

# DIE BAUTECHNIK

## Anwendung der elektrochemischen Verfestigung auf schwimmende Pfahlgründungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Lutz Erlenbach, Königsberg i. Pr.

(Mittellung der Bodenprüfstelle der Reichsautobahn OBK Königsberg.)

Durch die elektrochemische Verfestigung von Tonböden nach dem Verfahren von Dr. L. Casagrande<sup>1)</sup> ist es möglich, die Tragfähigkeit von schwimmenden Pfahlgründungen in tonigem Untergrunde erheblich zu erhöhen. Bei Bauwerken in der Nähe von Flußniederungen oder in aufgefüllten Urstromtälern, in denen die tonigen Ablagerungen über 15 oder 20 m Tiefe betragen, ist es unwirtschaftlich, Pfähle bis zum tragfähigen Grunde zu rammen. Hier kommt der schwimmenden Pfahlgründung mit elektrochemischer Verfestigung große Bedeutung zu.

1. die Reibung zwischen Pfahl und tonigem Untergrund zu vergrößern,
2. um den Pfahl eine Verfestigungszone von einem vielfachen Durchmesser des Pfahles zu schaffen.

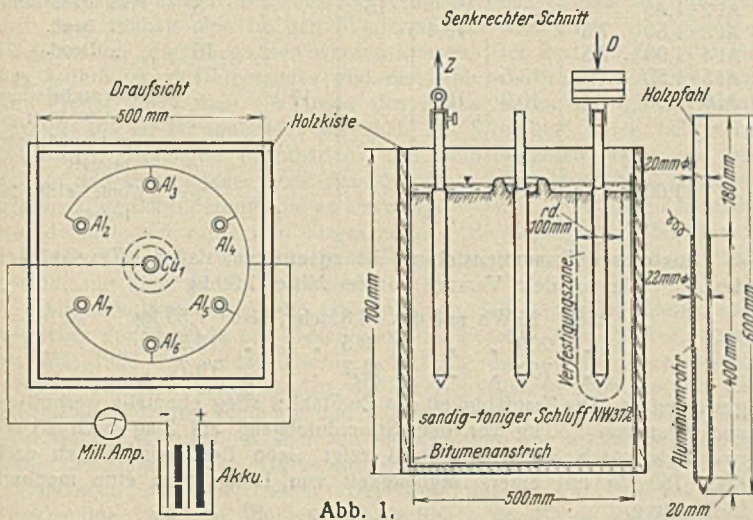


Abb. 1.

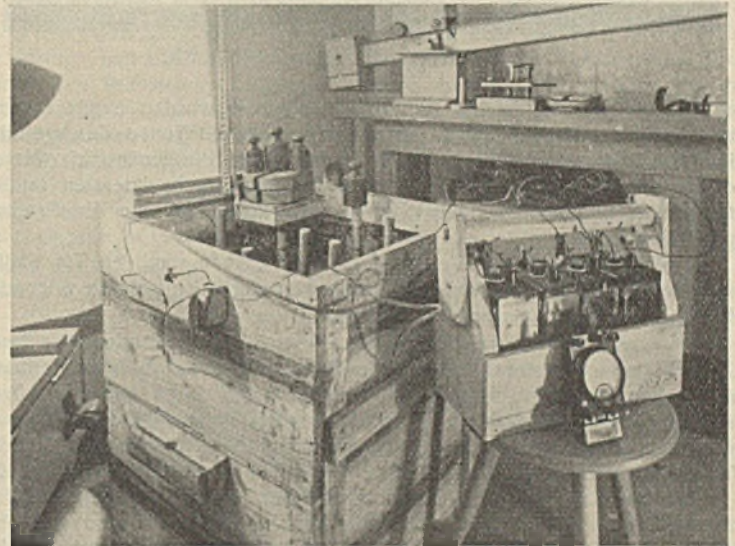


Abb. 2. Versuchsanordnung.

Beim Rammen von Pfählen wird die Struktur von Tonböden stark gestört<sup>2)</sup>. Daher haben die Pfähle eine verhältnismäßig geringe Tragfähigkeit, die der Reibung zwischen Pfahlmantel und gestörtem Untergrund entspricht. Durch die elektrochemische Verfestigung des Tones ist es möglich:

Hierdurch wird die Tragfähigkeit eines solchen elektrisch verfestigten Pfahles stark erhöht. Je nach Dauer und Stärke des Stromdurchganges kann sie um das Zehn- und Mehrfache vergrößert werden.

<sup>1)</sup> Vgl. K. Endell, Beitrag zur chemischen Erforschung und Behandlung von Tonböden. Bautechn. 1935, Heft 18, S. 226.

<sup>2)</sup> Vgl. A. Casagrande, The structure of clay. Boston Soc. of Civil Eng. 1933.

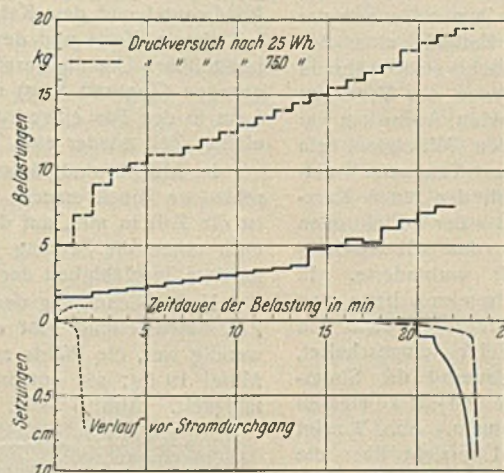


Abb. 4.

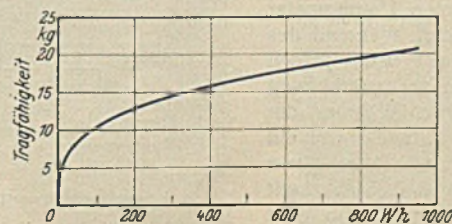


Abb. 5. Zunahme der Tragfähigkeit mit dem Stromverbrauch.

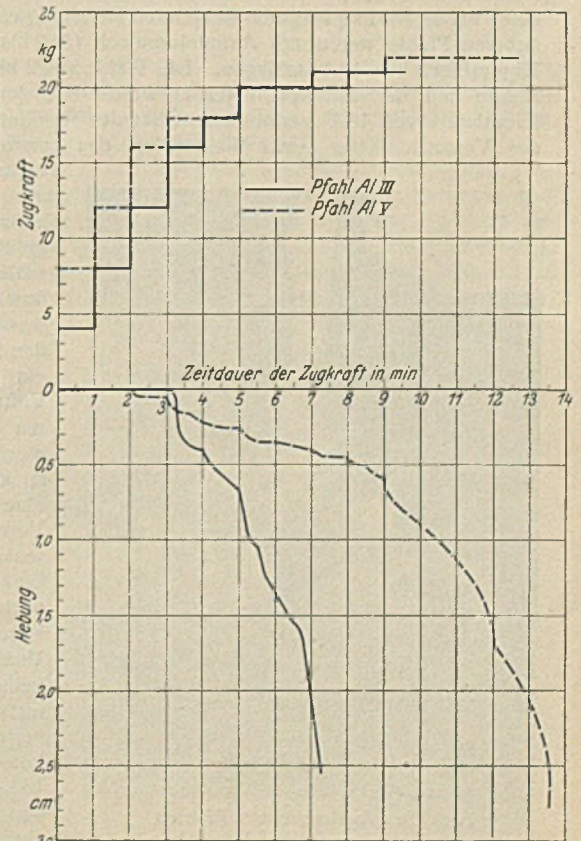


Abb. 6.

