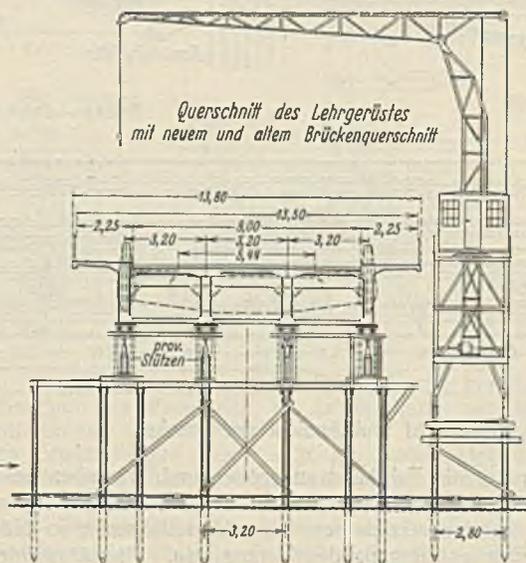


Abb. 7. Lehrgerüst im Querschnitt.

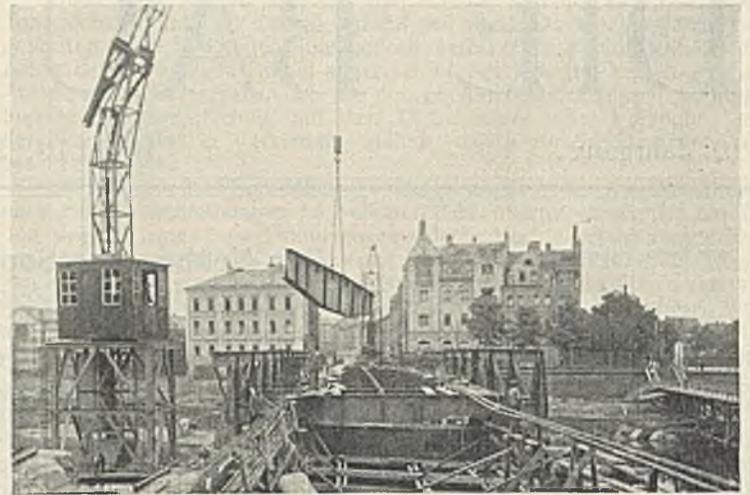


Abb. 5. Abbruch der alten Brücke.

2,10 m. Zur Erleichterung des Verkehrs sind zwischen Brücke und den anschließenden Uferstraßen reichliche Ausrundungen vorgesehen.

II. Abbruch der alten Brücke, Lehrgerüst und Notsteg.

Da die Achsen der neuen und alten Brücke zusammenfielen, mußte diese zunächst abgebrochen werden. Nach Beseitigung des Fahrbahnelages und der Buckelbleche wurde durch die alte Brücke hindurch unter deren Benutzung als Rammgerüst (Abb. 4) zunächst das Untergerüst des neuen Lehrgerüsts gerammt und die alte Brücke behelfmäßig auf dem Untergerüst abgestützt, so daß dann der Abbruch mit Hilfe von vier Schneidbrennern und eines Turmdrehkrans ohne jede Schwierigkeit schnell durchgeführt werden konnte (Abb. 5).

Mit dem fortschreitenden Abbruch der alten Eisenbrücke wurde nachfolgend das Lehrgerüst erstellt und sodann mit dem Abbruch der Widerlager und Pfeiler begonnen, soweit dies für den Neubau erforderlich war. Die Pfahljoche des Lehrgerüsts stehen in der Flußrichtung, ihr Abstand war durch den Querträgerabstand der alten Brücke bedingt und erwies sich zur Aufnahme der anfallenden Lasten auch wirtschaftlich als geeignet. Das Lehrgerüst war konstruktiv sehr einfach gehalten (Abb. 6, 7 u. 8). Es wurde darauf Bedacht genommen, schwierige Verzimderung möglichst zu vermeiden. Deshalb wurde das Untergerüst, soweit als irgend möglich, bis zum neuen Brückenprofil heraufgezogen und gleichzeitig eine hochwasserfreie Lage der oberen Querversteifungen erreicht. Dies war sehr

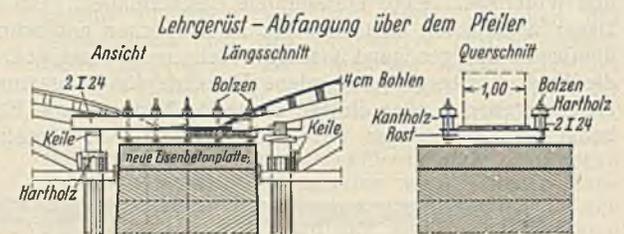


Abb. 8. Einzelheiten des Lehrgerüsts.

wesentlich, da die Ausführungszeit der Bauarbeiten in den Herbst und Beginn des Winters fiel, um welche Zeit bereits Hochwassergefahr bestand.

Auf dem Untergerüst wurden über den Pfählen Spindeln angeordnet, die zur Anpassung an das Brückenprofil teilweise unterklotzt bzw. unterständert werden mußten. Hierauf konnte dann in einfacher Weise der Balkenrost für die Schalböden verlegt werden. Nach Einnivellierung der letzteren wurden Verstreben zwischen ihnen und dem Untergerüst eingebaut. Als neuartig ist die Abfangung des Gerüsts über den Pfeilern und Widerlagern zu erwähnen (Abb. 8), durch die die unnachgiebigen Punkte, die sich in der sonst üblichen Weise über den Pfeilern und Widerlagern ergeben, während des Betonierens vermieden sind, so daß die Möglichkeit einer gleichmäßigen Einsenkung des Gerüsts gegeben war. Nach den Erfahrungen bei den bisherigen Ausführungen weitgespannter Brücken bestand bei der Betonierung über den Pfeilern nämlich die Gefahr, daß durch Setzung des Lehrgerüsts neben diesen festen Stützpunkten schon während der Ausführung Risse im Beton auftreten würden. Infolge der gewählten Abfangung konnten die Träger nunmehr ohne jede sonstige Vorsichtsmaßnahme in gleichen waagerechten Lagen betoniert werden. Als weitere Sicherheitsmaßnahme gegen ungleichmäßige Setzungen ordnete die Stadt eine Vorbelastung des Lehrgerüsts an, die mit Kranbahnschienen vorgenommen wurde.

Da der starke Fußgängerverkehr nicht umgeleitet werden konnte, mußte ein Notsteg oberhalb der Brücke geschlagen werden.

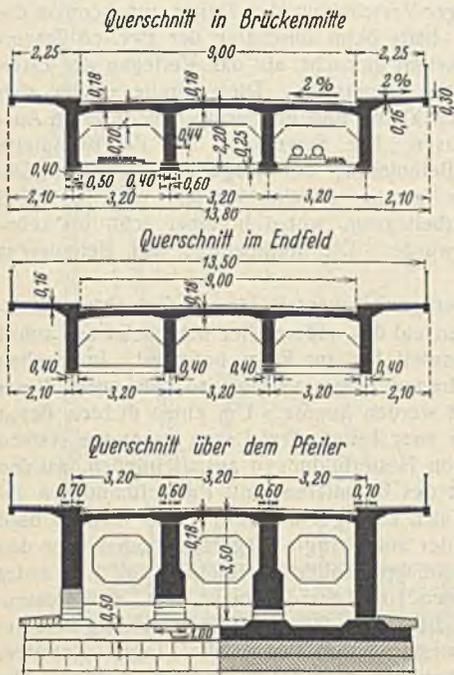


Abb. 9. Hauptquerschnitte.

