

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 23. November 1934

Heft 50

Der Bau der Klappbrücke über den Östlichen Bahnhofskanal in Harburg-Wilhelmsburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dettmers, Harburg-Wilhelmsburg.

(Schluß aus Heft 46.)

Die beiden Totlagen bedingen, daß ohne Anwendung eines Leonardaggregats und ungeachtet der Beschleunigung des Motors beim Einsetzen der Bewegung aus der Endlage die Brückengeschwindigkeit auf rein mechanischem Wege langsam zunimmt und gegen Ende der Bewegung ebenso wieder allmählich bis auf Null abfällt. Der Verlauf ist auf Abb. 14a dargestellt und der Geschwindigkeitskurve bei Zahnstangenantrieb gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt, daß die ausgezogene Kurve zwar höher ansteigt, aber eine geringere Neigung und tangentialen Anschluß an die Nullage hat.

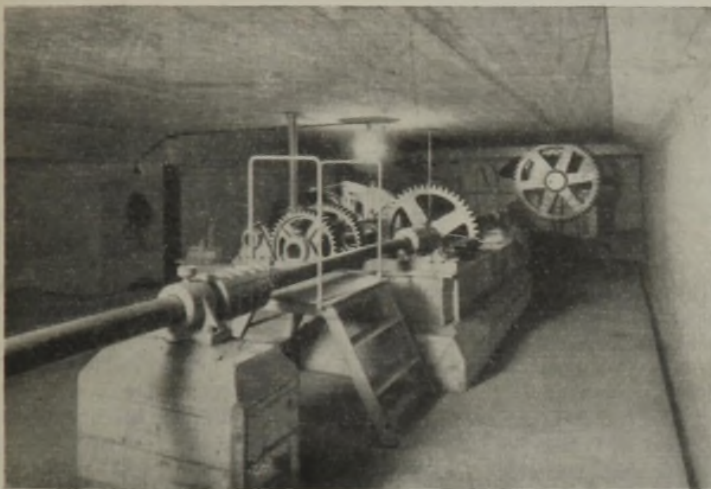


Abb. 13. Maschinenkeller.

Die gesamten Antriebe sind im östlichen Widerlager unter der Brückenhahn in einem geräumigen Maschinenkeller untergebracht (Abb. 13) und jederzeit gut zugänglich. Die Schubstangen greifen unterhalb der Gehwege an je einem seitlichen Konsol P der Hauptträger an (Abb. 10). Durch diese Anordnung der Schubstangen außerhalb der Fahrbahn ist erreicht, daß die letztere frei geblieben ist von irgendwelchen hinderlichen Einbauten.

In jedem Gehweg ist für die Schubstange ein schmaler Schlitz mit Riffelblechabdeckung r (s. Abbild. 27) vorhanden. Die beim Öffnen der Brücke auftauchende Schubstange hebt die Riffelblechklappe hoch. Sie sinkt beim Schließen der Brücke selbsttätig wieder herab. Neben dem Schubstangenschlitz ist die Decke des Maschinenkellers in solcher Breite abnehmbar ausgebildet, daß notfalls sämtliche Teile des Antriebs einschließlich der großen Kurbelscheibe ohne bauliche Änderungen des Kellers ausgewechselt werden können. Im Gehwegbelag aus Betonplatten macht sich diese Anordnung äußerlich nicht bemerkbar.

Die Kurbelscheiben bestehen aus je zwei kräftigen, gut versteiften Blechen und sind zugleich als Triebstockzahnkranz ausgebildet. Sie sind mit Naben aus Stahlguß versehen und laufen mit Rotgußbuchsen auf den feststehenden Achsen. Die Triebstöcke T (Abb. 12) sind mittels Achshalter A in den Scheibenwänden auswechselbar befestigt. In sie greift je Brückenseite ein Ritzel R ein. Dieses ist mit der Achse aus einem Stück geschmiedet. Die Ritzellager sind geteilt ausgeführt. Dadurch wird ein leichter Ein- und Ausbau des Ritzels ermöglicht. Es wird über mehrere Stirnradvorgelege von der Brückenachse aus angetrieben.

Dieser Antrieb ist für beide Brückenseiten gemeinsam (s. Abb. 10, Grundriß). Er besitzt ein Vorgelegepaar mit zwei verschiedenen Übersetzungen. Diese können wechselweise gekuppelt werden, um der Brücke zwei verschiedene Geschwindigkeiten zu erteilen. Mit der großen Geschwindigkeit kann die Brücke in 45 sek geöffnet bzw. geschlossen werden. Sie kann bei Winddrücken kleiner als 30 kg/m^2 eingeschaltet werden. Die kleinere Geschwindigkeit wird bei Winddruck von 30 bis 50 kg/m^2 eingeschaltet und entspricht einer Klappzeit von 70 sek.

Das erste Vorgelege hinter dem Motor, das mit großer Geschwindigkeit läuft, ist in einem vollkommen geschlossenen, gußeisernen, mit Öl gefüllten Gehäuse eingebaut und besitzt Pfeilverzahnung. Alle Zahnräder

sind aus Stahlguß hergestellt und haben geschnittene Zähne. Die Wellenlager haben Rotgußbuchsen und Fettschmierung durch Staufferbuchsen.

Zwischen dem Motor und dem ersten Vorgelege ist eine elastische Lederscheibenkupplung eingeschaltet. Ihre eine Hälfte ist als Bremscheibe ausgebildet für die elektrisch betätigte Backenbremse. Diese ist — wie auch der ganze Antrieb — bemessen zum Halten der Brücke in jeder Stellung gegen 150 kg/m^2 Winddruck und zum Bremsen der Brücke bei 50 kg/m^2 Winddruck.

Die Brücke kann in jeder Stellung durch Einlegen einer Notverriegelung festgelegt und dann geschmiert und instandgesetzt werden. Diese Notverriegelung besteht je Brückenseite aus einem Haken H (s. Abb. 12), der in den Triebstock der Kurbelscheibe eingreift. Er wird durch eine kleine Handwinde ein- und ausgeklinkt. Diese Verriegelung ist elektrisch so blockiert, daß bei eingelegtem Haken der Motorstrom unterbrochen ist.

Zum Notbetrieb bei Ausbleiben des Stromes kann ein Handantrieb benutzt werden. Er wird von der Fahrbahn aus bedient. Eine auskuppelbare senkrechte Welle ist zu dem Zweck durch die Kellerdecke hindurchgeführt. Mittels eines auf das freie Wellenende gesteckten Tummelbaumes dauert das Öffnen und Schließen bei 30 kg/m^2 Wind mit 4 Mann und bei 50 kg/m^2 Wind mit 6 Mann rechnerisch 2 Stunden. Die Bremse ist bei Bedienung des Handantriebes zu lüften. Sie kann aber im Notfalle durch Bedienung eines Fußtrittes von der Fahrbahn aus zum Einfallen gebracht werden.

Damit beim Absenken der Brücke diese zuverlässig ihr Auflager am langen Arm trifft und damit Entgleisungen der Straßenbahn durch ungenaues Voreinanderliegen der Schienenenden vermieden werden, wird das Brückenende kurz vor dem Aufsetzen durch einen am Widerlager befestigten Sporn in waagerechter Richtung zentriert. Für genaues Aufsetzen sorgt die Totlage der Schubstangen. Vorsorglich sind aber doch noch zwei Luftpuffer angebracht. Lediglich zur Vermeidung von Störungen durch Hochgehen der Brücke bei unvorhergesehenen Zwischenfällen sind am langen Arm zwei Riegel angebracht. Diese sind zwischen den zwei letzten Endquerträgern gelagert und werden mittels Spindeln in je ein am anschließenden Widerlager befestigtes Riegellager geschoben. Dadurch wird das Klappenende unverschieblich mit dem Widerlager verbunden.

Die beiden Riegel werden gemeinsam von einem unter der Brückenhahn angebrachten Triebwerk bewegt. Beim Ausfallen des elektri-



Abb. 14. Vergleichsdiagramme für Kurbel- und Zahnstangenantrieb.

schen Stromes dient ein Handantrieb als Ersatz. Er wird durch einen Tummelbaum betätigt, der durch die Fahrbahndecke hindurch auf den Antrieb einwirkt. Zu seiner Bedienung sind 2 Mann erforderlich. Die Bewegung dauert bei elektrischem Antrieb 15 sek und bei Handantrieb 5 min. Bei elektrischem Antrieb dauert ein Bewegungsspiel bei langsamem (schnellem) Gang:

Ertönen des Glockensignals	10	sek
Schließen der Schranken	10	"
Entriegeln	15	"
Öffnen der Brücke	70 (45)	"
Schließen der Brücke	70 (45)	"
Verriegeln	15	"
Öffnen der Schranken	10	"
Für Schalten	30	"
230 (200) sek		
= rd. 4 (3½) min.		

Der Stromverbrauch für ein Bewegungsspiel beträgt:

bei Windstille	0,6 kWh
bei 25 kg/m^2 Wind	1,2 "
bei 50 kg/m^2 Wind	2,0 "

c) Westliches Widerlager.