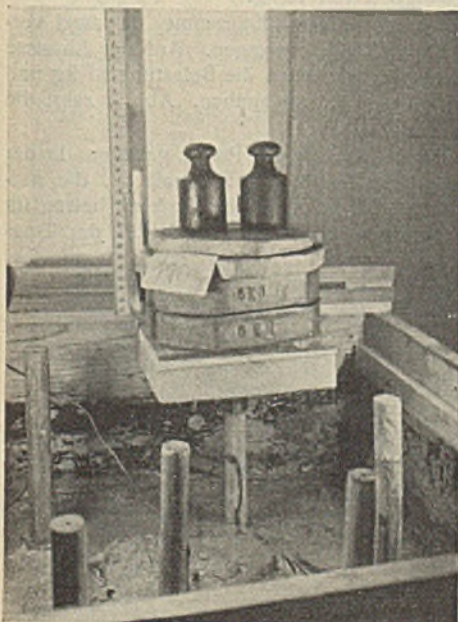


Abb. 3. Pfahlbelastung nach 750 Wh Stromdurchgang.



Abb. 7. Pfähle nach dem Zugversuch.

In der Bodenprüfstelle der OBK Königsberg wurden einige elektrochemische Verfestigungsversuche mit verschiedenen Tönen durchgeführt. Der Hauptversuch wurde in einem innen durch Bitumenanstrich wasserdichten Holzkasten ausgeführt, der mit einem durchgekneteten sandig-tonigem Schluff (Wassergehalt 37%, also höher als die Fließgrenze) gefüllt wurde.

Über den für diesen Versuch benutzten gelben sandigen Ton stellte mir Prof. Dr. K. Endell von der Technischen Hochschule Berlin folgendes Untersuchungsergebnis zur Verfügung:

„Verschiedene Röntgenaufnahmen dieses Tones, besonders der durch Zentrifugieren abgetrennten feinsten Fraktion des mit Lithium-Karbonat aufgeschlämmt und mit Salzsäure behandelten Tons lassen als Tonmineral erkennen Kaolinit und als unbekanntes Tonmineral „Glimmerton“ neben beachtlichen Mengen von Quarz  $< 2 \mu$ . Die Hauptbeimengung des Tons im Anlieferungszustande ist ein Quarz von 0,1 bis 0,5 mm Korngröße.

Die Summe der austauschfähigen Basen (S-Wert) beträgt 15 Milliäquivalent je 100 g trocknen Ton. Der Ton ist sauer und hat eine pH-Reaktion von 5,5. Er liegt also stark koaguliert vor, wodurch sich die verhältnismäßig gute Durchlässigkeit für Wasser erklären dürfte“.

Die Abmessungen des Kastens sowie der Pfähle und die ganze Anordnung gehen aus Abb. 1 hervor.

In diesen weichen Ton wurden 60 cm lange Pfähle, die bis zu einer Höhe von 40 cm mit einem dünnen Metallmantel beschlagen waren, mit einer bis zu 0,65 kg langsam steigenden Belastung eingedrückt. Die sechs äußeren Pfähle waren mit Aluminiumblech (Al 2 bis 7), der mittlere mit Kupferblech (Cu 1) beschlagen. Die Pfähle (Al 2 bis 7) wurden mit der Anode und der Mittelpfahl (Cu 1) wurde mit der Kathode eines Akkumulators von 16 V verbunden. Über der Tonoberfläche stand während des Versuches stets etwas Wasser, um das Austrocknen des Tones zu vermeiden. Außerdem war um den Mittelpfahl ein kleiner Tondamm aufgeführt, der einen Kurzschluß der Elektroden durch das Oberflächenwasser verhinderte. In den Stromkreis hatte man ein Ampere- sowie ein Voltmeter eingeschaltet, um dauernd die Strommenge und -stärke messen zu können. Abb. 2 zeigt eine Übersicht über die Versuchsanordnung. Zwischen den Cu- und Al-Elektroden waren auch noch einige Thermometer angebracht. Während des Versuches war jedoch keine Temperaturerhöhung feststellbar. Während der ersten 32 Stunden war ein konstanter Strom von 16,4 V und 0,38 A, somit von insgesamt 156 Watt verfügbar. Später konnten



Abb. 8. Ausbau eines Pfahles nach Beendigung des Versuches.

größere Schwankungen durch Ausfall von einzelnen Zellen nicht vermieden werden. Gegen Ende des Versuches nahm die Amperezahl ab. Insgesamt wurden für den Hauptversuch etwa 800 Watt verbraucht.

In den ersten Stunden des Stromdurchgangs wurde sowohl bei den Vorversuchen als auch bei dem Hauptversuch eine starke Wasserausscheidung am Pfahl Cu 1 bemerkt. An allen Pfählen stiegen kleine Gasbläschen hoch. Nach einer gewissen Zeit bildeten sich trotz des darüberstehenden Wassers in der Nähe der Pfähle Risse.

Vor Beginn der elektrischen Stromzuführung wurden alle Pfähle bis zur Grenze ihrer Tragfähigkeit belastet. Die erforderliche Belastung geschah durch Auflegen von Gewichten (s. Abb. 1, 2 u. 3). Die Zahlentafel gibt eine Übersicht über die Tragfähigkeit der einzelnen Pfähle vor und nach Stromdurchgang. Dabei ist die Zeitfolge der Belastungen in Wattstunden angegeben.

Zahlentafel: Zunahme der Tragfähigkeit mit dem Stromverbrauch.

Pfahl Nr.	Vor dem Versuch kg	Stromdurchgang in Wattstunden (Wh) = VAh					Erforderliche Zugkraft	Bemerkung
		25 kg	200 kg	750 kg	770 kg	800 kg		
Cu 1	1,30	3,0				16		
Al 2	1,45				15		8	Pfahl stand schief
Al 3	1,50	7,6		19,4			20	Desgl.
Al 4	1,90	7,5					16	Desgl.
Al 5	1,50		13,5				21	
Al 6	1,60		10,0	18,0		17		Nach der Belastung bei 200 Watt gezogen und wieder belastet
Al 7	1,60							Wurde nicht belastet

Aus dieser Zusammenstellung ist zu ersehen, daß die Tragfähigkeit der Al-Pfähle vor dem Versuch von im Mittel 1,59 kg

nach 25 Wh auf das 4,8fache, also 7,55 kg  
 „ 200 „ „ „ 8,5 „ „ 13,5 „  
 „ 750 „ „ „ 11,7 „ „ 18,7 „

gestiegen ist. Die Tragfähigkeit des Cu-Pfahles stieg ebenfalls wesentlich, und zwar von 1,30 kg vor dem Stromdurchgang auf 3 kg nach 25 Wh und 16 kg nach 800 Wh. Abb. 3 zeigt einen Belastungsversuch nach etwa 750 Wh mit einer Tragfähigkeit von 17 kg ohne eine meßbare Einsenkung.