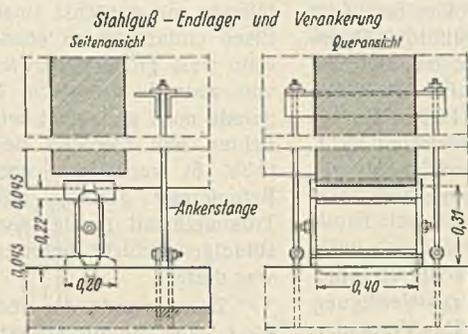


Abb. 10. Stelzenlager auf den Widerlagern.

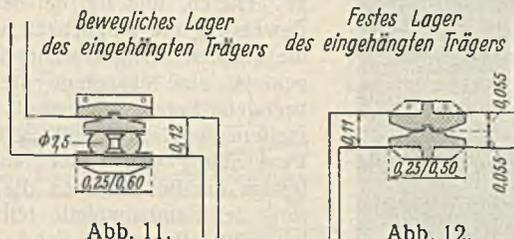


Abb. 11. Auflagerung des eingehängten Trägers.

III. Konstruktive Einzelheiten.

Die Trägerhöhen waren im wesentlichen durch das vorgeschriebene Schiffsprofil und das Längenprofil des Straßenzuges gegeben. Um eine gefällige Linienführung zu erhalten, wurden die zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhen nicht überall ausgenutzt.

Die Hauptquerschnitte Abb. 9 zeigen eine charakteristische I-Form, wie sie bei größeren Brücken bisher noch nicht zur Ausführung gekommen ist. Um die Eiseneinlagen bequem unterzubringen, erhielten die Träger in der Zugzone eine doppelseitige Verbreiterung für die mittleren und eine einseitige Verbreiterung für die Randbalken. Ein großer Vorteil dieser Querschnittausbildung ist bei großen Trägerhöhen die erhebliche Gewichtersparnis. Die normale Stegbreite beträgt in den Feldern 40 cm, die für derartige Stützweiten beim Vergleich bisher ausgeführter Brücken als sehr gering bezeichnet werden darf. Über den Pfeilern sind die Druckzonen der Träger zur Aufnahme der großen negativen Momente

Die Fahrbahnplatte ist 18 cm dick bei 3,20 m Stützweite, mit kräftigen Vouten an die Träger angeschlossen und senkrecht zur Brückenachse gespannt. Zur Querversteifung und Lastverteilung wurden in Abständen von 6 m Querträger angeordnet. Über den Pfeilern, Widerlagern und an den Gelenkfugen sind diese Querträger zu kräftigen Querrahmen ausgebildet. In den beiden Außenfeldern erhielt die Brücke in ihrer ganzen Länge untere Querbalken zwischen den Längsträgern, die Kabel- und Rohrleitungen aufnehmen sollen und gleichzeitig zur Aussteifung der Längsträger dienen. Die Bewehrung der Längsträger besteht einheitlich aus Rundstählen 50 mm Durchm., die nach Eisenlisten in den erforderlichen Längen bis zu 30 m angeliefert wurden (Abb. 13 u. 14). Die Rundeisenbügel 14 mm Durchmesser haben durchweg einen Abstand von 60 cm. Die gezogenen Teile der Stege der am stärksten beanspruchten Trägereile sind auf Veranlassung der Bauleitung mit waagerechten Verteilungseisen versehen worden, um die bei den hohen Betonspannungen bis zu 50 kg/cm² etwa auftretenden Haarrisse möglichst gleichmäßig zu verteilen. In die I-förmige Verbreiterung der Zugzone des eingehängten Trägers wurde Maschendraht eingelegt, um die Gefahr des Abspringens der äußeren Betonschale über der starken Bewehrung zu vermeiden (Abb. 15). Die Gelenkpunkte erhielten eine reichliche waagerechte Bügelbewehrung (Abb. 13).

Die alten Pfeiler und Widerlager bestehen aus Sandsteinquadermauerwerk. Durch aufbetonierte Eisenbetonbänke sind die Lasten des Überbaues möglichst gleichmäßig auf das Mauerwerk verteilt. Die Bewegungsfugen sind mit Winkelisen eingefasst und mit Schleppläcken überdeckt, durch eine Kupferblechrinne nach unten abgeschlossen und der Hohlraum mit Weichasphalt ausgegossen. Die Fahrbahnabdeckung besteht aus einer Isolierung von 3 mm dicken Bitumengewebeplatten in doppelter Lage, worauf ein 5 cm dicker Schutzbeton mit Drahteinlage aufgebracht wurde. Die eigentliche Fahrbahndecke wird durch einen 5 cm dicken zweilagigen geriffelten Gußasphalt gebildet. Die Fußwege sind mit 2,5 cm dickem Gußasphalt abgedeckt. Die Fahrbahn wird in üblicher Weise entwässert. Die Schrammborde sind in Eisenbeton ausgeführt, die Schrammbordkanten mit Zottmanneisen eingefasst. Das Gelände ist als Eisenstabgeländer aus Vierkantstäben ausgebildet, um die Brückenkonstruktion so leicht wie möglich erscheinen zu lassen.

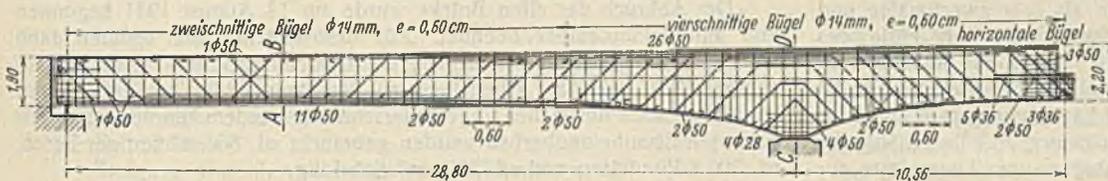


Abb. 13. Bewehrung des Trägers der Seitenöffnung mit Kragarm.

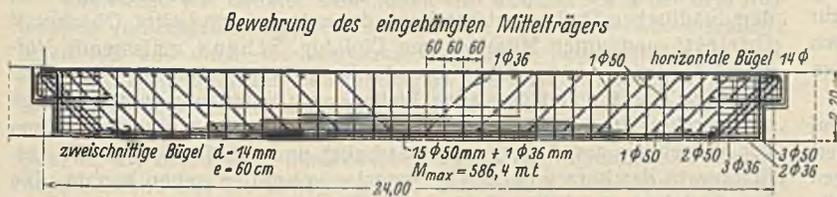


Abb. 14.

gleichfalls I-förmig verbreitert. Auch an den Gelenkpunkten wurden die Träger wesentlich breiter ausgebildet, um die zulässigen Schubspannungen einzuhalten.

Die feste Auflagerung wurde auf die Pfeiler verlegt, und zwar liegt Beton unmittelbar auf Beton ohne Zwischenschaltung besonderer Lager, um an Konstruktionshöhe zu gewinnen, an Abbruch der alten Pfeiler zu sparen und um die Lagerflächen ohne besondere Vorkehrungen hochwasserfrei legen zu können. Auf den Widerlagern sind die beweglichen Lager in Form von Stelzen aus Stahlguß Stg. 52.81 (vgl. Abb. 10) angeordnet. Die Verwendung von Eisenbetonpendeln auf den Widerlagern wurde gleichfalls in Erwägung gezogen, ihre Ausführung unterblieb jedoch wegen der in diesem Falle höheren Kosten. Da der Auflagerdruck auf den Endlagern in einem bestimmten Belastungsfalle nur geringe positive Auflagerkräfte ergab, wurden sicherheitshalber die Träger mit dem Widerlager gegen Abheben verankert. Der eingehängte Träger ruht auf je einem festen Kipplager und einem befestigten Rollenlager aus Stahlguß Stg. 52.81 (Abb. 11 u. 12).