Auf dem Westufer mußte der in den Hafen vorgeschobene Brückenpfeiler Pf (s. Abb. 3 u. 15) mitsamt seiner Pfahlgründung, der Spundwandeneinfassung und dem Gewölbemauerwerk beseitigt werden. Das hinter der neuen Uferflucht stehende alte Landwiderlager aus Ziegelmauerwerk auf tiefliegendem Pfahlrost konnte dagegen bestehen bleiben.

Das vorgebaute neue Widerlager ist von dem bestehen gebliebenen alten durch eine Fuge (s. Abb. 15, Schnitt A—B) mit Bleiplattendichtung getrennt, so daß das alte und das neue Mauerwerk sich jedes für sich bewegen können. Das alte Mauerwerk ersetzt die sonst erforderlich gewesene hintere Spundwand und ist auch als solche in den Stand sicherheitsnachweis eingeführt.

Um die Kosten für eine Baugrubeneinfassung und für eine Grundwassersenkung zu ersparen, wie sie auf der Ostseite erforderlich waren (s. nachstehend), ist auf der Westseite der Pfeilerabbruch unter Wasser ausgeführt und die Unterkante des neuen Mauerwerks unmittelbar oberhalb des Hochwasserspiegels angeordnet worden. Die neue Mauerwerkunterkante zur Kostenersparnis noch höher zu legen, wäre unzweckmäßig gewesen, weil das stehengebliebene alte Mauerwerk in seinem oberen Teil durch die Witterung zermürbt und in seinem Fugenverband gelockert ist. Die Herabführung der neuen Mauerwerkunterkante bis nahe auf den Wasserspiegel gab die Gewähr, daß das alte Widerlager sich in statisch einwandfreier Weise nur mit gesundem, tragfähigem Mauerwerk gegen den neuen Beton lehnt und daher die ihm zugedachte Aufgabe als hintere Spundwand einwandfrei erfüllt.

Da die Pfahlköpfe bis über den Wasserspiegel hinausragen und somit über der Fäulnisgrenze liegen, sind Eisenbetonpfähle gerammt. Um bei niedrigen Wasserständen ein Unterhaken von Schiffen unter das Mauerwerk und Beschädigung der Pfähle durch Gegenfahren von Schiffen zu vermeiden, sind senkrechte eichene Schutzhölzer angeordnet, die bis auf den Wasserspiegel hinabreichen. Um durch diese Hölzer nicht zuviel an Durchfahrtsbreite zu verlieren und im Interesse der Haltbarkeit sind sie in das Mauerwerk versenkt. Sie werden durch leicht zu erneuernde Kiefernbohlen gegen Abnutzung geschützt.

Zum Schutze der Widerlager ist an den vier Ecken in geeignetem Abstand von ihnen je ein fünfpfähliger Dalben aus 14 m langen, getränkten Kiefernspfählen von 45 cm Durchm. errichtet.

8. Notbrücke.

Da die neue Brücke an derselben Stelle steht wie die alte, wurden bei der Entwurfsbearbeitung eingehende Untersuchungen darüber angestellt, in welchem Umfange und durch welche Maßnahmen der Straßenverkehr aufrechterhalten werden sollte. Es wurde zunächst ein Entwurf aufgestellt zu einer Notklappbrücke für Fahrverkehr. Obgleich sie nur für Lastkraftwagen bis zu 6 t Gesamtgewicht vorgesehen wurde, und obgleich ferner der Straßenbahnverkehr durch Umsteigen aufrechterhalten werden sollte, kostete sie anschlagnmäßig über 60 000 RM.



Abb. 17. Notbrücke für Gehverkehr.

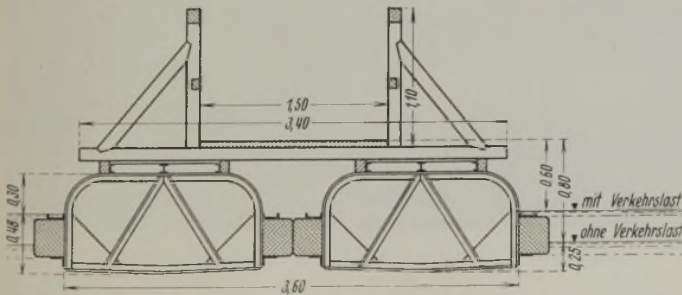


Abb. 18. Querschnitt durch die Notbrücke in Abb. 17.

Wegen dieser unverhältnismäßig hohen Kosten mußte auf die Aufrechterhaltung des Fahrverkehrs, auch in beschränktem Umfange, verzichtet werden. Er ist über die kurz vorher fertiggestellte Auto-Umgehungsstraße umgeleitet worden, ohne daß sich dadurch nennenswerte Verkehrsschwierigkeiten ergeben haben. Auch der Straßenbahnverkehr wurde mittels Omnibusumsteigeverkehr über diesen Straßenzug geleitet. Für den Gehverkehr wurde eine ausfahrbare Pontonbrücke südlich neben der Baustelle eingerichtet (s. Abb. 17 u. 18), wie sie bei Unterhaltungsarbeiten

an der alten Brücke bereits mehrfach mit Erfolg verwendet war. Nur wurde sie ihrer größeren Bedeutung entsprechend kräftiger ausgebildet als bei den früheren Unterhaltungsarbeiten. Um sie möglichst kippsticher zu machen, wurden zwei vorhandene altbrauchbare Pontons (außer Dienst gestellte Absperrpontons für den früheren alten Petroleumhafen) nebeneinander gelegt und fest miteinander verbunden. Dieser 25 m lange Brückenponton wurde beim Ein- und Ausfahren durch zwei Mann an Zugleinen, die an Land festgemacht waren, hin- und herbewegt.

9. Bauarbeiten.

a) Östliches Widerlager.

Der eiserne Überbau und die Maschinenanlagen wurden auf Abbruch an einen Unternehmer verkauft. Von diesem wurden sie mit autogenen Schweißbrennern in leicht beförderbare Stücke zerschnitten und dann in Schuten verladen. Das Mauerwerk wurde bis zum Wasserspiegel hinab mit Luftdruckhämmern zerkleinert.

Die weiteren Abbrucharbeiten wurden in mittels Grundwassersenkung trockengelegter Baugrube ausgeführt. Als Baugrubeneinfassung gegen das Hafenwasser diente eine eiserne Spundwand. Sie steckte nur einige Meter im weichen Untergrunde (Klei, Moor und Sand) und stand im übrigen im freien Wasser. Da demnach die eine Schloßreibung begünstigenden Umstände, wie Eindringen von Sand in die Schösser, Klemmen der Bohlen in der Wand und Verbiegen beim Rammen, nur in geringem Umfange vorhanden waren, konnte nur eine geringe Schloßreibung erwartet werden. Um trotz der geringen Schloßreibung und der geringen Rammtiefe und trotz Fehlens stärkerer Holme und Gurte mit Sicherheit mit dem vollen Widerstandsmoment entsprechend der vollen Wellenhöhe der Wand rechnen zu können, wurden Hoesch-Bohlen⁴⁾ gewählt.

Für die Trockenlegung der Baugrube standen die nach Ausweis der Akten des Wasserbauamts Harburg-Wilhelmsburg in den Jahren 1890/91 beim Bau der alten Brücke mit der Wasserhaltung gemachten Erfahrungen zur Verfügung. Die Baugruben wurden damals mit je einer Holzspundwand eingefäßt und die Hafensohle ringsum in 4 bis 5 m Breite mit einer 1,5 bis 2 m hohen Kleischicht abgedichtet. Durch diese Kleidecke verringerte sich der Wasserandrang von unten her so stark, daß die Baugrube mit einer Kreiselpumpe von 20 cm Durchm. leergespumpt werden und der Bau, wenn auch mit gewissen Wasserschwierigkeiten, ordnungsgemäß durchgeführt werden konnte.

Im vorliegenden Falle war wegen der Auflockerung der Baugruben-



Abb. 19. Absteyfung der Baugrube.

sohle durch das Ziehen der alten Pfähle und die damit verbundene Herstellung von Löchern in den wasserundurchlässigen Schichten des Untergrundes ein stärkerer Wasserandrang zu erwarten. Es wurde daher zur Vermeidung von Schwierigkeiten bei der Bauausführung von vornherein eine neuzeitliche Grundwassersenkungsanlage eingebaut. Das Grundwasser mußte von + 1,25 m NN bis - 3,00 m NN, also um 4,25 m abgesenkt werden. Es wurde eine Pumpenstaffel auf + 1,80 m NN mit vier Filterrohrbrunnen ausgeführt. Die Pumpanlage bestand aus einer Betriebs- und einer Reservekreiselpumpe, beide mit 200 mm Durchm. Anschlußstutzen und mit 22-kW-Drehstrommotor.