Der Pfahl Al 2 stand nicht lotrecht, sondern hatte sich durch eine fehlerhafte Anfangsbelastung schief gestellt. Diese Schrägstellung machte sich sowohl bei der Belastung nach 770 Wh als auch bei dem Zugversuch bemerkbar. Aus diesem Grunde werden die beiden Werte weiter nicht berücksichtigt. Bei dem Pfahl Al 6 wurde bei dem nach 200 Wh ausgeführten Belastungsversuch bemerkt, daß die Verbindung zwischen Pfahlmantel und dem Kabel scheinbar schon vorher gerissen sein mußte; bei diesem Werte und den folgenden ist daher die genaue Wh-Zahl nicht feststellbar. Um die Verbindung wiederherzustellen, wurde er daher 5 cm gezogen (Zugkraft 8 kg) und dann mit einer Belastung von 8 kg wieder 5 cm in den Ton eingedrückt. Trotz dieser Störung hatte der Pfahl nach einiger Zeit wieder eine Tragfähigkeit von 18 kg.

In Abb. 4 sind Belastungs- und Setzungsdiagramme für zwei verschiedene Druckversuche von Pfahl Al 3 eingetragen. Auf der Abszisse ist die Zeit in min, auf der Ordinate nach oben die Belastung in kg und nach unten die Setzung der Pfähle in cm angegeben. Abb. 5 zeigt die mittlere Tragfähigkeit der Al-Pfähle.

Nach Beendigung des Versuches wurden die Pfähle gezogen. In der Zusammenstellung gibt die vorletzte Spalte die Zugkraft an, die notwendig war, die Pfähle zu ziehen. Die erforderliche Zugkraft betrug im Mittel 19 kg; sie entspricht demnach ungefähr dem Mittel der Tragfähigkeit. Abb. 6 zeigt die stufenweise Erhöhung der Zugkraft bei

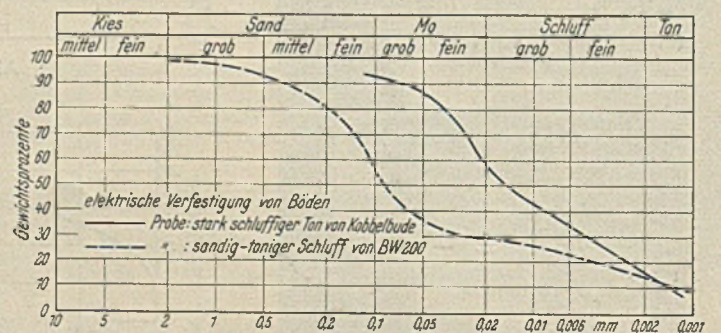


Abb. 9. Kornverteilungskurven.

Pfahl Al III und V und die Bewegung der Pfähle. In Abb. 7 sind zwei Pfähle nach 4 cm Zug ersichtlich. Man erkennt deutlich, daß sich am Holz kein Tonmaterial befindet, während an dem Al-Blechmantel ein Tonkern haftet. Beim Ziehen riß der Boden jeweils im Durchmesser von 9 bis 10 cm.

Beim Ausbau des Versuchskörpers wurde festgestellt, daß das Tonmaterial an den Wänden und in den Ecken der Kiste sowie zwischen den Verfestigungszonen der Pfähle ungefähr die gleiche weiche Konsistenz hatte wie zu Beginn des Versuches. Abb. 8 zeigt einen ausgebauten Al-Pfahl. Am unteren Ende ist deutlich eine mächtige Verfestigungszone erkennbar, am oberen Ende des Pfahles ein Tonmantel, der meist weiß

gefärbt ist und sehr fest im Aluminium haftet. Das Aluminiumblech zeigte nach Entfernen des Tones eine stark angegriffene Außenfläche. Die Außenfläche des Cu-Pfahlmantels zeigte keinerlei Veränderung. Abb. 9 zeigt die Kornverteilungskurven des eingebauten Materials sowie eines anderen schluffigen Tones. Letzterer wurde bei anderen Verfestigungsversuchen benutzt und zeigte nach Stromdurchgang ähnliche Ergebnisse wie der Hauptversuch.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Tragfähigkeit von Pfählen in einem tonigen Boden durch die Anwendung des elektrochemischen Verfestigungsverfahrens nach L. Casagrande mit außergewöhnlich geringem Stromverbrauch erreicht wird.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die neuen Brückenbauten der Reichsbahn in Glogau.

Von Reichsbahn-Dipl.-Ing. Wenzl, Frankfurt (Oder).

(Schluß aus Heft 16.)

### 4. Ausführung.

Für die Ausführung des gesamten Bauvorhabens einschließlich Abbruch der alten Brücke stand die Zeit vom Frühjahr 1934 bis Winter 1935/36 zur Verfügung. Innerhalb dieses zeitlich festgelegten Rahmens waren die Pfeiler bis spätestens Frühjahr 1935 fertigzustellen, so daß anschließend mit dem Einbau der in den Wintermonaten im Werk vorbereiteten Konstruktion sofort begonnen werden konnte. Der Rest der Zeit war für das Aufbringen des Oberbaues und den Abbruch der alten Überbauten und Pfeiler vorgesehen. Während des Baues waren für die Schifffahrt sowohl an der Hafeneinfahrt als auch am Strombett durch Leitwerke geschützte Öffnungen freizuhalten. Die Tiefbauarbeiten waren sozugeben, daß sie auf jeder Seite des Stromes in einer Hand blieben. Eine gegenseitige Behinderung, die zu Unzuträglichkeiten hätte führen können, war dadurch von vornherein ausgeschaltet. Die Montage der Überbauten, an deren Lieferung zwei Firmen beteiligt waren, wurde aus demselben Grunde nur einer Firma übertragen.

Mit den Vorarbeiten, die im Einrichten der Baustelle, Ziehen vorhandener Spundwände und Beseitigung des Erdreiches bestanden, wurde im Mai 1934 an beiden Ufern gleichzeitig begonnen. Anschließend wurden zwischen Spundwänden die Inselfüllungen zum Aufbau der Senkkasten für die Pfeiler 1 und 3 hergestellt. Während zuerst vorgesehen war, sämtliche Kästen von der Schüttung aus abzusenken, wurde später beschlossen, den Kasten für Pfeiler 2 an einem besonderen Gerüst aufzuhängen und abzuspindeln. Der Grund hierfür war, daß das oberstromseitige Ende des Pfeilers auf die Spitze der Buhne für die Hafeneinfahrt zu liegen kam und daher mit ungleichmäßigem Setzen der Schüttung und Verdrehen des Kastens hätte gerechnet werden müssen. Außerdem bot das Aufhängen des Kastens den Vorteil, die Betonierungs-ebene höher anordnen zu können und von plötzlich eintretendem Hochwasser unabhängig zu sein. Da die Inselfüllung und die hierfür erforderlichen Spundwände wegfielen, kam diese Art der Ausführung nicht teurer als die veranschlagte. Die zwölf paarweise angeordneten Spindeln, von denen jede 54 t Höchstbelastung erhielt, waren auf je drei Pfählen aufgesetzt (Abb. 21). Um das Gewicht während des Absenkens niedrig zu halten, wurden im aufgehenden Mauerwerk Hohlräume gelassen, die erst nach Erreichung der erforderlichen Tiefe ausbetoniert wurden. Das Aufstellen des Senkkastengerippes, Betonieren und Absenken ging im allgemeinen programmäßig vor sich und wurde nur für kurze Zeit durch geringes Hochwasser behindert. Abweichungen aus der Richtung

traten beim Absenken nur beim Pfeiler 1 auf und waren auf größeren einseitigen Erddruck zurückzuführen. Sie konnten nach Beseitigung des Erdreiches leicht ausgeglichen werden. Bei Pfeiler 4 wurde, abweichend von den Bohrergebnissen, in ungefähr 68,3 m über NN eine starke, nicht tragfähige Lehmschicht angetroffen, so daß mit dem Fundament um 3 m tiefer, als beabsichtigt, gegangen werden mußte. Die dadurch hervorgerufene größere Bodenpressung von 3,5 kg/cm<sup>2</sup> wurde mit Rücksicht auf den besseren Baugrund noch als zulässig angesehen. Das Mauerwerk der Endpfeiler wurde vorerst nur bis Oberkante Auflagerbank ausgeführt, um größere Bewegungsfreiheit beim Einbau der Stahlkonstruktion zu haben und um die Rüstung niedriger halten zu können. Außer den Bettungsabschlüssen waren dann nur noch die durch Fugen vom Widerlager getrennten und auf Pfählen gegründeten Schräglügel bei Pfeiler 1 und die 78 m lange Winkelstützmauer am Elektrizitätswerk auszuführen.