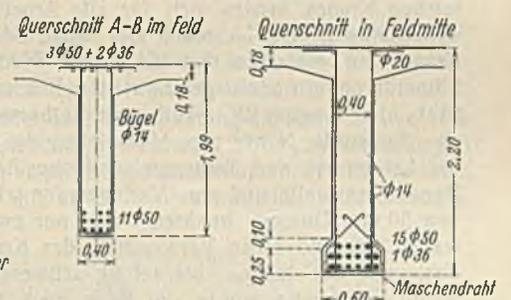


Abb. 15. Querschnitte des eingehängten Trägers in Feldmitte.

IV. Statische Berechnung.

Der Berechnung lagen die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken DIN 1075, Ausgabe 1930, zugrunde.

Die Fahrbahnplatte ist als durchgehende Platte über vier Stützen mit Kragenden unter Berücksichtigung der veränderlichen Trägheitsmomente mit Hilfe von Einflußlinien berechnet, wobei in den Randträgern teilweise Einspannung angenommen wurde. Hierdurch wurde für die Platte eine bei einer Stützweite von 3,20 m geringe Plattendicke von 18 cm erzielt, ohne die zulässigen Druckspannungen voll auszunutzen. Eine Berechnung als kreuzweise bewehrte Platte hätte zwar eine geringere Plattendicke ergeben, jedoch keine wirtschaftlichen Vorteile gebracht. Als zulässige Betondruckspannungen, hervorgerufen durch positive Momente, wurden für die Platten und Balken 60 kg/cm² zugelassen und für die negativen Momente über den Pfeilern 70 kg/cm².

Die größten Momente und Querkräfte der Hauptträger wurden gleichfalls mittels Einflußlinien berechnet. Als größtes positives Moment ergab

sich im eingehängten Träger $\max M = 586,4 \text{ tm}$ und als größtes negatives Moment über den Pfeilern $\min M = -1579,6 \text{ tm}$. Die zugehörigen Rundeiseneinlagen betragen für die Feldquerschnitte 15 Stück 50 mm Durchm. im Felde und 24 Stück 50 mm Durchm. für die Querschnitte über den Pfeilern. Der größte Auflagerdruck eines Trägers auf dem Pfeiler beträgt unter Berücksichtigung der Stoßschläge für die Verkehrslasten 352 t. Die Auflagerkraft auf den Gelenkkonsolen beträgt 105 t und wurde zugunsten der Sicherheit ganz durch schräge Eisen aufgenommen.

V. Bauausführung.

Schwierigkeiten für die Baustelleneinrichtung bereitete der räumlich eng begrenzte Platz, der auf den anschließenden Straßen zur Verfügung stand, da der Verkehr nicht ganz gesperrt werden konnte. Das Vorrücken der Hölzer für das Lehrgerüst und die Schalungen mußte daher auf den tiefergelegenen Ufern des Regnitzarmes stattfinden. Die Materialschuppen

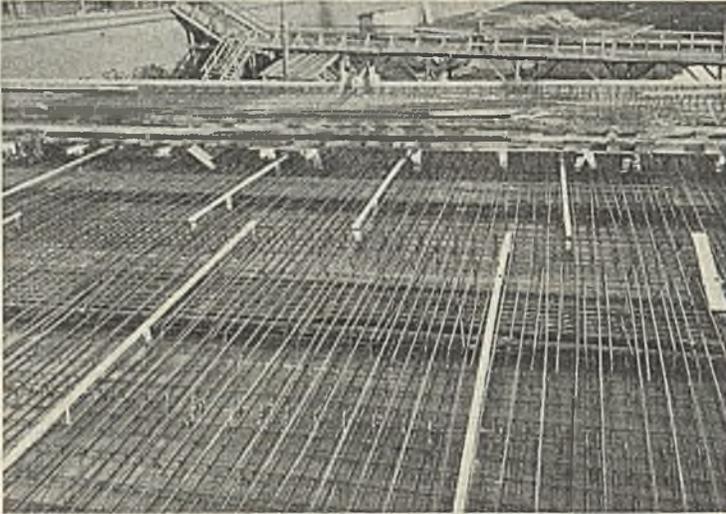


Abb. 16. Bewehrung der Fahrbahnplatte.

und Mannschaftsbaracken, Kieslager und der Platz zum Eisenbiegen konnten dagegen bei hochwasserfreier Lage nur auf den zur Verfügung stehenden eng begrenzten Straßenflächen untergebracht werden. Nächst der Brücke wurde stromab ein Hilfsgerüst geschlagen (Abb. 7), auf dem ein Turmdrehkran von 3000 kg Tragkraft lief, der die ganze Brücke und die anschließenden Lagerplätze bestreichen konnte. Die Verwendung eines solchen Kranes erwies sich für alle Arbeiten als sehr zweckmäßig und wirtschaftlich. Der Abbruch der alten Brücke konnte mit Hilfe des Kranes auf einfachste Art ausgeführt werden. Der Kran faßte die mit Schneidbrennern herausgeschnittenen Brückenteile im Gewicht bis zu 3 t (Abb. 5) und setzte diese Teile unmittelbar auf Lastwagen zum Abtransport ab. Er wurde ferner zum Hochziehen der schweren Rundholzpfähle für das Lehrgerüst, zum Transport sämtlicher Bauhölzer vom Lagerplatz zur Verwendungsstelle und zum Verlegen der schweren und langen Rundeisen von 50 mm Durchm. benutzt, wobei nur zwei Mann zur Hilfe notwendig waren, während ohne Verwendung des Kranes zehn bis zwölf Mann zur Verlegung der langen, bis 460 kg schweren Eisen erforderlich gewesen wären. Zeitweise wurde der Kran auch bei den Betonierungsarbeiten eingesetzt.

Bemerkenswert ist, daß die Brücke nicht abschnittsweise, sondern auf die ganze Länge eingerüstet wurde, und daß die Träger vor dem Verlegen der Eisenbewehrung unter Offenlassung kleinerer Kontrollöffnungen zugeschalt wurden. Die Bewehrung wurde hierbei von oben in die Trägerschalung abgelassen. Auf diese Weise stand als Transport- und Arbeitsbühne die ganze eingeschaltete Brückentafel zur Verfügung, und besondere Hilfsgerüste erübrigten sich (Abb. 16). Die oft gewählte Aus-

führung mit zunächst einseitiger Verschalung der Träger, um bequem die Eisen einbringen zu können, hätte beim Zuschalen der zweiten Trägerseite weit größere Schwierigkeiten gemacht als das Verlegen der Eisen von oben in die 40 cm breiten Trägerstege. Diese Breite erwies sich gerade noch als ausreichend für kleine und geschickte Arbeiter zum Ausschichten und Flechten der Eisen. Die Bewehrung der Fahrbahnplatte (Abb. 16) wurde erst nach Betonierung der Trägerstege verlegt. Die Betonierung geschah mittels zweier Mischmaschinen mit je 500 l Trommelinhalt in stetigem Arbeitsgang, wobei in einer acht- bis zehnstündigen Schicht betoniert wurde. Die Reihenfolge des Betonierens war diese:

Zuerst wurde der rechtseitige Brückenteil bis zur Gelenkfuge betoniert, dann die Mischmaschinen auf das andere Ufer umgesetzt und sofort anschließend der linke Brückenteil bis zur Fuge betoniert. Inzwischen waren die Eisen im eingehängten Träger verlegt, so daß auch dieser gleich anschließend betoniert werden konnte. Um einen dichten Beton zu erzielen, und um bei der zum Teil in drei Lagen liegenden starken Bewehrung die Möglichkeit von Nesterbildungen auszuschließen, wurden die Trägerschalungen während des Betonierens mit Preßluftschlämmern abgeklopft, eine Maßnahme, die sich sehr gut bewährte. Drei Wochen nach beendeter Betonierung wurde der aufgehängte Trägerschalboden über den Pfeilern abgelassen und die Auflagerquader mit Beton i. M. 1:3 unter Verwendung von schnellbindendem Tonerdezement satt untergossen. Infolge der Betonmassen, die die Träger faßten, mußten bis zur Betonierung der Fahrbahnplatte teilweise Pausen bis zu drei Tagen eintreten, bevor der Beton der Fahrbahnplatte aufgebracht werden konnte. Um zwischen Träger und Platte in den Arbeitsfugen gute Verbindung zu erzielen und um Rissebildungen zu vermeiden, mußte daher ein zu rasches Abbinden des Betons verhindert werden. Aus diesem Grunde wurde normaler Portlandzement verwendet, zumal die Würfelproben mit normalem Zement genügende Betonfestigkeiten zeigten. Da die Hauptmassen des Betons Anfang November eingebracht wurden, mußte mit einzelnen Nachfrösten und kürzeren Frostperioden gerechnet und dementsprechende Vorsorge getroffen werden. Auf Veranlassung des Bauamtes wurde deshalb ein Heißwasserkessel, der für die Bereitung des Betons angewärmtes Wasser liefern sollte, bereit gestellt und für ein etwaiges Vorwärmen der Zuschlagstoffe Sorge getragen. Zum Schutze des frischen in Schalung stehenden Betons wurde eine Heizung mittels Koksöfen und eines mit Heißdampf geheizten Rohrsystems, das an der Schalung aufgehängt war, durchgeführt. Diese Vorsichtsmaßnahmen erwiesen sich als durchaus zweckmäßig, da tatsächlich des öfteren Nachfröste und kürzere Frostperioden eintraten; außerdem hatten sie bei der oft sehr feuchten Witterung den weiteren Vorteil, den eingebrachten Beton schneller auszutrocknen.

Der Abbruch der alten Brücke wurde am 13. August 1931 begonnen und am 21. September beendet. Für den weiteren Bau standen dann bis zur termingemäßen Beendigung der Betonierungsarbeiten am 26. November 1931 noch 56 Arbeitstage zur Verfügung, die bei dem flotten Bautempo noch um sieben Tage unterschritten werden konnten. Für den gesamten Eisenbetonüberbau wurden gebraucht rd. 860 m³ fertiger Beton, rd. 200 t Rundeisen und rd. 3900 m² Schalung.

Entwurf, Berechnung und Ausführung der Brücke besorgte die Bauunternehmung Carl Brandt, Bamberg, unter engster Fühlungnahme mit dem Städtischen Tiefbauamt Bamberg, das unter seinem Leiter, Oberbaurat Gurlitti und unter Mitarbeit von Dipl.-Ing. Schenk umfassende Vorarbeiten geleistet hatte. Die Frage der Baugrunduntersuchung, der Nachweis der Tragfähigkeit der alten Pfeiler und Widerlager und die Frage der zweckmäßigsten Brückengestaltung waren auf das ausführlichste schon vor Vergebung des Auftrages ausgearbeitet und geklärt, so daß die Ausführung in der kurzen Bauzeit reibungslos vonstatten gehen konnte. Die Bauüberleitung und die Prüfung der Berechnung des zur Ausführung gelangenden Entwurfes waren von der Stadt Herrn Dr.-Ing. L. Berger, München, übertragen, der am guten Gelingen des Bauwerkes hervorragenden Anteil hat.

Alle Rechte vorbehalten.

Neues Arbeitsschiff zur Unterhaltung von Binnenwasserstraßen.

Von Regierungs- und Baurat Lasser, Königsberg (Pr.).

Im Bereiche der Wasserbaudirektion Königsberg ist im Jahre 1931 ein neues Arbeitsschiff zur Unterhaltung von Binnenwasserstraßen in Betrieb genommen worden, das nachstehend beschrieben wird.

Das Wasserbauamt Marienburg hatte nach dem Kriege Bedarf an kleineren Geräten, wie Rammen, Pumpenprahnen, einem Greifbagger, einem Pfahlziehprahm und einem schwimmenden Drehkran, deren Beschaffung als Einzelgeräte unwirtschaftlich gewesen wäre. Alle diese Geräte werden fast nie an verschiedenen Orten gleichzeitig gebraucht. Ferner ist es bei der beschränkten Anzahl von Arbeitskräften erwünscht, auf einer Fahrt möglichst alle, noch so verschiedenartigen Wasserbauarbeiten ausführen

zu können. So entstand der Plan, ein Gerät zu bauen, das alle für derartige Wasserbauarbeiten nötigen Einrichtungen an Bord hat, ein Arbeitsschiff, wie es die folgenden Ausführungen zeigen.

Nach Ausarbeitung des Entwurfes und Erhalt der erforderlichen Mittel wurde das Arbeitsschiff im Sommer 1930 ausgeschrieben. Den Zuschlag auf Bau und Lieferung erhielt die Schiffswerft Otto Kuczewski, Königsberg (Pr.), die das Gerät in der in Abb. 1 u. 2 dargestellten Ausführung im Frühjahr 1931 fertigstellte.

Seine Hauptabmessungen waren bedingt durch die Abmessungen der Schleusen und Brücken des Marienburger Bauamtsbezirks. Sie sind:

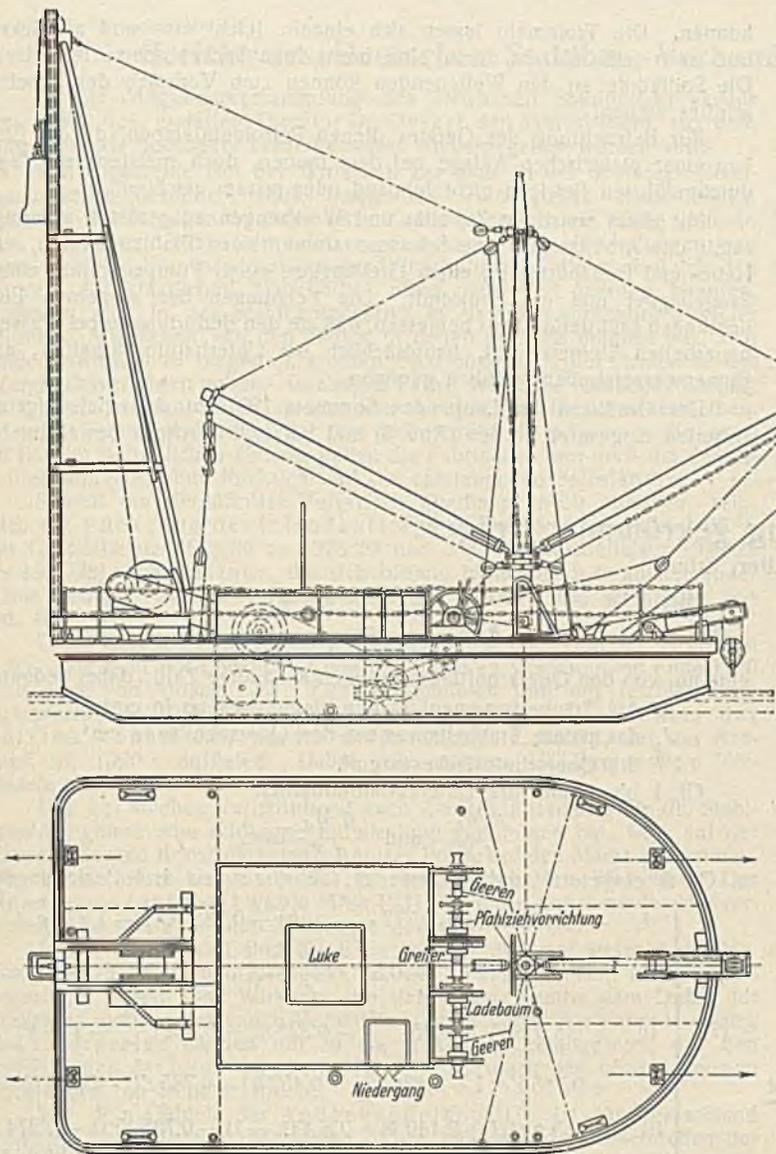


Abb. 1.