Die größte geförderte Grundwassermenge betrug 50 l/sek. Das Ziel, die Baugrubensohle trocken zu legen, wurde nicht ganz erreicht. Es zeigten sich in der Baugrubensohle verschiedene Sand und Wasser werfende Quellen. Diese verschwanden auch nicht ganz, nachdem die Brunnenzahl auf sechs Stück erhöht worden war ($Q = 65$ l/sek). Auf eine weitere Verstärkung der Grundwassersenkung wurde aber zur Kostenersparnis verzichtet, da das Ziel, den Pfahlrost im Trockenen zu beseitigen, auch so ohne wesentliche Erschwernis dadurch erreicht wurde, daß das Quellwasser durch eine vorhandene Oberflächenpumpe in unschädlicher Weise mit beseitigt wurde.

⁴⁾ S. u. a. Beton-Kalender 1932, II, S. 33, Abb. 5.

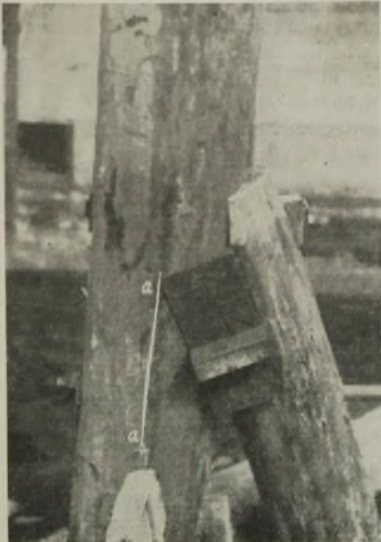


Abb. 22. Beschädigter Ankerbock, a-a = Riß im Pfahl.



Abb. 23. Ziehen der alten Rostpfähle mittels Dampfhammer und Flaschenzug.

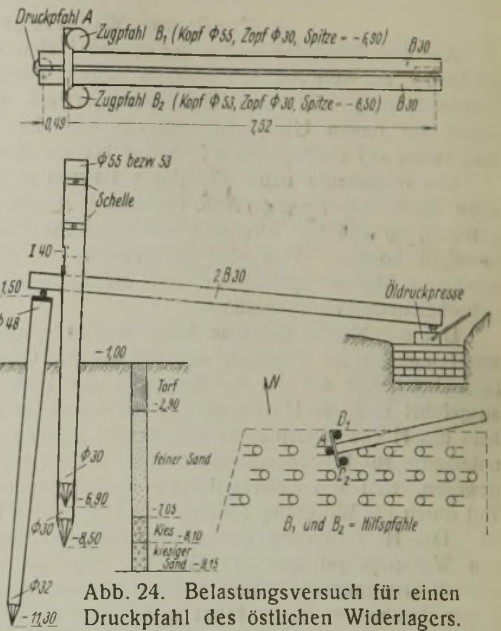


Abb. 24. Belastungsversuch für einen Druckpfahl des östlichen Widerlagers.

Die Hoesch-Spundwand erwies sich beim erstmaligen Leerpumpen als verhältnismäßig undicht. Es gelang daher anfangs nicht, mit dem angesetzten Pumpendampfer das Wasser abzupumpen. Daraufhin wurde die Baugrubenabsteifung etwas gelockert, so daß durch den äußeren Wasserüberdruck ein erhöhtes Klemmen an den Spundwandschlössern eintrat. Ferner wurden die Schlösser von außen her mit einem Gemisch von Sagemehl und Kohlenasche gedichtet. Nach diesen Vorbereitungen und nach Einsatz stärkerer Pumpen konnte die Baugrube in einigen Stunden leergepumpt werden. Nachdem der äußere Überdruck auf einige Dezimeter gestiegen war, verschwand die anfängliche Undichtigkeit der Wand. Von diesem Zeitpunkte an hat sie gut dicht gehalten.

Die Spundwand wurde zunächst vorläufig gegen das Mauerwerk des alten Widerlagers abgestützt. Nach Abbruch des Mauerwerks wurden diese vorläufigen Steifen durch eine über die ganze Baugrubenbreite reichende Lage von sieben Stück je 45 cm dicken Rundstreifen ersetzt (s. Abb. 19). Diese Steifen wirken wegen der trapezförmigen Gestalt der Baugrube schräg auf die wasserseitige Spundwand CD (s. Abb. 20). Durch die Kraftkomponenten p_1 bis p_7 (in Wandrichtung) wurde die nur geringe Schloßreibung zwischen den einzelnen Bohlen überwunden, so daß sich der Kopf der Wand in der Krafrichtung CD um 18 cm verschob.

Einen weiteren Beweis für die geringe Schloßreibung lieferte das Ausziehen der Bohlen nach beendeter Bauausführung. Es wurde beim Ziehen jede zweite Bohle angefaßt in der Annahme, daß infolge der Schloßreibung die vorhergehende, einseitig freistehende Nachbarbohle mit hochkommen würde. Bei einer Reihe von Bohlen trat dieser Fall aber nicht ein, ein Beweis, daß die Schloßreibung geringer war als die Endreibung der steckenbleibenden Einzelbohle.

Beim Ziehen der Bohlen löste sich der Boden auf der hohlen Bohlenseite nicht von der Bohle, sondern haftete im Wellental und wurde mit hochgezogen. Für die Tragfähigkeit der Wand war also hier nicht der volle im Boden stekende Bohlenumfang entsprechend den gestrichelten Linien in Abb. 21 A, sondern nur der geringere Umfang entsprechend den gestrichelten Linien in Abb. 21 B maßgebend.

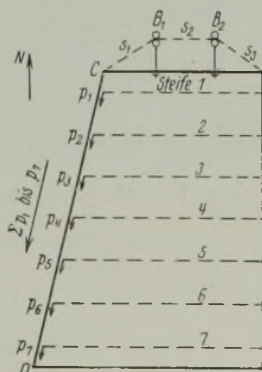


Abb. 20. Baugrubenabsteifung.

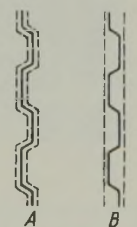


Abb. 21. Senkrechte Tragfähigkeit der Spundwand.

zogenen Pfähle waren durchweg gesund und gut erhalten. Die Pfahlköpfe hatten sich in die Holme deutlich wahrnehmbar eingedrückt.

Die bis zu 13,5 m langen kiefernen Gründungspfähle für das neue Widerlager wurden mit einem 3 t schweren Dampfhammer bei 1 m Fallhöhe geschlagen. Die ersten Pfähle zogen in den letzten Hitzten zu je zehn Schlägen noch etwa 20 cm. Um ihre Tragfähigkeit nachzuprüfen, wurde ein Belastungsversuch vorgenommen (Abb. 24). Zu dem Zweck wurden zwei besondere Zugpfähle geschlagen, die nach beendetem Versuch wieder gezogen wurden. Die Kraft wurde durch eine 15-t-Öldruckpresse ausgeübt und durch einen 8 m langen Hebel auf zwei Stück B130 übertragen. Der Versuch wurde nach beendeter Rammung sämtlicher benachbarter Pfähle des Rostes durchgeführt, nachdem also die volle Bodenverdichtung vorhanden war. Der Druck auf den Pfahl konnte bis 116 t gesteigert und in dieser Höhe $\frac{1}{4}$ Stunde gehalten werden. Danach mußte der Versuch abgebrochen werden, da die Zugpfähle sich aus dem Boden lösten. Der Pfahlkopf senkte sich unter der Höchstlast um 1,3 mm und ging nach Entlastung auf das alte Maß zurück. Die Laststeigerung mußte, um die Bauarbeiten für das Widerlager nicht zu behindern, rascher durchgeführt werden, als an sich mit Rücksicht auf die Zuverlässigkeit des Versuchsergebnisses erwünscht war. Die Versuchsdauer betrug nur etwa eine Stunde. Obgleich der Versuch vorzeitig abgebrochen werden mußte, so hat er doch bewiesen, daß auch bei den ersten Druckpfählen, die reichlich zogen beim Rammen, bei 50 t zugelassener Belastung noch mehr als zweifache Sicherheit vorhanden ist.



Abb. 25. Sprengung des Unterwassermauerwerks.

Die nördliche Querwand der Spundwand wurde von außen her an zwei Pfahlböcken (s. B_1 und B_2 in Abb. 20) verankert. Diese spleißten jedoch über dem Druckstück infolge der Biegungsbeanspruchung des Druckpfahles (s. Riß a-a in Abb. 22) auf. Zu ihrer Entlastung wurde danach ein Sprengwerk eingebaut (s. $s_1 - s_2 - s_3$ in Abb. 20).

Die Pfähle des alten Rostes wurden mit einem kräftigen Flaschenzug gezogen. Dieser war an einem leicht umstellbaren Pfahlbock aufgehängt und wurde durch eine Dampfhammer angetrieben.