Da die Hauptöffnung der Brücke tunlichst von Einbauten frei bleiben mußte, wurden die Überbauten auf besonderen Rüstungen links und rechts des Flusses aufgebaut und nachträglich an die richtige Stelle gebracht. Die Rüstungen, die bereits zur Herbeischaffung der Pfeilerbaustoffe gedient hatten, konnten dabei teilweise wieder benutzt werden. Zunächst wurden die beiden großen Überbauten von dem früher fertig gewordenen Pfeiler 3 aus über die Pfeiler 4 und 5 hinweg nebeneinander aufgestellt. Dies geschah mit Hilfe eines 23 m hohen Schwenkkranes, der zwischen den zwei Rüstungen lief, so daß mit ihm beide Überbauten gleichzeitig bedient werden konnten (Abb. 22). Beim Einsetzen des letzten Bogenstabes ergab sich die kleine Längenabweichung von 2 bis 3 mm, die durch geringe Vergrößerung der Überhöhung berichtigt wurde. An den Stellen, an denen Formänderungen während der Aufstellungsarbeiten nicht zu erwarten waren, wurde, um Zeit zu sparen, schon vor der Beendigung mit dem Abnieten begonnen. Die Niete an den Längsträgeranschlüssen wurden jedoch erst nach dem Ausrüsten der Überbauten geschlagen.

Die Montage der beiden großen Überbauten, die mit besonderem Nachdruck gefördert werden mußte, da die Rüstungen für die anderen Überbauten auf dem Westufer gebraucht wurden, dauerten einschließlich Abnieten von Mitte Dezember 1934 bis Ende März 1935.

Für das Einbringen der 72 m Überbauten in die Mittelöffnung kam Einschleppen oder Einschieben in Frage. Man entschied sich für das zweite Verfahren, da man bei dem verhältnismäßig niederen Wasserstände mit unliebsamen Überraschungen hätte rechnen müssen. Die Rüstung unter dem einen Überbau war als Verschieberüstung von vornherein stärker ausgebildet worden. Um einen weiteren Stützpunkt auf dem Verschiebeweg zu schaffen,

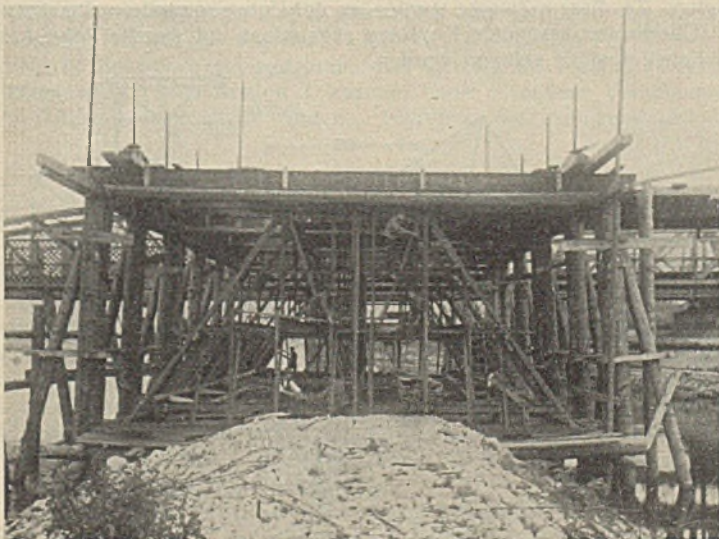


Abb. 21. Aufbau des Senkkastens für Pfeiler 2.

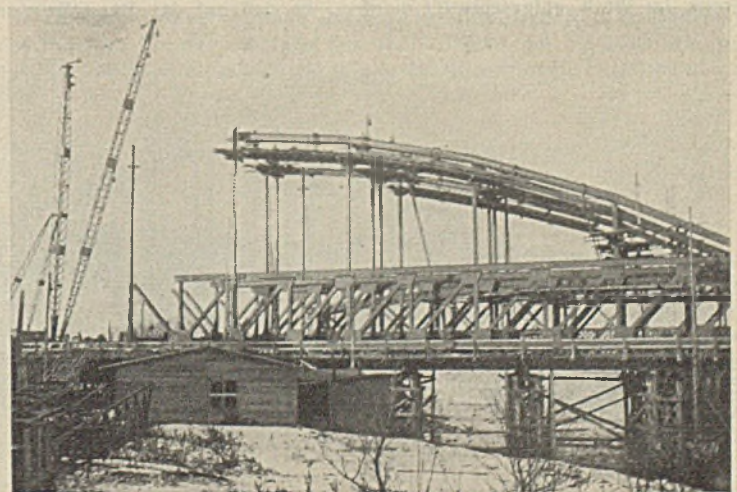


Abb. 22. Montage der großen Überbauten.

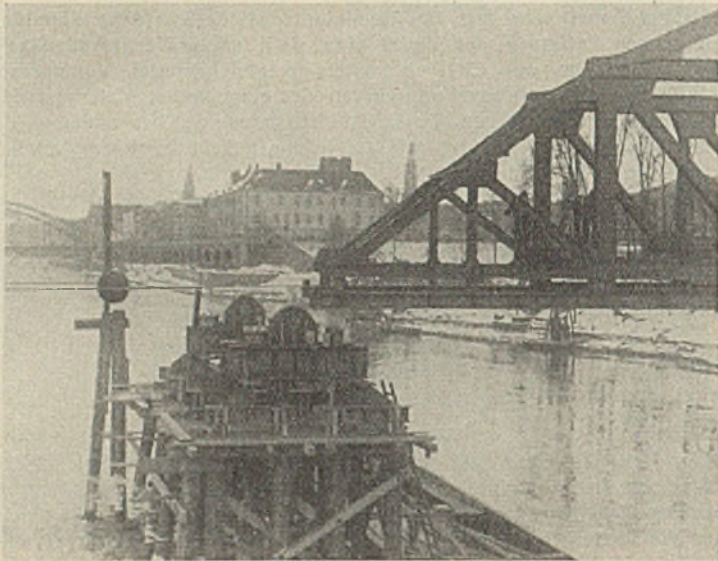


Abb. 23. Einschleben eines großen Überbaues.

wurden in der Mitte der Öffnung zwei Pfahlbündel mit je acht Pfählen von 36 cm Durchm. gerammt, die oben je eine unterteilte, feste Stahlgußrolle von 80 cm Durchm. nebst den erforderlichen Unterstüztungsträgern trugen (Abb. 23). Der größte Auflagerdruck für eine Rolle betrug 212 t, der eines Pfahles 33 t. Die Rollenachse mußte besonders sorgfältig unter Berücksichtigung der Trägerdurchbiegung eingestellt werden, damit ein Schiefelaufen der Konstruktion und ungünstige Beanspruchungen vermieden wurden. In ähnlicher Weise waren auf dem östlichen Ufer zwei Rollböcke zum Auflaufen der Überbauenden hergerichtet worden. Der Überbau selbst, an dessen Untergurt besonders kräftige Laufräger befestigt waren, wurde in der Mitte auf vier Rollwagen gesetzt und am hinteren Ende mit einem Gegengewicht von rd. 12 t belastet. Um die Kippsicherheit in den ungünstigsten Verschiebungslagen noch weiter zu erhöhen, wurde am anderen Ende ein 6 m weit auskragender Schnabel angebracht.