Länge über Stirnwände	10,50 m
Länge über Scheuerleisten	10,80 „
Breite über Spanten	5,80 „
Breite über Scheuerleisten	6,10 „
Seitenhöhe	1,30 „
Tiefgang einschl. voller Ausrüstung (Ramme usw.)	0,50 „
Tiefgang einschl. Ausrüstung und 15 t Zuladung .	0,75 „

Die Länge war dadurch beschränkt, daß sich das Schiff bei dem Auspumpen von Schleusenammern breitwärts an die Dammbalkenverschlüsse legen soll und durch die Leitwerke nicht daran behindert werden darf. Auch sollen noch an den Leitwerkdalben die Ramme und die Pfahlziehvorrichtung verwendbar sein. Die vordere und achtere Aufkimmung erhielt der Schiffskörper, damit er sich möglichst leicht schleppen läßt und bis dicht an die Böschungen herankommen kann. Die abgerundete Form des Bugs entstand aus der Erwägung, daß der vordere Ladebaum, besonders beim Arbeiten mit dem Greiferkorb, nicht behindert wird. — Die Raumeinteilung und die Einrichtungen sind aus Abb. 1 u. 2 ersichtlich.

Der Schiffskörper entspricht im allgemeinen den Vorschriften des Germanischen Lloyd für die Klasse 100 A₁, ist jedoch in den meisten Verbänden seinem Zweck entsprechend wesentlich verstärkt, vor allem die Außenhaut mit 5 mm Blechdicke, die Bodenwangen, die Spanten und die Deckbalken. Auch wurden besonders schwere Deckunterzüge und Kiel-schweine eingebaut. Die Scheuerleiste 150/200 mm besteht aus Eichenholz. Das rings um das Deck laufende Geländer bilden umlegbare Geländerstützen mit doppeltem Kettendurchzug.

Die an beiden Schiffsenden angeordneten Trimm tanks gestatten ein Ausgleichen der Schiffslage bei jeder vorkommenden Arbeit, unterstützen vor allem aber die weiter unten beschriebene Pfahlziehvorrichtung in ihrer Wirkung. Die Unterteilung der Tanks durch Längsschotte verhindert die Bewegung des Trimmwasserspiegels und gewährleistet eine ruhige Schiffslage bei der Arbeit. Auch ein Trimmen übereck wird durch diese Schottanordnung ermöglicht.

Das Ladegeschirr ist, wie Abb. 1 zeigt, als umlegbarer Mast mit zwei Ladebäumen von je 2 t Tragfähigkeit ausgeführt; es wird durch Wanten

und Stage wie üblich gehalten. Für das Durchfahren von Brücken kann das Ladegeschirr durch die Zentralwinde an Deck mit Hilfe eines Jütbaumes umgelegt werden. An den Ladebäumen kann auch ein Einseilgreiferkorb von etwa 0,5 m³ Fassungsvermögen benutzt werden, dessen Seil ebenfalls von der Winde betätigt wird.

Die hölzerne Ramme hat eine Nutzhöhe von 9 m. Die Ruten sind so angesetzt, daß sie neigbar ist. Der Rammbar wiegt 750 kg. Die Rammwinde ist für den Betrieb mit Nachlaufkatze eingerichtet und wird durch eine Transmission vom Maschinenraum aus angetrieben. Die Ramme kann durch ein über einen Block am Mast geführtes Seil, das auch auf die Zentralwinde läuft, auf einen Pralm geklappt werden.

Am Bug des Schiffes ist ferner noch eine Pfahlziehvorrichtung angebracht, deren Bock sich nach hinten umklappen läßt. Diese Einrichtung mit der zugehörigen Seiltrommel der Zentralwinde ist so bemessen, daß sie eine Zugkraft am Haken von 10 t entwickeln kann.

Der Maschinenraum befindet sich mittschiffs. Sein mit einer Montage- und Ladeluke versehener Aufbau ist aus Eisen. Als Antriebmaschine (Abb. 2) dient ein liegender

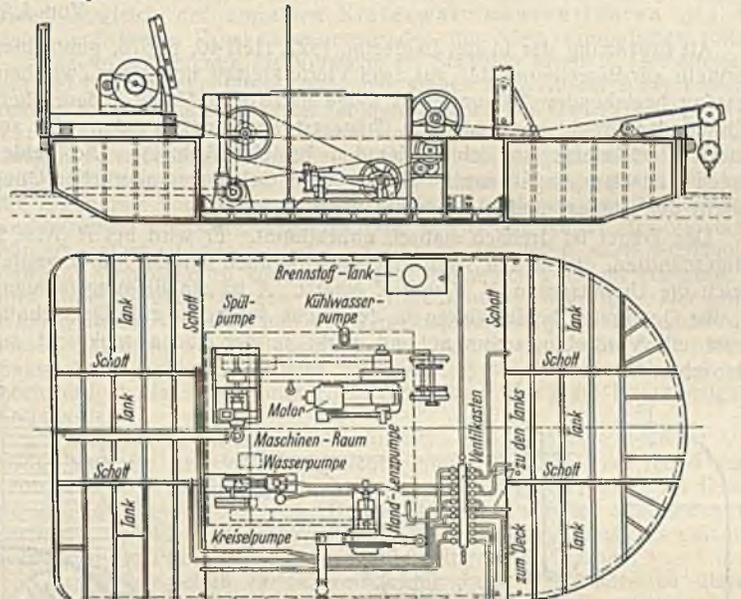


Abb. 2.

Viertakt-Dieselmotor, Type MIH 328, der Humboldt-Deutz-Motoren AG. Er leistet 15 bis 18 PS_e bei 450 bis 540 Umdreh./min. Die Kühlwasser-Kolbenpumpe wird besonders durch Riemen angetrieben.

Der Antriebmotor treibt über eine Wellenleitung die Rammwinde, eine Kreiselpumpe mit einer Förderleistung von etwa 1,5 m³/min zum Auspumpen von Schleusen, eine Wasserpumpe (Schlammkolbenpumpe) zum Lenzen, Trimmen und Deckwaschen mit etwa 10 m³ stündlicher Förderleistung.

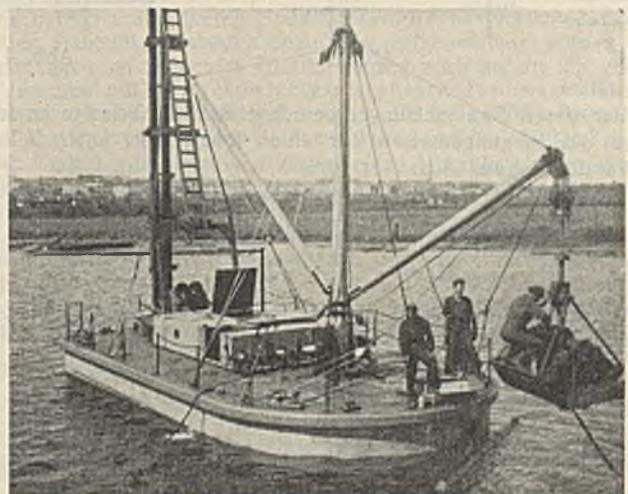


Abb. 3. Ansicht des Arbeitsschiffes.