Da die Grundwassersenkung nicht ausreichte, um die Pfahlköpfe trocken zu legen, wurden sie mit einer Spülvorrichtung von dem sie umgebenden Erdboden freigelegt. Danach ging das Anschlagen der Zugkette und das Ziehen ohne Schwierigkeit vor sich (Abb. 23). Die ge-

Nachdem die ersten Pfähle des Widerlagerrostes geschlagen worden waren, machte sich bei den folgenden sehr bald die zunehmende Bodenverdichtung durch die eingerammten Pfähle bemerkbar. Mit Rücksicht auf eine etwaige spätere Vertiefung des Hafens war als Mindestrammtiefe $-8,50$ m NN festgesetzt. Als Mindestzugmaß wurden für den 3-t-Bären und 1 m Fallhöhe 6 bis 7 cm für jede der letzten drei Hitzten zu je zehn Schlägen zugrunde gelegt. Bei einigen der letzten Pfähle, die bei diesem Zugmaß noch nicht die Solltiefe $-8,50$ m NN erreicht hatten, wurde die Rammung durch Spülen mit Druckwasser unterstützt.

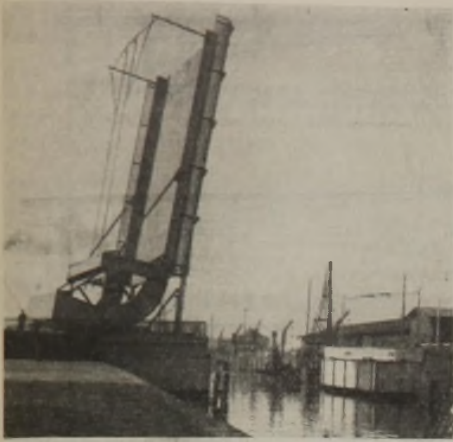


Abb. 26. Aufgeklappte Brücke. Blick auf die Fahrbahn.

b) Westliches Widerlager.

Für das westliche Widerlager ging der Mauerwerkabbruch über Wasser genau so vor sich wie auf der Ostseite. Das Unterwassermauerwerk des Pfeilers wurde gesprengt. Zu dem Zweck wurden 8 Stück 2,50 m tiefe senkrechte Bohrlocher mit je 1000 g Ammongelatine besetzt und gleichzeitig elektrisch gezündet (s. Abb. 25). Die Mauerwerkbrocken wurden durch einen Schwimgreifer an Land bzw. in Schuten gehoben. Einige zu große Brocken, die der Greifer

ruhende Bärgewicht ohne zu rammen unter starkem Spülen in den Boden gedrückt. Es gelang so, die Pfahlspitzen bis — 7,50 m NN einzutreiben. In dieser Tiefe machten sie vor einer Kies-schicht halt.

c) Eiserner Überbau.

Die Brücke wurde, um die Schifffahrt nicht zu behindern, in hochgeklapptem Zustande montiert. Die bis zu 10 t schweren Eisenteile wurden zu Schiff angeliefert und durch einen hinter dem östlichen Widerlager stehenden Auslegerkran angehoben. Brücke und Gegengewicht wurden gleichzeitig montiert, so daß beide stets im Gleichgewicht waren.

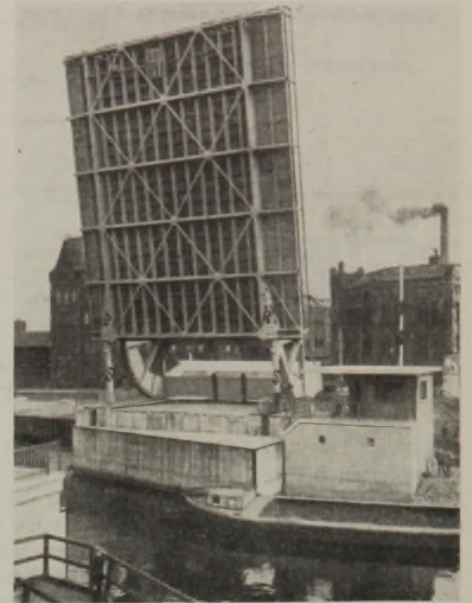


Abb. 27. Aufgeklappte Brücke. Blick unter die Fahrbahn.

nicht über Wasser heben konnte, wurden durch kleinere Unterwasserladungen gesprengt.

Die Pfähle und Spundbohlen des Unterwasserpfahlrostes wurden durch den Pfahlzieher des Schwimgreiflers beseitigt. Um das Anschlagen der Zugtrossen durch den Taucher zu erleichtern und um ein Abreißen der Hölzer und damit Schwierigkeiten beim späteren Rammen der Eisenbetonpfähle zu vermeiden, wurden sie mit Druckwasser freigespült.

Da etwa die Hälfte der Pfähle bei Herstellung der Brücke beim Rammen abgestaucht worden waren, blieb eine Anzahl Pfahlspitzen im Boden stecken. Auf ihre Beseitigung mußte, um die benachbarte Kaimauer nicht unnötig zu gefährden, verzichtet werden. Erschwernisse bei Rammung der Eisenbetonpfähle sind durch diese Bodenhindernisse nicht aufgetreten.

Die Eisenbetonzugpfähle haben 40/40 cm Querschnitt und sind bei 14 m Länge je 5 t schwer. Sie konnten nicht vom Gerüst aus geschlagen werden, da dieses zu weit in die Schiffsdurchfahrt hineingeragt und die Schifffahrt unmöglich gemacht hätte. Sie mußten daher von einer Schwimramme mit 1,8 t schwerem Fallbären eingebracht werden. Dabei wurde eine kräftige, schwimmende Spülvorrichtung (Dieselmotor von 50 PS mit 2zölligen Gummisspülschläuchen und 8 at Betriebsdruck) zu Hilfe genommen. Obgleich mit größter Vorsicht gerammt wurde — nur insgesamt zehn Schläge je Pfahl bei 1 m Fallhöhe —, erhielten die ersten Pfähle Risse. Der Grund ist offenbar darin zu sehen, daß die Pfahlköpfe durch die Rammhaube fest mit der Ramme verbunden sind und durch das Schaukeln der Ramme beim Schlagen Biegebeanspruchungen der Pfähle auftreten, denen diese nicht gewachsen sind. Um Abhilfe zu schaffen, wurden die weiteren Zugpfähle durch ihr Eigengewicht und das

10. Kosten.

Die Brücke ist auf Veranlassung und im Auftrage des Preussischen Ministeriums für Wirtschaft und Arbeit vom Preussischen Wasserbauamt Harburg-Wilhelmsburg entworfen und gebaut worden. Sie hat einschließlich Abbruch der alten Brücke und einschließlich der Rampen rd. 450 000 RM gekostet. Die Geldmittel wurden nach dem Sofortprogramm der Reichsregierung als Darlehn der Deutschen Gesellschaft für öffentliche Arbeiten (Öffa) bereitgestellt. Kostenpflichtig war für die Brücke die Preussische Wasserbauverwaltung und für die Ostrampe die Stadt Harburg-Wilhelmsburg als Wegeunterhaltungspflichtige.

11. Bauprogramm.

Mit den Bauarbeiten — Abbruch der alten Brücke — wurde am 6. Juni 1933 begonnen. Die neue Brücke wurde am 26. März 1934 nach $\frac{3}{4}$ jähriger Bauzeit dem Verkehr übergeben.

Die Tiefbauarbeiten wurden durch die Tiefbauunternehmung Aug. Prien in Harburg-Wilhelmsburg, Lieferung und Aufstellung der Brücke und ihre maschinelle Einrichtung durch die MAN, Werk Gustavsburg, mit den Siemens-Schuckert Werken, Niederlassung Hamburg, als Unterunternehmerin für die elektrische Einrichtung, ausgeführt.

Kritische Betrachtungen über die Sicherheit weitgespannter Massivbogen anhand durchgerechneter Beispiele.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Fr. Dischinger, ord. Prof. an der Technischen Hochschule Berlin.

Wie in Bautechn. 1934, Heft 12, S. 130 näher ausgeführt, besitzt Deutschland durch den Bau der neuen Moselbrücke, der Adolf-Hitler-Brücke, m. W. die kühnste massive Bogenbrücke der Welt. Ich möchte hier kurz auf die Frage eingehen, ob damit eine Grenze der Kühnheit gegeben ist oder ob es wohl möglich sein wird, auch Brücken mit noch wesentlich größerem Krümmungshalbmesser zu bauen.