Der Hauptträger war für die während des Überschiebens auftretenden Belastungszustände untersucht worden, wobei sich keine Überschreitung der zulässigen Spannung zeigte, so daß Verstärkungen oder Ausstufungen von Stäben nicht erforderlich waren. Der Verschiebevorgang ist in Abb. 24 schematisch dargestellt.

Sobald der Überbau auf die Pfahljoche aufgelaufen war, wurden zwei der Rollwagen weggenommen und die anderen zwei an das hintere Ende versetzt. Die Zugvorrichtung bestand in drei bzw. zwei gut verankerten Kabelwinden am Ostufer. Die Verschiebung des I. Überbaues fand am 15. März 1935 statt und beanspruchte einschließlich der erforderlichen Nebenarbeiten ungefähr 11 Stunden. Nachdem der Überbau auch noch in der Querrichtung verschoben und damit in seiner richtigen Lage war, wurde der II. Überbau auf die freigewordene Verschiebebahn gebracht und in gleicher Weise eingebaut (Abb. 25). Die II. Längverschiebung, bei der die vorher gemachten Erfahrungen verwertet werden konnten, dauerte nur 9 Stunden. Die Überbauten am Ostufer wurden nacheinander mit Hilfe eines Portalkrans zusammengebaut.

Nachdem die Stahlbauarbeiten in der Hauptsache beendet waren, wurde der Oberbau aufgebracht. Die Schienenstücke für die Auflegung der Schwellen waren, soweit es die Montage der Längsträger zuließ, bereits im Werk aufgeschweißt worden, so daß auf der Baustelle nur

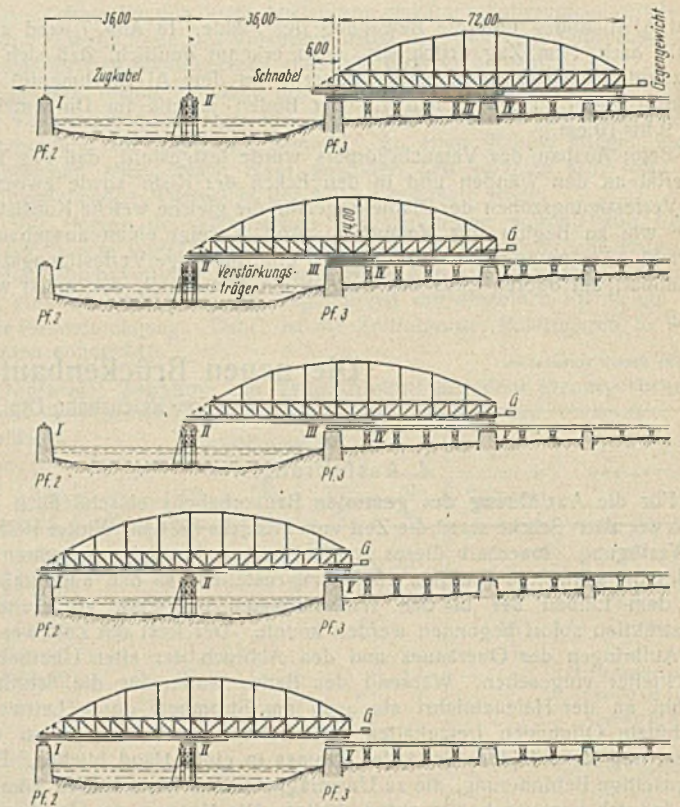


Abb. 24. Verschiebevorgang.

wenig zu schweißen war. Das Verlegen der Schwellen erforderte besonders in den Übergangsbogen längere Zeit, da fast jede Schwelle anders eingekämmt werden mußte. Anschließend waren noch die Bettungsabschlüsse in Eisenbeton auszuführen und die beiderseitigen Verbindungen mit dem Gleis herzustellen. Am 18. Juli 1935 konnte das Gleis Glogau—Fraustadt und am 30. Juli 1935 das Gleis Fraustadt—Glogau in Betrieb genommen werden. Vorher waren mit zwei Brust an Brust gekuppelten Lokomotiven G 56.16 mit vollem Betriebsgewicht Belastungsproben für Ruhestellung und 45 km/h Fahrt vorgenommen worden, die eine um  $\approx 8\%$  geringere Durchbiegung als die Rechnung ergaben.

Als besondere Einrichtung sind noch die unteren Besichtigungswagen an den großen und mittleren Überbauten zu erwähnen, die, um das Schiffsprofil in der Ruhelage am Pfeiler nicht zu beschränken, eine schiefe Grundrißform erhielten und mit Hand bewegt werden können. Die einander gegenüberliegenden Laufachsen wurden in eine zum Hauptträger senkrechte Linie gelegt, um ein Zwängen und Verkanten beim Fortbewegen möglichst zu vermeiden (Abb. 26). Die Wagen laufen auf I-Eisen, die außen an den Untergurten angebracht sind. Von der Anordnung einer oberen Besichtigungseinrichtung wurde abgesehen, da sich an den Bogen ein Wagen schwer hätte anbringen lassen und ein Besichtigungssteg das Aussehen der Brücke beeinträchtigt hätte.

Weiterhin mußten die an der alten Brücke bereits vorhandenen Gas-, Wasser- und Kabelleitungen auch an der neuen Brücke untergebracht werden. Zu diesem Zwecke wurden an der Unterstromseite und zwischen den Überbauten besondere Konsolen angeordnet, auf die die Rohre bzw. die Kabelleitungen gelagert wurden.



Abb. 25. Verschieben des zweiten großen Überbaues.

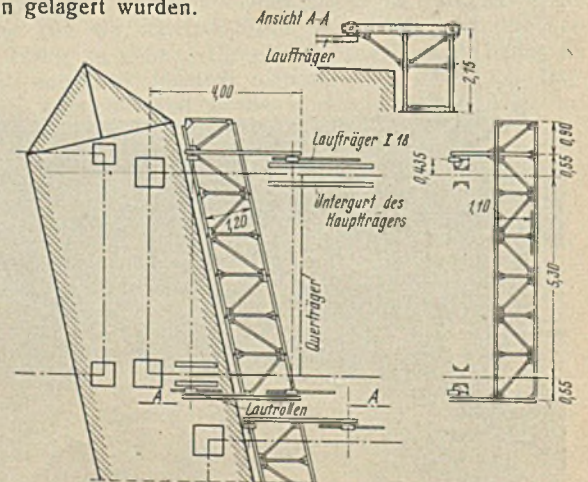


Abb. 26. Besichtigungswagen.