Die Spülpumpe, die mittels eines unter der Wasserlinie am Heck ansetzbaren Rüssels den Bodenschlamm aus den Schleusenammern saugen kann und somit auch das Gerät als Saugebagger verwendungsfähig macht, wird durch einen besonderen, im Bedarfsfalle aufzuflegenden Riemen von der Motorschwungradscheibe unmittelbar angetrieben. Die Spülpumpe sowie

die vorerwähnte Kreiselpumpe sind mit ihren Rohrleitungen unter Deck so aufgestellt, daß durch Aufbau der erforderlichen Rohrleitung über Deck das Fahrzeug als Schutzsauger oder, hinter einen Eimerbagger gekuppelt, als Spülbagger arbeiten kann. In diesen Fällen arbeitet die Kreiselpumpe als Zusatzwasserpumpe.

Das Wendegetriebe der Zentralwinde ist eine dem besonderen Zweck entsprechende Sonderkonstruktion der Schiffswerft Kuczewski und wird vom Motor unmittelbar durch einen Kettentrieb angetrieben. Es ist für jede Drehrichtung mit je einer ein- und ausrückbaren Kegelpkupplung versehen, die auch von Deck aus bedienbar ist. So wird zum Anhalten und Umsteuern des Getriebes auf Deck ein gewöhnlicher Wendegetriebehebel in Richtung der Windenachse bewegt, der oben längs der Zentralwinde eine Querstange trägt, um eine Bedienung der Winde von jedem Arbeitsplatze aus zu ermöglichen.

Die auf Deck stehende Zentralwinde, ebenfalls eine Sonderkonstruktion der Firma, hat fünf Seiltrommeln, die allen erdenklichen Zwecken dienen

können. Die Trommeln lassen sich einzeln leicht ein- und ausrücken und auch jede einzeln durch eine breite Innenbackenbremse festsetzen. Die Spillköpfe an den Wellenenden können zum Verholen des Arbeitsschiffes dienen.

Zur Beleuchtung des Gerätes dienen Petroleumlampen, da der Einbau einer elektrischen Anlage bei dem rauhen, doch meistens am Tage durchgeführten Betriebe nicht lohnend oder ratsam erschien.

Mit allem sonstigen Zubehör und Werkzeugen ausgerüstet, vereinigt somit das Arbeitsschiff eine Schwimmmramme, einen Pfahlziehprahm, ein Hebe- und Transportschiff, einen Greifbagger, einen Pumpenprahm, einen Saugebagger und ein Spülschiff. Die Leistungen der einzelnen Einrichtungen sind dennoch so bemessen, daß sie den Bedürfnissen bei Wasserbauarbeiten kleinerer Art, hauptsächlich bei Unterhaltungsarbeiten, auf Binnenwasserstraßen reichlich genügen.

Das Gerät ist im Laufe des Sommers 1931 zu den vielseitigsten Arbeiten eingesetzt worden (Abb. 3) und hat sich durchaus bewährt.

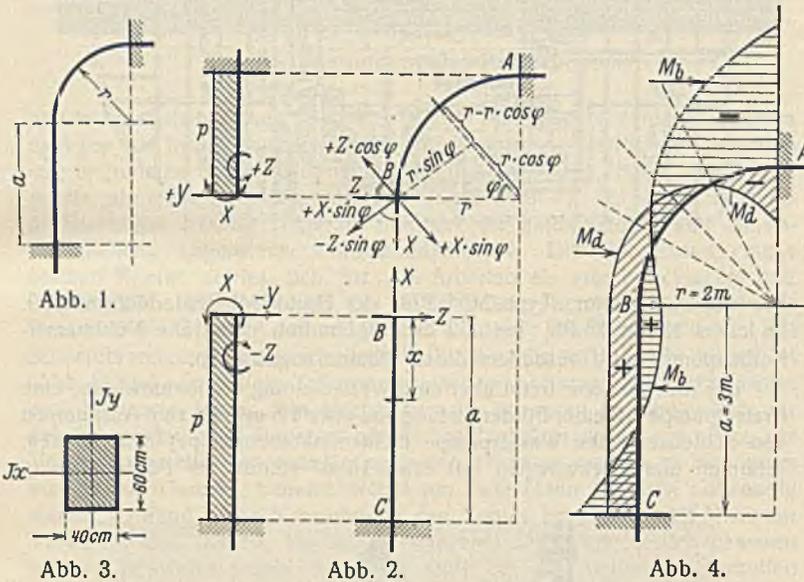
Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Berechnung gekrümmter Träger.

Von J. Hailer, Erfurt.

Als Ergänzung der in der Bautechn. 1927, Heft 46, S. 676, gebrachten Formeln zur Berechnung des aus zwei Viertelkreisen und einer Zwischengeraden bestehenden Balkenträgers möge nachstehend eine andere ebenfalls in der Praxis vorkommende Trägerart berechnet werden, die aus einem Viertelkreise und einer Geraden besteht (Abb. 1). Die beiden Enden sind starr eingespannt. Vorausgesetzt sei unveränderlicher Querschnitt des Trägers und gleichmäßig verteilte Last.

Der Träger ist dreifach statisch unbestimmt. Er wird bei B (Abb. 2) aufgeschnitten, die in den Schnittflächen wirkenden inneren Kräfte werden durch die Unbekannten X, Y und Z ersetzt. X ist ein Biegemoment, Y eine Querkraft; beide wirken in der Ebene senkrecht zum Querschnitt. Z ist ein Verdrehungsmoment und wirkt in der Ebene senkrecht zur Stabachse.



Hierin ist
(6)
$$k = \frac{EJ}{GJ_d} \approx \frac{104JJ_p}{F^4}$$

eine nur von den Querschnittabmessungen abhängige Zahl; dabei bedeutet J das Trägheitsmoment in der Biegungsebene in cm⁴, J_p das polare Trägheitsmoment des Querschnitts in cm⁴, F die Querschnittfläche in cm².

Gl. 1 bis 4 und ihre Differentialquotienten $\frac{dM_b}{dX}$ und $\frac{dM_d}{dX}$ usw.

in Gl. 5 eingesetzt und ausgewertet, führt zu den drei Beziehungen:

(7)
$$\begin{cases} \text{I. } -0,215 p r^2 \left(1 + 0,777 \cdot \frac{a^3}{r^2} + k\right) + 0,785 X(1 + 1,274 a + k) - 0,5 Y r \left(\frac{a^2}{r} - 1 + k\right) + 0,5 Z(k - 1) = 0 \\ \text{II. } +0,5 p r^2 \left(1 + 0,25 \cdot \frac{a^4}{r^3} - 0,328 k\right) - 0,5 X \left(\frac{a^2}{r} - 1 + k\right) + 0,785 Y r \left(1 + 0,424 \cdot \frac{a^3}{r^2} + 0,452 k\right) - 0,785 Z(1 - 0,274 k) = 0 \\ \text{III. } -0,5 p r^2(1 + 2,140 k) + 0,5 X(k - 1) - 0,785 Y r(1 - 0,274 k) + 0,785 Z[1 + k(1 + 1,274 a)] = 0 \end{cases}$$

aus denen sich die statisch unbestimmten Größen X, Y und Z auf einfache Weise berechnen lassen.

Zahlenbeispiel.

Untersucht werde der in Abb. 4 dargestellte Träger mit r = 2 m und a = 3 m; der rechteckige Querschnitt (Abb. 3) ist 60 cm hoch und 40 cm breit.