In Größe und Spannweite wird ja die Moselbrücke durch eine Anzahl weitgespannter Brücken übertroffen, und ich habe auch auf S. 132 auf den

im zweiten Wettbewerb von der Dyckerhoff & Widmann AG eingereichten Entwurf einer Brücke mit zwei Öffnungen von 171,50 m Spannweite hingewiesen, der untenstehend in Abb. 1 dargestellt ist. Die Fahrbahn der 18 m breiten Brücke wird getragen durch zwei I-förmige Bogen von 1,9 m Breite bei einer Scheiteldicke von 3 m und einer Kämpferdicke von 4 m. Die lichte Weite zwischen den Pfeilern beträgt 167,5 m bei einem Pfeil von 27,9 m. Trotz der großen Spannweite ergab sich infolge des günstigen Pfeiles nur ein Gewölbeschub von $H_g = 2842$ t und $H_{g+p} = 4554$ t,

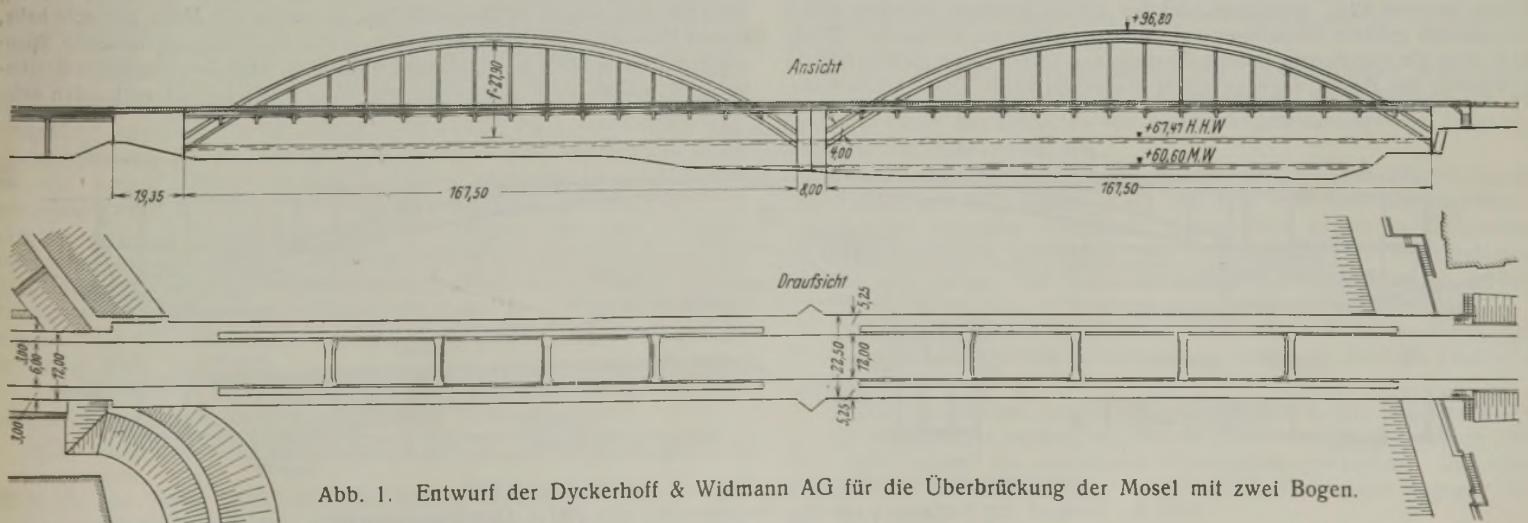


Abb. 1. Entwurf der Dyckerhoff & Widmann AG für die Überbrückung der Mosel mit zwei Bogen.

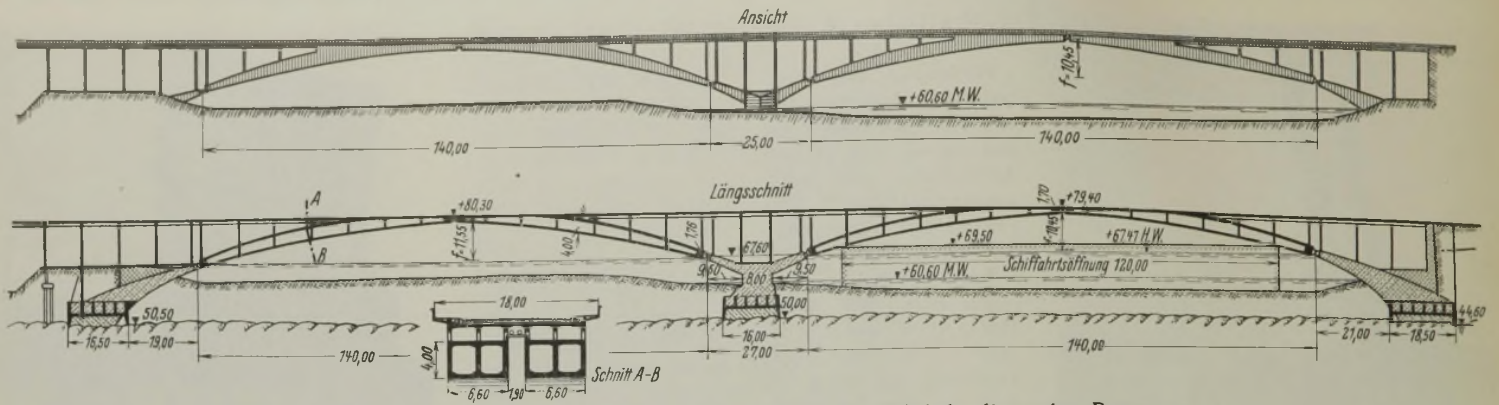


Abb. 2. Entwurf des Verfassers mit zwei unter der Fahrbahn liegenden Bogen.

gegenüber einem $H_{g+p} = 11\,235\text{ t}$ bei dem großen rechten Bogen der ausgeführten Brücke. Zur Ausschaltung der zusätzlichen Spannungen aus Schwinden und Bogenzusammendrückung sollte vorerst der Bogen behelfmäßig als Dreigelenkbogen mit vorgesetzten Kämpfergelenken ausgeführt werden. Die Kämpfergelenke wurden annähernd an den Wendepunkten des eingespannten Bogens angeordnet, um zu verhindern, daß nach Schließen der Gelenke an diesen geschwächten Punkten wesentliche Spannungen auftreten können. Zugleich wurden die Gelenke auch etwas exzentrisch zur Bogenachse angeordnet, wodurch die endgültigen Biegemomente so beeinflusst wurden, daß sich annähernd gleiche Randspannungen ergeben. Dieser Entwurf mit zwei Öffnungen war in architektonischer Beziehung wegen seiner die Fahrbahn durchschneidenden Bogen gegenüber den Lösungen mit drei unter der Fahrbahn liegenden Gewölben nicht gleichwertig; er war außerdem um etwa 300 000 RM teurer als diese Entwürfe und mußte deshalb ausscheiden, obgleich er in schiffahrtstechnischer Beziehung durch Überbrückung des Stromes in einer Öffnung großen Vorteil bot.

Im Laufe der Bauausführung bin ich mir dann aber klar geworden, daß es sehr wohl möglich gewesen wäre, auf der Grundlage der Bedingungen des zweiten Wettbewerbs (vgl. S. 131) auch mit zwei unter der Fahrbahn liegenden Gewölben den Fluß und das Vorland jeweils mit einem Bogen zu überspannen, bei nur ganz geringen Mehrkosten gegenüber der tatsächlichen Ausführung. Dieser Entwurf ist oben in Abb. 2 dargestellt. Jedes Gewölbe hat eine Gelenkspannweite von 140 m mit weit vorkragenden Halsen, so daß sich lichte Öffnungen von etwa 160 m ergeben. Die in den Ausschreibungsbedingungen festgelegten zulässigen Rampensteigungen 1:35 sind eingehalten. Damit ergab sich der Stich des rechten Gewölbes zu 10,65 m und der des linken Gewölbes zu 11,55 m. Die Formgrößen und Gewölbeschübe betragen:

	Rechter Bogen	Linker Bogen	Ausgeführter Bogen der rechten Öffnung
Gelenkspannweite . . .	140	140	107
Pfeilhöhe	10,65	11,55	8,12
$l : f$	13,18	12,12	13,18
Krümmungshalbmesser	230	212	176,3
Kühnheitszahl	1840	1698	1410
H_g	13 600	12 000	9 380
H_{g+p}	16 010	14 220	11 235

In der letzten Spalte sind zum Vergleich die entsprechenden Werte des großen rechten Bogens der ausgeführten Brücke angeführt. Trotz der erheblich größeren Spannweite und des größeren Krümmungshalbmessers ist der Schub nur um 42% gestiegen. Infolge dieses größeren Schubes waren naturgemäß größere Widerlager und Pfeilergrundflächen notwendig. Trotzdem wäre die Fundierung infolge Wegfalls des teuren Strompfeilers billiger geworden, die Bogen dagegen etwas teurer, da beide Gewölbe als Hohl-

gewölbe ausgeführt werden müßten. Die Aufbauten bestehen aus massiven, in einer Entfernung von 10 m angeordneten Querwänden, auf denen die Fahrbahnträger gelagert sind. Damit ist ein harmonischer Übergang zur Rampebrücke auf dem Lützeler Vorlande geschaffen, die ebenfalls auf einzelnen Tragwänden gelagert ist. Trotz des größeren Schubes gegenüber der ausgeführten Brücke war es möglich, mit einer Höchstspannung von 90 kg/cm² auszukommen bei einer Längsbewehrung von etwa 1%. Die zulässigen Pressungen unter den Widerlagern konnten nicht voll ausgenutzt werden.