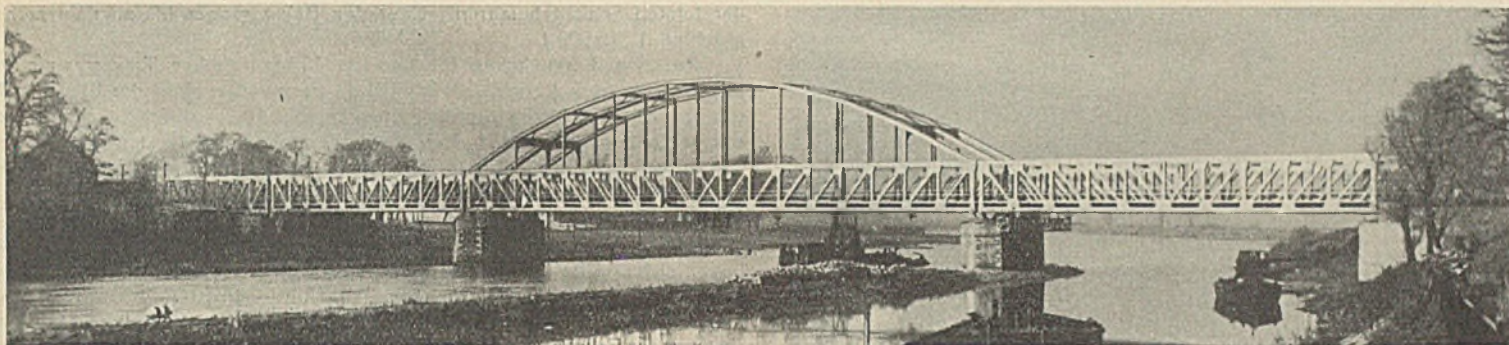


Abb. 27. Gesamtansicht der neuen Brücke.

Alle Eisenteile wurden mit einem einmaligen Grundanstrich versehen angeliefert. Nach dem Abbleten wurde der zweite Mennigeanstrich aufgebracht, der mit einer grauen Eisenglimmerfarbe zweimal überdeckt wurde. Der letzten Deckfarbe waren 15% Aluminium beigemischt, das der Brücke ein silbergraues Aussehen verleiht (Abb. 27).

Über den Umfang der Arbeiten geben die nachstehenden Zahlen Aufschluß. Für die Pfeiler und Flügel sowie für die Stützmauern waren insgesamt rd. 7400 m<sup>3</sup> Beton erforderlich. An St 37 wurden rd. 1504,5 t eingebaut, von denen auf die zwei großen Überbauten 746,7 t, auf die vier mittleren 615,8 t und auf die beiden kleinen 142 t entfallen. Außerdem wurden für die Lager zusammen 38,7 t Stahlguß (St 52.81) und geschmiedeter Stahl (St C 35.61) benötigt.

Die Tiefbauarbeiten waren, wie bereits erwähnt, zwei Firmen übertragen worden, und zwar die links der Oder der Tiefbau G. m. b. H. Christoph & Unmack, Berlin, und rechts der Oder der Brückenbauanstalt Beuchelt & Co. in Grünberg/Schl.

Die genaue Entwurfsbearbeitung und die Aufstellung sämtlicher Stahlbauten sowie die Lieferung der Überbauten über die Strom- und Hafeneröffnung lag ebenfalls in den Händen der Firma Beuchelt & Co. Die anderen Überbauten wurden von den Oberschlesischen Hüttenwerken AG Gleiwitz, Werk Donnersmarckhütte, geliefert.

#### 5. Abbrucharbeiten.

Mit dem Abbruch der alten Brücke wurde sofort nach der Inbetriebnahme der neuen begonnen. Die eisernen Überbauten wurden mit den Querträgern an ein 40,9 m langes Hilfsträgerpaar gehängt, das in die Überbauten geschoben und auf die Pfeiler abgestützt worden war (Abb. 28). Zuerst wurde der Überbau I (s. Abb. 12) beseitigt, dann der Hilfsträger in den Überbau II geschoben und auch dieser zerschnitten und die Eisenteile nach dem Bahnhof zu abgefahren. Nachdem die Öffnungen I und II frei waren und der Hilfsträger zurückgenommen worden war, wurde der große Überbau III nach I und II geschoben und mit dem wieder vorgezogenen Hilfsträger abgebaut. Mit den Überbauten IV, V und VI wurde in gleicher Weise verfahren. Die kleinen, im Vorland gelegenen Überbauten VII, VIII, IX und X konnten ohne besondere Vorkehrungen und Hilfsmittel beseitigt werden. Nachdem die Eisenkonstruktionen

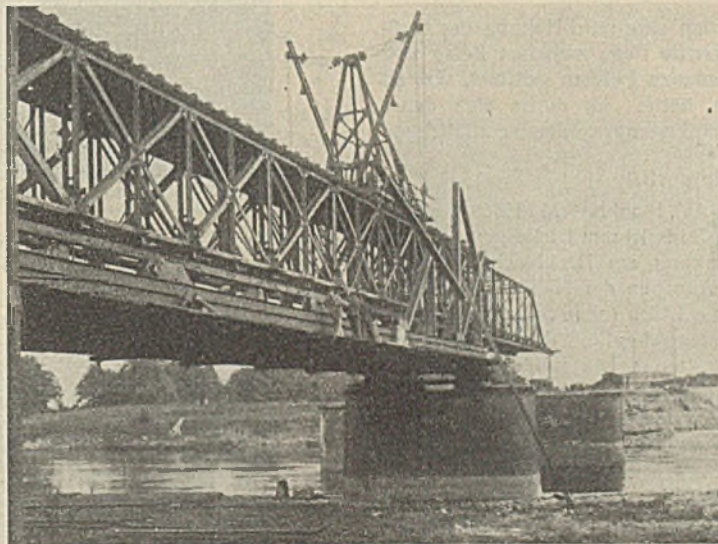


Abb. 28. Abbruch der alten Brücke.

weggeschafft waren, wurde mit dem Abbruch des Widerlagers A und der Pfeiler 1, 2 und 2a gleichzeitig begonnen. Beim Widerlager A und auch später beim Pfeiler 3, die außerhalb der Stromrinne lagen, genügte der Abbruch bis zur neuen Böschungsbegrenzungslinie. Der Pfeiler I brauchte nur bis Oberkante Treideldamm abgeglitten zu werden, da dieser nach unterstrom zu bis zur alten Gleisachse Fraustadt—Glogau verlängert wurde. Für die Pfeiler 2 und 2a war von der Wasserpolizei mit Rücksicht auf den Schiffahrtbetrieb restlose Beseitigung des Mauerwerks einschließlich der Spundwände und Pfähle verlangt worden. An diesen beiden Stellen waren, um den günstigen niedrigen Wasserstand der Oder auszunutzen, bereits im August die Steinpackungen entfernt und die Schlitzlöcher für die zu rammenden Spundwände hergestellt worden. Die Pfeiler 4, 5, 4a und 5a wurden bis Geländeoberkante entfernt und das Widerlager B mit dem neuen durch eine Mauer verbunden.

Um den Abbruch der Pfeiler zu beschleunigen, wurde dem Unternehmer gestattet, das Mauerwerk über Wasser durch schwache Erschütterungsladungen zu lockern. Hierbei mußte sehr vorsichtig vorgegangen werden, da in unmittelbarer Nähe ein etwa 60 m hoher Schornstein des Elektrizitätswerkes Glogau stand, der vor etwa übergreifenden Erschütterungen auf alle Fälle bewahrt bleiben mußte. Durch Versuche wurde festgestellt, daß Einzelladungen von 100 g Detonationspulver ohne Bedenken angewendet werden konnten.