Aus Gl. 6 berechnet sich

$$k = 104 \cdot \frac{40 \cdot 60^3}{12} \left(\frac{40 \cdot 60^3}{12} + \frac{60 \cdot 40^3}{12} \right) \approx 2.$$

Vorstehende Werte in Gl. 7 eingesetzt, ergibt die Beziehungen:

I. $-7,091 p + 5,355 X - 5,50 Y + 0,50 Z = 0$
 II. $+5,75 p + 2,75 X + 7,483 Y - 0,355 Z = 0$
 III. $-10,56 p + 0,50 X - 0,710 Y + 8,356 Z = 0$
 und hieraus

$$X = +0,775 p; \quad Y = -0,428 p; \quad Z = +1,174 p.$$

Aus Gl. 1 u. 2 berechnen sich alsdann die Biegemomente im Bogen AB:

$$\begin{array}{l} \varphi = 0; \quad M_b = +0,775 p \quad \varphi = 45^\circ; \quad M_b = -1,757 p \\ \varphi = 30^\circ; \quad M_b = -0,666 p \quad \varphi = 60^\circ; \quad M_b = -3,000 p \\ \varphi = 90^\circ; \quad M_b = -6,030 p \end{array}$$

im Stabe BC:

$$\begin{array}{l} x = 0; \quad M_b = +0,775 p \quad x = 1,50 \text{ m}; \quad M_b = +0,292 p \\ x = 0,75 \text{ m}; \quad M_b = +0,815 p \quad x = 2,25 \text{ m}; \quad M_b = -0,793 p \\ x = 3,00 \text{ m}; \quad M_b = -2,441 p \text{ (Einspannmoment)}. \end{array}$$

Die Verdrehungsmomente berechnen sich aus Gl. 3 u. 4 zu im Bogen AB:

$$\begin{array}{l} \varphi = 0; \quad M_d = +1,174 p \quad \varphi = 45^\circ; \quad M_d = +0,815 p \\ \varphi = 30^\circ; \quad M_d = +1,194 p \quad \varphi = 60^\circ; \quad M_d = +0,106 p \\ \varphi = 90^\circ; \quad M_d = -2,365 p \text{ (Einspannstelle)} \end{array}$$

und im Stabe BC:

$$M_d = -Z = -1,174 p \text{ (gleichbleibend).}$$

Abb. 4 stellt den Verlauf der Mb- und Md-Linie dar.

Unter diesen Voraussetzungen berechnet sich (ähnlich wie im früheren Aufsätze) das Biegemoment für einen Querschnitt unter beliebigem Winkel φ des Bogens AB:

(1) $M_b = -p r^2(1 - \cos \varphi) + X \cdot \cos \varphi + Y r \cdot \sin \varphi - Z \cdot \sin \varphi$

und in einem Querschnitt x der Geraden BC:

(2) $M_b = -\frac{p x^2}{2} + X - Y x.$

Das Verdrehungsmoment an der gleichen Stelle des Bogens AB berechnet sich aus

(3) $M_d = -p r^2(\varphi - \sin \varphi) + X \cdot \sin \varphi + Y r(1 - \cos \varphi) + Z \cdot \cos \varphi$

und in der Geraden BC:

(4) $M_d = -Z.$

Die drei Unbekannten berechnen sich aus den bekannten Beziehungen:

(5)
$$\begin{cases} \int M_b \cdot \frac{dM_b}{dX} \cdot ds + k \int M_d \cdot \frac{dM_d}{dX} \cdot ds = 0 \\ \int M_b \cdot \frac{dM_b}{dY} \cdot ds + k \int M_d \cdot \frac{dM_d}{dY} \cdot ds = 0 \\ \int M_b \cdot \frac{dM_b}{dZ} \cdot ds + k \int M_d \cdot \frac{dM_d}{dZ} \cdot ds = 0. \end{cases}$$

Alle Rechte vorbehalten.

Bericht des Deutschen Stahlbau-Verbandes (DStV) über das Geschäftsjahr 1931.¹⁾

In der Mitgliederversammlung des Deutschen Stahlbau-Verbandes am 4. Mai d. J. erstattete Direktor Dr. Oelert den Jahresbericht, aus dem folgendes als besonders bemerkenswert wiedergegeben werden soll:

Die allgemeine Not der Wirtschaft hat sich in der deutschen Stahlbauindustrie besonders stark ausgewirkt. Wir stehen heute einem Binnenmarkt gegenüber, der seine Kaufkraft so gut wie völlig verloren hat, und einem Auslandmarkt, zu dem kaum noch Verbindungen vorhanden sind. Die Auswirkungen der Wirtschaftskrise, die auch durch den Einsatz der staatlichen Machtmittel nicht gemindert werden konnten, äußerten sich in der Stahlbauindustrie in dem Zusammenbruch vieler Firmen. Abgesehen von den Fällen, in denen es noch möglich war, sich außergerichtlich zu rangieren, mußten doch über 10% der Firmen in das Vergleichsverfahren gehen. In einigen Fällen folgte die Konkursöffnung, in einigen anderen Fällen mußte dies mangels von Masse unterbleiben. Manche Firmen mußten wieder ihre Selbständigkeit aufgeben; die noch in Betrieb befindlichen Firmen halten die Fabrikation nur noch um derentwillen aufrecht, ohne Rücksicht auf die entstehenden Selbstkosten.

Soweit die Verhältnisse Vergleiche überhaupt noch zulassen, zeigt sich ein Rückgang der Inlandaufträge um rd. 45% (gegenüber 26% im Geschäftsjahr 1929/30 zu 1928/29 und 5% im Geschäftsjahr 1928/29 zu 1927/28). Die Ausfuhr, die sich bislang immer noch in aufsteigender Linie bewegte, weist ebenfalls einen Rückgang, und zwar etwa von rd. 40% auf.

Diese Zahlen geben immer noch ein geschminktes Bild der wirklichen Lage. Sie sind noch beeinflusst von den besseren Verhältnissen Ende 1930 und auch von Anfang 1931. Ein zutreffenderes und der jetzigen Lage entsprechendes Bild stellen die Auftrageingangszahlen eines der letzten Monate dar, wonach auf das Inland rd. 2500 t, auf das Ausland rd. 1500 t entfielen. Dabei gehören etwa 100 Firmen dem Verbande an.

Daß bei solchen Verhältnissen auch die Preisbildung für die Stahlbauerzeugnisse eine schlimme Entwicklung genommen hat, liegt auf der Hand. Es sind Konstruktionen zu einem Preise auf den Markt gekommen, die kaum teurer waren als das in ihnen verarbeitete Walzeisen. Das Reparationsgeschäft wurde Mitte 1931 durch die Annahme des Hoover-Ferjahres fast ganz zum Stillstande gebracht.

In der Berichtszeit sind die Eisenpreise zweimal gesenkt worden. Die Preissenkungen entsprangen aus der Erwägung, dem Markt einen Impuls zu geben, eine Wirkung, die sich indessen unter dem Druck der sonstigen auf ihm lastenden Verhältnisse nicht durchsetzen konnte. Auch die Überpreise wurden nur in einem Ausmaß herabgesetzt, das den Forderungen der Eisen verarbeitenden Industrie nach den verschiedensten Richtungen hin nicht entspricht.

Auf dem Gebiete der Außenhandelspolitik ist für Deutschland keinerlei Erleichterung eingetreten. Dem gegenseitigen Abschließen der Völker durch Zollschranken u. dgl. leisten die gegenwärtigen Verhältnisse weiter Voranschub.

Die Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) hat in den maßgebenden Kreisen, auch bei den Kommunalverwaltungen, immer weiteren Eingang gefunden.

Die durch die Notverordnung vom 8. Dezember 1931 angeordnete Erhöhung der Umsatzsteuer auf 2% hat unsere Industrie stark getroffen. Neu zur Einführung gekommen ist die sog. Ausgleichsteuer, die auf die Einfuhr erhoben wird, weiterhin auch die Ausfuhrvergütung.

Die Beziehungen zu den Technischen Hochschulen wurden in der bisherigen Weise aufrechterhalten. Die Zuschüsse für die Drucklegung von Doktordissertationen mußten in ihrer Höhe den Verhältnissen angepaßt werden.