Mit diesem Krümmungshalbmesser von 230 m bzw. der Kühnheitszahl von 1840 m ist annähernd die Grenze für weitgespannte Brücken gegeben, wenn man mit 90 kg/cm² auskommen will. Bei kühneren Brücken muß entweder die Bewehrung wesentlich erhöht werden, worunter aber die Wirtschaftlichkeit leidet, oder es muß von der Vorbemerkung der DIN 1075 Gebrauch gemacht werden, wonach bei außerordentlichen Brückenbauwerken auch über die Bestimmungen der DIN 1075 hinausgegangen werden darf. Ich möchte nun nachstehend den Beweis führen, daß auch bei wesentlich höheren Beanspruchungen als 90 kg/cm² unter Voraussetzung der durch die Gleichung $\sigma_{bzul} \leq \frac{W_{b28}}{3} \leq \frac{K_{b90}}{3}$ gewährleisteten allgemeinen Sicherheit keineswegs die Sicherheit eines Bauwerks leidet, sondern daß sie im Gegenteil zunimmt.

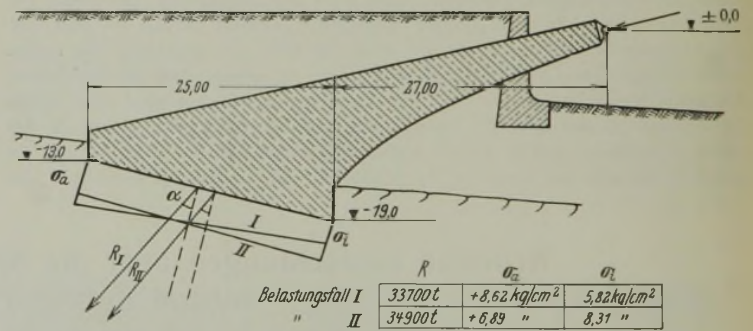


Abb. 4. Die Kräfte und Pressungen in der Bodenlage.

Für die Zulassung höherer Beanspruchungen bei weitgespannten Brücken hat sich auch der Vorkämpfer des französischen weitgespannten Brückenbaues Freyssinet stark eingesetzt. Hat doch Freyssinet anlässlich des 1. Internationalen Kongresses für Beton und Eisenbeton, Lüttich 1930, den Entwurf einer 1000 m weit gespannten Brücke bei einer Höchstspannung von 280 kg/cm² veröffentlicht. Dieser Entwurf wurde in Fachkreisen vielfach als phantastisch und unausführbar angesehen. Dieser Beurteilung kann ich mich jedoch nicht anschließen, da ich mir die Mühe gemacht habe, diesen Entwurf selbst nachzurechnen, wenn auch die zugelassenen Spannungen als sehr hoch zu bezeichnen sind; denn nach den deutschen Bestimmungen müßte dann wenigstens ein $W_{b28} = 840\text{ kg/cm}^2$ vorhanden sein,

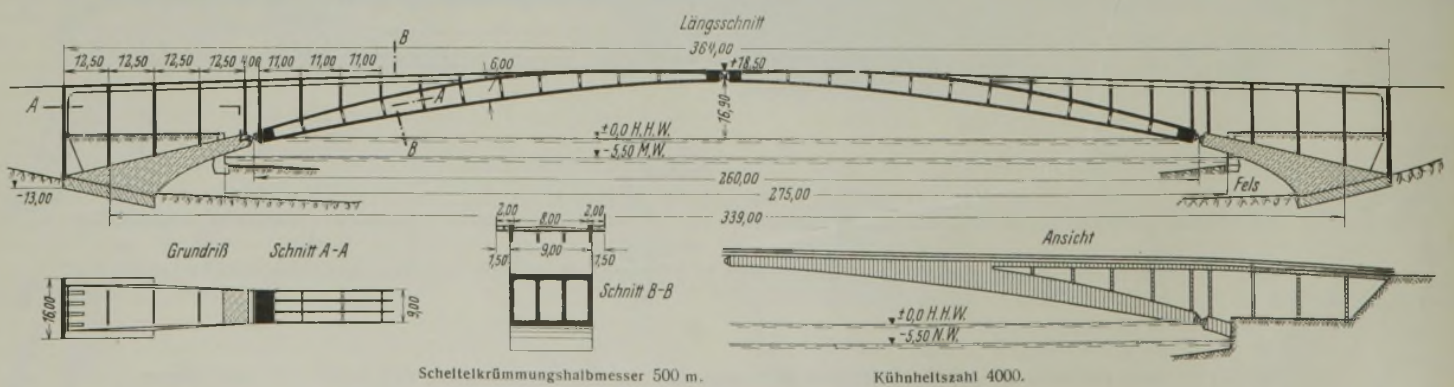


Abb. 3. Entwurf des Verfassers für eine Bogenbrücke mit 260 m Gelenkspannweite.

ein Wert, der nur mit Spezialzementen, nicht aber mit hochwertigen Zementen erreichbar ist. Wohl aber lassen sich Festigkeiten von $W_{b28} = 450$ bis 600 kg/cm^2 ohne weiteres erreichen, und damit ergibt sich eine zulässige Spannung von 150 kg/cm^2 . Unter Zugrundelegung dieser Spannung habe ich gemäß Abb. 3 einen Bogen mit 260 m Gelenkspannweite durchgerechnet. Die Pfeilhöhe beträgt nur $16,9 \text{ m}$, der Krümmungshalbmesser ergibt sich demnach zu $R = \frac{260^2}{8 \cdot 16,9} = 500 \text{ m}$ bzw. die Kühnheitszahl zu $K = 4000$, also fast dreimal höher wie beim rechten Bogen von Koblenz. Der Gewölbeschub ergab sich zu $H_g = 23\,860 \text{ t}$ und $H_{g+p} = 26\,780 \text{ t}$. Hierbei wurden die Belastungen einer Brücke 1. Klasse zugrunde gelegt. Auch die Fundamente habe ich genau durchgerechnet und für eine bei Fels nur geringe Höchstspannung von $6,62 \text{ kg/cm}^2$

- c) für den rechten Bogen der Moselbrücke Koblenz (Hohlquerschnitt), Bewehrung etwa 1% , $l = 107 \text{ m}$, $f = 8,12 \text{ m}$,
- d) für den vorstehend genannten Entwurf einer Brücke $l = 260 \text{ m}$ Spannweite, $f = 16,90 \text{ m}$, Bewehrung etwa $2,7\%$.

Die Gewölbe a und b werden zu Bruch gehen, sobald im Beton Haarrisse auftreten, weil die geringe Bewehrung die Zugkräfte nicht aufnehmen kann. Ich nehme für die Vergleichsrechnung an, daß unter Berücksichtigung der zusätzlichen Verformungsspannungen die Bogen a und b bei einer Betonzugspannung von 20 kg/cm^2 zu Bruch gehen. Beim Bogen c dagegen kann man eine Zugspannung von 40 kg/cm^2 und bei dem hochbewehrten Querschnitt d eine solche von 60 bis 80 kg/cm^2 als maßgebend betrachten. In der Tabelle ist gezeigt, bei welcher Verkehrslast voraussichtlich der Bruch eintritt:

Gewölbe	a		b		c		d		kg/cm ²
	$3 \cdot 55 = 165$		$3 \cdot 70 = 210$		$3 \cdot 90 = 270$		$3 \cdot 150 = 450$		
Randfaser	oben	unten	oben	unten	oben	unten	oben	unten	
Spannungen aus Eigengewicht	-20,80	-16,50	-44,54	-37,86	-64,18	-57,72	-124,5	-116,5	kg/cm ²
Spannungen aus Verkehr	-20,3	-25,20	-23,00	-29,70	-22,64	-29,10	-25,8	-34,4	"
Vier Kernpunktmomente	+19,30	+18,80	+20,20	+20,00	+12,85	+15,10	+15,7	+16,3	"
Spannungen bei $g+p$	-41,10 -1,50	-41,70 +2,30	-67,54 -24,34	-67,56 -17,86	-86,82 -51,33	-86,82 -42,62	-150,3 -108,8	-150,9 -100,2	"
Spannungen bei $g+2p$	-61,40 +17,80	-66,90 +21,10	-90,54 -4,14	-97,26 +2,14	-119,46 -38,48	-115,92 -27,52	-176,1 -93,1	-185,3 -83,9	"
Spannungen bei $g+3p$	Bruchzustand		-113,54 +16,06	-126,96 +22,14	-142,10 +25,63	-145,02 -12,42	-210,9 -77,4	-219,7 -67,6	"
Spannungen bei $g+6p$	Bruchzustand				-200,02 +12,92	-232,32 +32,88	-289,3 -30,3	-322,9 -18,7	"
Spannungen bei $g+10p$	Bruchzustand						-382,5 +32,5	-460,5 +46,5	"
	Bruchzustand								