Sämtliche Abbrucharbeiten verliefen programmäßig bis auf die am Pfeiler 2 und 2a. Hier wurden die Arbeiten im Oktober noch während des Rammens der Spundwände von einer Hochwasserwelle überrascht, so daß sie erst zu Anfang des Jahres 1936 beendet werden konnten.

Die Abbrucharbeiten waren im März 1935 enger ausgeschrieben worden, wobei die beiden Tiefbaugesellschaften Beuchelt & Co, Grünberg, und Christoph & Unmack, Berlin, in einer Arbeitsgemeinschaft anboten und den Zuschlag erhielten.

Zum Schlusse sei erwähnt, daß die gesamten Baukosten einschließlich des Betrages für den Abbruch der alten Brücke mit 1 840 000 RM veranschlagt waren. Die Ausführung zeigte, daß diese Summe ausreichend war.

## Leichte Fahrbahndecken auf stählernen Straßenbrücken. Versuchsergebnisse.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle und Reg.-Baumeister Fr. Leonhardt.

(Schluß aus Heft 18.)

Bei den Frostversuchen, die in jedem Felde zweimal durchgeführt wurden, ist durch drei- bis vierstündige Bedeckung mit Kohlendioxidnebel eine Temperatur des Belages an der Oberfläche von  $-40^{\circ}\text{C}$ , am Blech von  $-22$  bis  $-30^{\circ}\text{C}$  erzielt worden. Sofort nach dem Entfernen des Kohlendioxidnebel wurde das Fahrzeug in Bewegung gesetzt. Nach 40 min Fahrzeit und 10 000 t Belastung war die Temperatur auf  $0^{\circ}\text{C}$  zurückgegangen. Dabei haben sich weder Risse in den Belägen gezeigt noch Platten von der Unterlage gelöst.

Bei den Warmversuchen wurde durch heiße Luft die Oberfläche des Belages auf rd.  $67^{\circ}\text{C}$  erwärmt und am Blech eine Temperatur zwischen  $45$  und  $50^{\circ}\text{C}$  gemessen. Dabei ist bei den neuerlegten viereckigen

Asphaltplatten mit 35 cm Seitenlänge die Vergußmasse in Tropfenform aus den Fugen nach oben ausgetreten. Unter der rollenden Radlast war das Nachgeben der Platten etwa  $\frac{1}{2}$  Stunde lang deutlich sichtbar; durch Messungen wurden Einsenkungen bis zu 3 mm festgestellt. Beim Fahren über die kleinen viereckigen Platten von 25 und 20 cm Seitenlänge (Feld 4) traten während der hohen Temperaturen geringe Bewegungen der Platten ein, weiterhin sind Vertiefungen im befahrenen Teil zurückgeblieben (Abb. 13). Bei den sechseckigen Stampfasphaltplatten mit 30 cm Kantenlänge ist die Fugenvergußmasse zum Teil hochgedrückt worden. Bewegungen der Platten konnten jedoch nicht beobachtet werden (Feld 5). Diese Sechseckplatten haben sich unter den mit Platten belegten Feldern am besten verhalten.

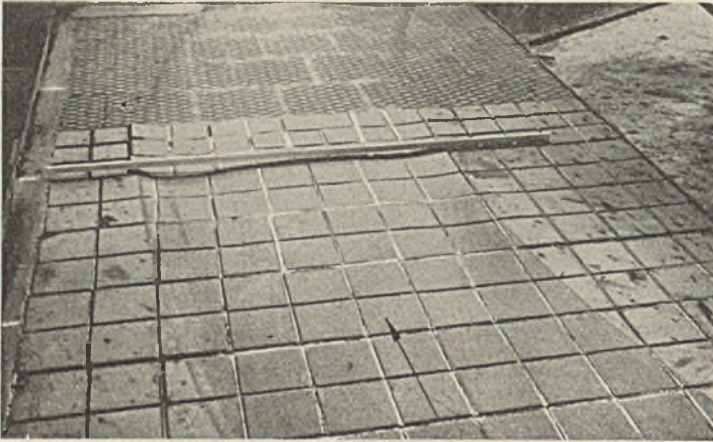


Abb. 13. Stampfasphalt nach den Warmversuchen.

Wie bei den Profilmessungen bereits angegeben, zeigten sich während der Warmversuche beim Gußasphaltbelag Bit 11,7% im befahrenen Teil Eindrückungen und am Rande Anstauhungen (Abb. 12a). Der Gußasphaltbelag Bit 10,4% (Feld 6) wies nach den Warmversuchen im befahrenen Streifen nur geringe, mit bloßem Auge nicht wahrnehmbare Vertiefungen auf.

Beim Abnehmen der Beläge zeigte sich eine gute Haftung der Gußasphaltschicht am Deckblech. Die senkrechte Fuge zwischen Belag und Randblech hatte sich dagegen in verschiedenen Feldern geöffnet, was an mehreren Stellen Rostansatz zur Folge hatte. Es dürfte sich daher empfehlen, den Anschluß an Randbleche mit Fugenvergußmasse zu dichten.

#### 4. Der dritte Versuch.

Auf Vorschlag der IG Farbenindustrie-AG, Frankfurt (M.)-Höchst, wurde im dritten Versuch ein dünner Belag von 5 bis 10 mm Dicke geprüft, von dem man sich eine besonders gute Haftung am Deckblech und eine griffige Fahrfläche versprach. Nach den Angaben der IG Farbenindustrie sollte der Belag unmittelbar auf das glatte Blech (ohne Streckmetall) aufgebracht werden. Um gleichzeitig zu untersuchen, ob der dünne Belag auch auf abgefahrenen, glatten Gußasphalten haften wird, wurden die sechseckigen Stampfasphaltplatten und der Gußasphalt Bit 10,4% des zweiten Versuches belassen, auf dem übrigen Ring die Beläge einschließlich Streckmetall abgenommen, die Felder mit altem Belag tiefer gelegt und damit die Fahrfläche in eine Ebene gebracht.

Der IG-Brückenbelag auf Stahlblech mit „Dispersion-Spezial 2“ (wässrige Bitumen-Emulsion) ist nach den Angaben der Firma folgendermaßen aufgebracht worden:

Nach gründlicher Säuberung der Deckblechoberfläche wurde eine dünne Schicht „Dispersion-Spezial“ aufgetragen, kräftig eingebürstet, sodann mit Brechsand 0 bis 3 mm gleichmäßig abgedeckt und die Bahn mit einer etwa 400 kg schweren Handwalze abgewalzt. Nach dem Trocknen der Dispersion hat man den losen Splitt abgekehrt, eine neue Schicht Dispersion aufgebürstet und mit Splitt 3 bis 7 mm überstreut. Nach nochmaligem Abtrocknen wurde in gleicher Weise ein dritter Überzug mit Brechsand 0 bis 3 mm aufgebracht und der Belag nach dem Trocknen

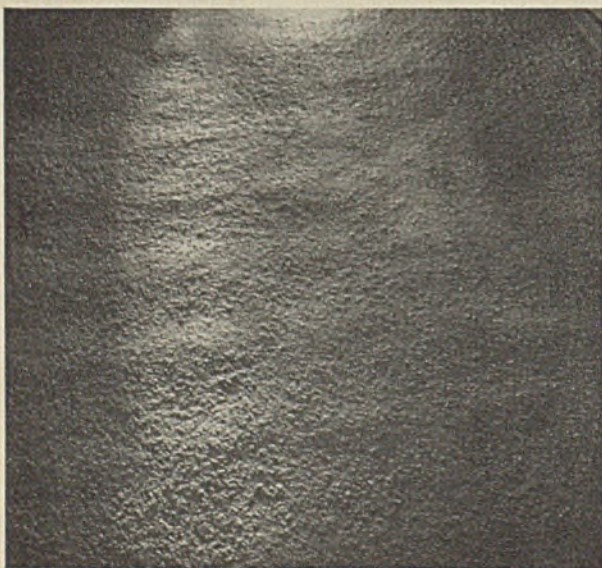


Abb. 14.