Die Arbeiten der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau betrafen im Berichtsjahr zunächst den inneren Ausbau der Organisation, dann die Vorbereitung ihres Kongresses in Paris im Mai 1932. Wir haben tatkräftig hieran teilgenommen.

Einem vielfach geäußerten Wunsch entsprechend wurde im September vergangenen Jahres der Fachnormenausschuß für Stahlbau beim Deutschen Normenausschuß ins Leben gerufen. DIN 1612 ist inzwischen herausgekommen, ohne daß die bekannten Schwierigkeiten in einer allseits befriedigenden Lösung der Aufpreis- und Abmaßfrage beseitigt wären. Die Frage der zulässigen Beanspruchungen von Stahlbauwerken bei bestimmten Belastungsfällen und Konstruktionsarten wird durch Beratungen in den zuständigen E.T.B.-Ausschüssen neu aufgegriffen werden.

Im Fachausschuß für Schweißtechnik ist im Sommer 1931 DIN 4100 für die Berechnung und Ausführung geschweißter Stahlbauten herausgebracht und zur amtlichen Vorschrift seitens des Preussischen Ministeriums für Volkswohlfahrt und der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft erhoben

¹⁾ Der Bericht umfaßt den Zeitraum vom 1. 7. 1930 bis 31. 12. 1931. Gemäß Beschluß der Hauptversammlung von 1930 bildet in Zukunft das Geschäftsjahr das Kalenderjahr.

worden²⁾. Inzwischen haben auch die meisten anderen Behörden diese Vorschrift übernommen. Eine Grundlage der Beratungen zu der Herausgabe von DIN 4100 bilden die von der DRG und vom DStV im Versuchs- und Materialprüfungsamt an der Technischen Hochschule Dresden durchgeführten Versuche mit geschweißten Einzelverbindungen.

Für die allzu stürmische Entwicklung der Schweißtechnik ist es bezeichnend, daß schon jetzt eine Neubearbeitung der DIN 4100 zu erwarten ist. Wie diesen Beratungen, so haben wir überhaupt der Entwicklung der Schweißtechnik unsere volle Aufmerksamkeit gewidmet. Hierbei nehmen wir aber auch bei Gelegenheit Stellung gegen Äußerungen und Veröffentlichungen über Wirtschaftlichkeit geschweißter Stahlbauten, die der Entwicklung vorausseilen und ein falsches Bild über die erzielbaren Ersparnisse vermitteln.

Unter unserer Mitarbeit wurden die Normen für Straßenbrücken DIN 1071 und Beiblatt, DIN 1072 und Beiblatt sowie DIN 1073 im Berichtsjahr neu herausgegeben. Ferner haben wir an der Neuregelung und Ergänzung der Bestimmungen über Nietabstände und Streichmaße Anteil genommen.

Mitgewirkt haben wir ferner bei der Einleitung von Versuchen der DRG, die bei verschiedenen Baustählen, Nietdurchmessern und Längen einen Vergleich der einzelnen Nietverfahren und des damit erzielbaren Druckstauchungsgrades der Niete ermöglichen sollen.

Die vom Ausschuß für Versuche im Stahlbau meist in Gemeinschaft mit der DRG durchgeführten Versuche stehen nach Abschluß der umfangreichen Knickversuche in erster Linie im Zeichen von Dauerfestigkeitsversuchen³⁾. Schon seit Jahren sind Dauerversuche mit Nietverbindungen verschiedener Baustähle im Gange, die gezeigt haben, wie vielfältige Einflüsse sich bei Dauerbeanspruchungen überlagern und wie sehr die Ergebnisse vom Baustoff, vom Werkstoff und von den Abmessungsverhältnissen der Niete, vom Nietbild sowie der Bauart des Versuchskörpers selbst abhängig sind. Um diesen Einflüssen nach Möglichkeit getrennt nachgehen zu können, ist z. Z. ein neues Versuchsprogramm an drei Materialprüfungsämtern in der Durchführung begriffen. Der große Umfang dieser Versuche und der dementsprechend große Kostenaufwand lassen erkennen, welche Bedeutung der Frage der Dauerfestigkeit unserer Bauwerkteile beigemessen wird. Gleichzeitig werden hierbei auch die hochwertigen Baustähle einer entsprechenden Prüfung auf Dauerfestigkeit unterworfen.

Mit Rücksicht hierauf ist es erklärlich, daß auch die weiteren Versuche über die zweckmäßige Durchbildung geschweißter Konstruktionen, die dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt sind, als Dauerversuche durchgeführt werden. Bei der bereits erwähnten außerordentlich raschen Entwicklung der Schweißtechnik im Stahlbau macht es sich notwendig, diese Prüfungen beschleunigt in Angriff zu nehmen.

Der Fachausschuß für Schweißtechnik beim VDI hatte zu diesem Zweck im Berichtsjahr das Kuratorium für Dauerfestigkeitsversuche an Schweißverbindungen ins Leben gerufen, um weitere Stellen sachlich und finanziell an der Durchführung dieser äußerst wichtigen Versuche zu interessieren, deren vollständige Ergebnisse allerdings erst am Ende d. J. vorliegen werden. Inzwischen sind diese Versuche in gleicher Weise sowohl im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem als auch im Versuchs- und Materialprüfungsamt an der Technischen Hochschule Dresden in Angriff genommen worden. Eine ähnliche Versuchsreihe wird außerdem in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart⁴⁾ durchgeführt. In diesem Kuratorium ist der DStV ebenfalls vertreten und beteiligt sich an den zu leistenden Arbeiten. Auch an den Beratungen und Arbeiten des Fachausschusses für Schweißtechnik beim VDI haben wir teilgenommen.

Die bereits vorbereiteten Brandversuche mit verschiedenartig ummantelten Stahlstützen werden demnächst aufgenommen werden können.

Schließlich sei in diesem Zusammenhang auch auf die Inangriffnahme von Versuchen mit einbetonierten Stahlstützen hingewiesen. Die Ergebnisse sollen Klarheit über den Grad, die Art und die Zuverlässigkeit der Verbundwirkung zwischen Betonausfüllung und Stahlstütze bringen. —

Der Bericht gibt in großen Zügen einen Überblick über die ernste Lage unseres Industriezweiges, er läßt aber auch erkennen, daß trotz allem an den Aufgaben und Zielen des DStV mit allen Kräften gearbeitet wird. Von größter Wichtigkeit für die Lösung der Fragen unserer Wirtschaftskrise dürfte die Erkenntnis sein, daß man nicht länger an dem Zwang, „dem Gegner aller stitlichen Mächte unserer Kultur“, festhalten darf, sondern daß der privaten Initiative einer verantwortungsbewußten Arbeitgeber- wie Arbeitnehmerschaft endlich die nötige Freiheit gelassen wird.

²⁾ Auch im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn erschienen.

³⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 22 u. 23.

⁴⁾ Hierüber wird demnächst ein Bericht in der Bautechnik von Graf erscheinen.

Vermischtes.

Eine neue Stauwandform. In Eng. News-Rec. 1932, Bd. 108, Nr. 6 vom 11. Februar, S. 214, wird eine neuartige konstruktive Ausbildung für Stauwände in engen und hohen Talschluchten erläutert und im besonderen für solche Verhältnisse empfohlen und in Vergleich gestellt, wie sie bei der zur Zeit im Bau befindlichen Hoover-Mauer im Flußtal des Colorado

zu finden sind. Der Verfasser des Berichtes, C. H. Howell, der als leitender Ingenieur des „Mexiko office of The I. G. White Engineering Corp., S. en C.“ die neue Bauform entworfen hat, erwartet von seiner seitlich gegen die Talhänge abgestützten, aus einzelnen nebeneinanderstehenden Strebebühlern bestehenden Wand große Sicherheit gegen Kippen und