bemessen, und zwar unter Berücksichtigung der ungünstigen Verhältnisse bei höchstem und niedrigstem Wasserstande. Der Bogen besitzt einen Hohlquerschnitt, der bei 9 m Gewölbbreite und 40 cm dicken Wandungen im Viertelpunkte 6 m hoch ist. Die Betonquerschnittfläche beträgt demnach $15,5 \text{ m}^2$, die Längsbewehrung 4200 cm^2 , entsprechend $2,7\%$. Mit Rücksicht auf die hohen zugelassenen Betonbeanspruchungen von 150 kg/cm^2 wurde nur mit einem Werte von $n = 10$ gerechnet. Um die dreifache Knicksicherheit gemäß DIN 1075 zu erhalten, war ein Wert des Elastizitätsmoduls von $E = 260\,000 \text{ kg/cm}^2$ notwendig. Dieser Wert von E liegt aber noch weit unter dem tatsächlichen Werte, der sich bei einer Betonfestigkeit von 450 kg/cm^2 nach der Gleichung $E = \frac{550\,000 K_b}{K_b + 150}$ zu $412\,000 \text{ kg/cm}^2$ ergeben würde. Durch DIN 1075 ist die Sicherheit von Straßenbrücken in Eisenbeton gekennzeichnet durch die Gleichung

$$(1) \quad \sigma_{bzul} \leq \frac{W_{b28}}{3} \leq \frac{K_{b90}}{3}$$

(bei Eisenbahnbrücken tritt dafür der Wert $\frac{W_{b28}}{3,5}$ und bei Stampfbetonbrücken $\frac{W_{b28}}{5}$). Nun kann nur die Verkehrslast im Laufe der Zeit größer werden, nicht aber das Eigengewicht. Obgleich eine Bogenbrücke einer gleichzeitigen Vermehrung des Eigengewichts und der Verkehrslast auf das Dreifache standhalten kann, ist sie oft nicht in der Lage, bei gleichbleibendem Eigengewicht die doppelte Verkehrslast aufnehmen zu können; denn die Vergrößerung der Eigengewichtsspannungen wirkt nur günstig, weil sie hohe Druckspannungen erzeugt, durch die die Biegungsspannungen überlagert und Zugspannungen verhindert werden. Vergrößert man aber nur die Verkehrslast allein, dann treten rasch Zugspannungen auf, die von den geringen Eiseneinlagen, insbesondere wenn nur die vorgeschriebene Mindestbewehrung eingelegt wird, nicht aufgenommen werden können. Es treten dann Risse auf, dadurch vermindert sich das wirksame Trägheitsmoment, und der Bogen geht rasch zu Bruch, auch schon deshalb, weil in diesem Stadium eine starke Verbiegung des Bogens eintritt, wodurch zusätzliche Biegemomente infolge der Exzentrizität der Eigengewichtstützlinie entstehen. Diese zusätzlichen Spannungen habe ich schon auf S. 554 (Heft 41) behandelt; sie beschleunigen in hohem Maße den Bruch.

Ich habe nun in der obenstehenden Tabelle die Spannungen von vier verschiedenen Gewölben in der Viertelfuge zusammengestellt

- a) für einen Bogen mit Vollquerschnitt und $0,1\%$ Bewehrung $l = 60 \text{ m}$, $f = 8 \text{ m}$,
- b) für den linken Bogen der Moselbrücke Koblenz mit $0,1\%$ Bewehrung (Vollquerschnitt) $l = 90 \text{ m}$, $f = 8,36 \text{ m}$,

Die Tabelle zeigt, daß der Bogen a nur eine zweifache, der Bogen b nur eine dreifache, dagegen der Hohlbogen c schon eine sechsfache und der mit 150 kg/cm^2 bemessene Hohlbogen d sogar eine zehnfache Verkehrslast aushält. Die Vollgewölbe a und b gehen zugrunde wegen mangelnder Zugfestigkeit. Bei dem Hohlbogen c (rechter Bogen der Moselbrücke) wird annähernd zu gleicher Zeit die Druck- und Zugfestigkeit überwunden, und nur bei dem gewaltigen Bogen d ist die Druckbeanspruchung in etwas höherem Maße als die Zugbeanspruchung maßgebend.

Je größer das Verhältnis der Eigengewichtsspannungen zur Verkehrslastspannung ist, um so größer ist die Sicherheit einer Brücke. Ich habe darauf auch schon im Abschnitt II 4 (Heft 41) hingewiesen. Es liegt also grundsätzlich im Interesse der Sicherheit von Brücken, daß einerseits die Höchstspannung möglichst groß gewählt wird und daß eine Begrenzung der Spannungen, wie sie heute in der DIN 1075 festgelegt ist, fällt. Wenn man aber eine Begrenzung in irgendeiner Form aufrechterhalten will, dann darf diese sich nicht nach den Spannweiten, sondern nach den Krümmungshalbmessern richten. Viel wichtiger als eine Begrenzung der Spannungen nach oben wäre eine Festlegung der Mindestdruckspannungen; denn nur durch eine Erhöhung der Mindestdruckspannungen kann man die Sicherheit einer Brücke vergrößern, wie aus der vorstehenden Tabelle ohne weiteres hervorgeht. Wir können also folgern:

1. Ein Gewölbe bietet um so mehr Sicherheit, je größer die zulässige Beanspruchung gewählt wird, natürlich immer unter der Voraussetzung, daß die allgemeine Sicherheit gemäß der Gl. (1) aufrecht erhalten wird.

2. Eine wesentliche Vergrößerung der Sicherheit ergibt sich, wenn man Mindestspannungen festlegt. Allgemein ist die Sicherheit um so größer, je größer das Verhältnis von Eigengewichtsspannungen zur Biegungsspannung aus Verkehrslast ist.

3. Ganz ähnliche Verhältnisse ergeben sich auch bei der Nachrechnung von Pfeilern und Widerlagern. Auch hier sind sehr große Schwankungen bezüglich der Sicherheit vorhanden. Insbesondere ist die Standsicherheit von Zwischenpfeilern gegenüber einer Vergrößerung der Verkehrslasten meistens sehr gering. Bei Widerlagern ist die Sicherheit um so größer, je mehr die Mittelachse in Richtung der Gewölbekurve verläuft.

Auch hier wäre eine Bestimmung erwünscht, z. B. in der Form, daß bei einer dreifach erhöhten Bodenpressung wenigstens noch die zweifache Verkehrslast aufgenommen werden kann.

4. Die Sicherheiten der verschiedenen Brücken, die auf Grundlage der DIN 1075 gebaut werden, schwanken stark. Viele Bogenbrücken sind noch nicht einmal der zweifachen Verkehrslast gewachsen. Die weitgespannte, in der Tabelle mit d bezeichnete Brücke besitzt dagegen eine zehnfache Sicherheit.

5. Bei sehr weit gespannten Brücken, bei denen hohe Prismenfestigkeiten verlangt werden und bei denen sich infolgedessen hohe Elastizitätsmoduln ergeben, sollte bei der Berechnung der Knicksicherheit ein höherer Wert als $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$ eingesetzt werden dürfen. Ich würde hierfür nachstehende Gleichung vorschlagen:

$$(2) \quad E = 210000 + \frac{1}{3} \left(\frac{550000 K_b}{K_b + 150} - 210000 \right).$$

Zum Schluß möchte ich noch kurz auf die Sicherheiten weitgespannter Balkenbrücken zu sprechen kommen. Je größer die Spannweite ist, um so mehr überwiegt die Eigengewichtslast gegenüber der Verkehrslast. Da sich aber das Eigengewicht nicht vergrößern kann, sondern nur die Verkehrslast, haben weitgespannte Eisenbetonbrücken eine wesentlich größere Sicherheit als solche mit kleinen Spannweiten. Man würde eine gleichmäßigere Sicherheit erhalten, wenn man verlangen würde, daß bei Ausnutzung der Streckgrenze des Eisens und der Prismenfestigkeit des Betons die Balkenbrücke der n -fachen Eigengewichts- und der m -fachen Verkehrslast gewachsen sein müßte, wobei die Zahl n nur etwa halb so groß wie m festzusetzen wäre. Eine derartige Regelung würde auch die wechselnden Spannungen, die für den Bruchzustand in höherem Grade maßgebend sind, besser berücksichtigen.

Ein derartiger Gegensatz besteht auch ganz allgemein zwischen Eisenbetonbalkenbrücken und eisernen Balkenbrücken. Eine weitgespannte Eisenbetonbalkenbrücke kann bis zum Bruch leicht eine doppelt so große Verkehrslast tragen als eine eiserne Brücke, weil der Sicherheitskoeffizient

sich auf Eigengewicht und Verkehr bezieht und bei Eisenbeton das Eigengewicht im Verhältnis zur Verkehrslast viel größer ist.

Ich würde mich freuen, wenn meine Anregungen¹⁾ zu einer eingehenden Erörterung dieses für die Sicherheit unserer Brückenbauten so wichtigen Problems führen würde und wenn dadurch erreicht würde, daß in Zukunft gleichmäßigere Sicherheiten für alle Brückenbauten erzielt würden. Hierdurch würden auch sehr wichtige Unterlagen geschaffen werden für die Beurteilung, ob in späteren Zeiten eine wesentlich vermehrte Verkehrslast ohne Verstärkung zugelassen werden kann.

¹⁾ Der im Rahmen der vorliegenden Arbeit mir zur Verfügung stehende Raum war zu gering, um dieses wichtige Problem erschöpfend zu behandeln. Ich mußte mich deshalb auf die Wiedergabe der grundlegenden Gedanken beschränken. Es ist jedoch beabsichtigt, in einer späteren Arbeit hierauf noch ausführlicher zurückzukommen und hierbei auch das Problem der Sicherheit von Balkenbrücken eingehender zu behandeln. — Die vorstehenden Untersuchungen habe ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Gehler für seinen Vortrag „Die technischen Lehren beim Bau der Moselbrücke in Koblenz“ anlässlich der diesjährigen Tagung des Deutschen Beton-Vereins zur Verfügung gestellt. Dieser Vortrag ist inzwischen schon in B. u. E. 1934, Heft 14 bis 17, erschienen. Prof. Gehler hat in dankenswerter Weise sich meiner Anregungen angenommen und einen geeigneten Vorschlag für die Änderung der DIN 1075 abgefaßt und dem Deutschen Ausschuß für E.-B. eingereicht, so daß zu hoffen ist, daß durch eine den vorstehenden Ausführungen entsprechende Änderung der Bestimmungen dem deutschen Massivbrückenbau der Weg zu großen und interessanten Konstruktionen gebnet wird.

Vermischtes.

Technische Hochschule Darmstadt. Der Privatdozent Professor Dr.-Ing. Adolf Kleinlogel ist zum außerplanmäßigen außerordentlichen Professor ernannt worden.

Professor Kleinlogel hat sich 1912 an der Technischen Hochschule Darmstadt als Privatdozent für Eisenbeton im Hoch- und Tiefbau habilitiert; 1919 erhielt er den Professortitel. Er ist bekanntlich Hauptschriftleiter der Zeitschrift „Beton u. Eisen“ sowie der Zeitschrift „Der Bautenschutz“.

Tagung 1934 des Deutschen Stahlbau-Verbandes. Die diesjährige wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes — gleichzeitig die Feier seines dreißigjährigen Bestehens — fand am 25. und 26. Oktober in der Aula der Technischen Hochschule Berlin statt. Der Saal war an beiden Tagen voll besetzt, ein Beweis dafür, daß die wissenschaftlichen und wirtschaftlichen Bestrebungen des Verbandes in Fachkreisen, bei den Behörden und Fachwissenschaftlern, wie bei den Bauunternehmungen, Architekten und Zivilingenieuren Anerkennung gefunden haben.

Zunächst begrüßte Geheimrat Prof. Dr. S. Müller im Namen des Rektors die Versammlung, wies auf die enge Verbundenheit von Hochschule und Praxis hin und erhoffte für die Zukunft u. a. auch ein engeres Zusammenarbeiten der Stahl- und der Eisenbetonindustrie. Direktor Dr. Keßler (Stuttgart), der Führer der Wirtschaftsgruppe Stahl- und Eisenbau¹⁾, hob anerkennend die vom Verbands stets geleistete Arbeit der Sammlung und Zusammenfassung der Kräfte zu einem dem Allgemeinwohl dienenden Ziel hervor und schloß mit einem „Glückauf“ für die weitere Zukunft des Verbandes.

Arbeit ist das Gemeinwohl“, auf die Mitglieder einwirken und vor allem für eine vornehme Form des Wettbewerbes sorgen.

Die rein wirtschaftlichen Erörterungen wurden mit einem Vortrage von Direktor Dr. Oelert, Berlin, über „Wirtschaftspolitische Fragen der deutschen Stahlbauindustrie“ eingeleitet. Der Verband habe jederzeit seine treuhänderischen Aufgaben in vollem Maße gelöst, habe bei sinkender Konjunktur den völligen Niederbruch der Preisbasis verhindert, bei steigender Konjunktur aber einer Übersteigerung der Preise entgegengewirkt. Die Auftragseingänge seien oft recht schwankend gewesen, was zu einem Teile auf oft viel zu kurze Lieferfristen zurückzuführen sei. Nach Maßgabe der Abb. 1 machten im Jahre 1932 die behördlichen Aufträge fast 90% der Gesamtbeschäftigung aus; ein normales Verhältnis bestehe auch heute noch nicht. Die Firmen seien im Augenblick, an den Verhältnissen von 1912 gemessen, mit etwa 50% beschäftigt. Um eine Verteilung der Aufträge zu angemessenen, gerechten Preisen zu ermöglichen, empfehle sich in erster Linie eine auf Sachkenntnis und gegenseitigem Vertrauen aufgebaute Gemeinschaftsarbeit von Bestellern und Verband.

Dann sprach Dr. Reichert, geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Vereins deutscher Eisen- und Stahl-Industrieller, von der „Eisenwirtschaft im Außenhandel“. Keine zweite Industriegruppe könne es in außenhandeltstechnischer Bedeutung mit der Eisenwirtschaft aufnehmen. Trotz aller Schwierigkeiten, wie Ausfuhrerschwerungen, Preisstürze u. dgl., habe sich in den ersten neun Monaten des Jahres 1934 bereits ein Ausfuhrüberschuß von 640 Mill. RM ergeben. Volkswirtschaftlich sei es aber zweckdienlich, wenn die amtlichen Stellen die Rohstoffversorgung einschließlich der notwendigen Auslandsbezüge sicherstellen.

(Schluß folgt.)

Patentschau.

Spundwand aus I-Eisen. (Kl. 84c, Nr. 583 471 vom 21. 6. 1927

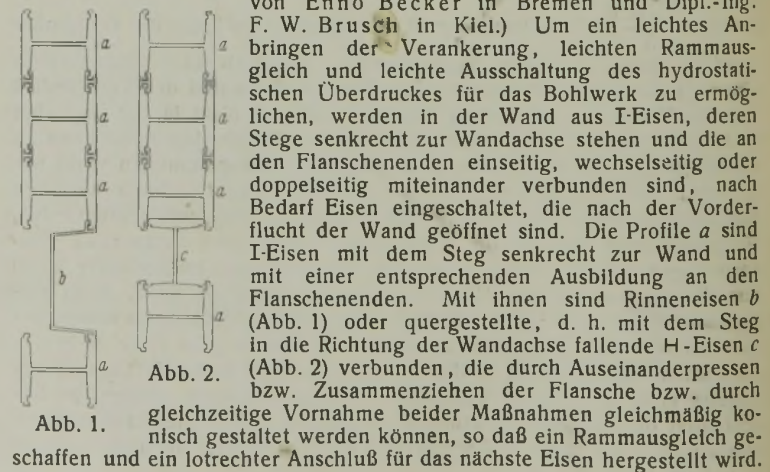


Abb. 1. gleichzeitige Vornahme beider Maßnahmen gleichmäßig konisch gestaltet werden können, so daß ein Rammausgleich geschaffen und ein lotrechter Anschluß für das nächste Eisen hergestellt wird.

INHALT: Der Bau der Klapprücke über den Östlichen Bahnhofskanal in Harburg-Wilhelmsburg. (Schluß). — Kritische Betrachtungen über die Sicherheit weitgespannter Massivbögen anhand durchgerechneter Beispiele. — Vermischtes: Technische Hochschule Darmstadt. — Tagung 1934 des Deutschen Stahlbau-Verbandes. — Patentschau.

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

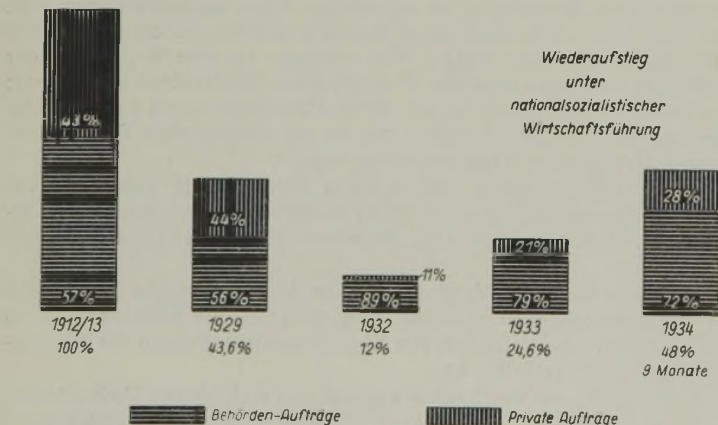


Abb. 1. Bewegung des Auftragseinganges in der deutschen Stahlbauindustrie.

Dann folgte die Ansprache des Vorsitzenden des Verbandes, Direktor Dr.-Ing. ehr. Eggers. In den dreißig Jahren seines Bestehens sei der Verband seinen Mitgliedern stets eine feste Stütze gewesen. Der Versuchsausschuß habe in 25jähriger Tätigkeit dank der Mitwirkung unserer ersten Fachwissenschaftler Hervorragendes geleistet; die Durchführung der Versuchsarbeiten solle keine Unterbrechung erfahren. Der Verband werde aber auch in Zukunft, eingedenk des Kruppschen Wortes: „Zweck der

¹⁾ Die deutschen Stahlbauunternehmen gehören zur Fachgruppe „Stahlbau“; diese ist der Wirtschaftsgruppe „Stahl- und Eisenbau“ angegliedert.