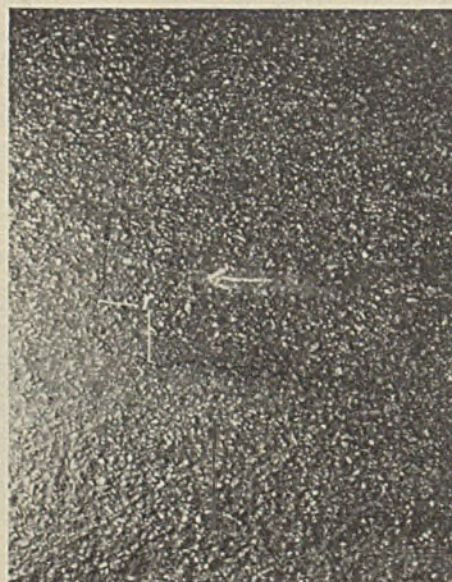


Abb. 14a.

der letzten Schicht befahren. Über den Belag gingen bis zum Versuchsabschluß 1 316 000 t.

Auf den 3 mm dicken Blechen der 140 mm hohen Trägerrostplatten zeigten sich nach kurzer Zeit bleibende Formänderungen der Bleche, die sich in der Fahrfläche deutlich ausprägten. Die nur 5 bis 6 mm dicke Belagschicht gewährleistet eben keine genügende Lastverteilung, so daß das dünne Deckblech sich in den einzelnen Feldern unter den Radlasten buckelblechartig verformte. Über den Stegen des Trägerrostes entstanden dadurch teilweise feine Risse im Belag, darunter zeigten sich Rostflecke (Abb. 14 u. 14a). Trotz der durch diese Unebenheiten hervorgerufenen Stöße haben sich der Belag und die leichte Fahrbahntafel gut gehalten. Die wie bei den vorhergehenden Versuchen durchgeführten Frost- und Warmversuche haben im Belag keine schädlichen Veränderungen hervorgebracht. Beim Ausbau der Fahrbahn zeigte sich durchweg eine vorzügliche Haftung des Belages am Deckblech, auf den sechseckigen Stampfasphaltplatten und auf dem alten Gußasphalt, so daß er in kleinen Stücken abgemeißelt

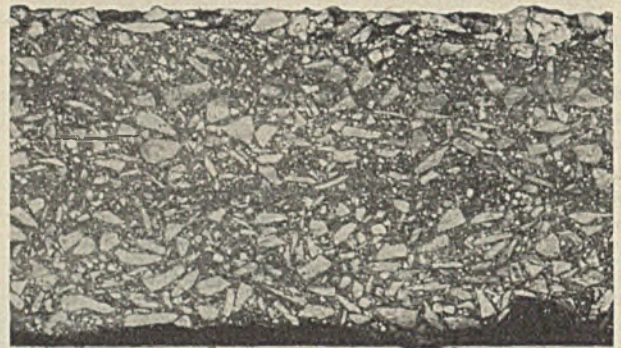


Abb. 15a. Schnitt durch Gußasphalt Bit 10,4% mit IG-Belag überdeckt.

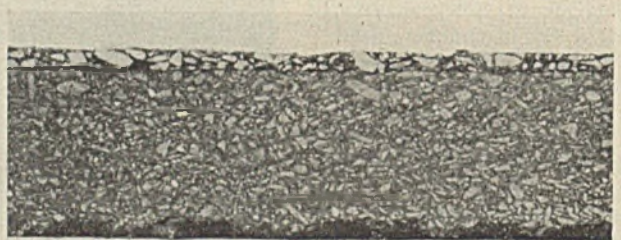


Abb. 15b. Schnitt durch die Stampfasphaltplatte mit IG-Belag überdeckt.

werden mußte. Querschnitte durch den ausgebauten Belag sind in Abb. 15 dargestellt.

Bei dem dritten Versuch hat man noch, einer Anregung des Herrn Generalinspektors Dr.-Ing. Todt entsprechend, die Beeinflussung der Farbe der Fahrfläche durch die Wahl verschiedenfarbiger Zuschlagstoffe untersucht. Das Ergebnis war günstig. Auf der einen Hälfte des befahrenen Ringes wurde Basaltsplitt, auf der anderen Quarzitsplitt verwendet. Während der Basaltsplitt nach längerem Befahren die von Asphaltbelägen her bekannte dunkle Farbe zeigte, behielt der mit Quarzsplitt hergestellte Belag eine dauernd hellgraue Färbung, die dem Aussehen einer Betonstraße nahe kam (vgl. Abb. 16 mit Abb. 17). Ein ähnliches Ergebnis dürfte auch bei Hartgußasphalt mit geringem Bitumengehalt zu erreichen sein.

Gleichzeitig zeigt Abb. 16, daß der IG-Belag auch nach langem Befahren eine ausgezeichnete Griffigkeit behielt. Bei Gußasphalten mit genügend hohem Anteil grober Körnungen aus widerstandsfähigem, gut haftendem Gestein kann mit geringem Bitumengehalt eine ähnliche, dauernd griffige Fahrfläche erhalten werden.

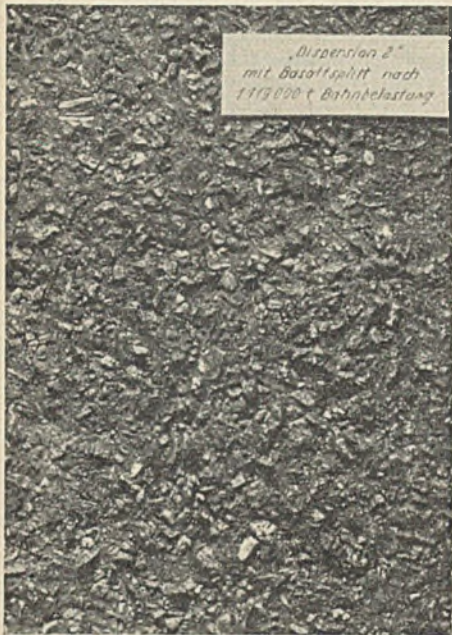


Abb. 16. IG-Belag mit Basaltsplitt.

In Abb. 18 sind Stücke aus einem Belag mit „Dispersion-Spezial“ auf einer Straße des Werkes Höchst der IG-Farbenindustrie dargestellt, die ein Jahr lang stärkstem Verkehr ausgesetzt waren. Der Belag hat sich auch dort bewährt. Besonders bemerkenswert ist, daß der IG-Belag bei Frost und nassem Wetter aufgebracht werden kann und die Unterhaltung, Ausbesserung und Erneuerung einfach und billig sind.

#### 5. Schlußfolgerungen.

Aus den Versuchen können folgende Schlußfolgerungen gezogen werden:

1. Die Haftung von Hartgußasphaltdecken auf Stahlblechen wird durch Aufschweißen eines Streckmetalls verbessert. Mit dieser Bauart kann ein



Abb. 17. IG-Belag mit Quarz splitt auf Stampfasphaltplatten.

8. Die Farbe der Fahrfläche von Gußasphaltbelägen kann durch die Wahl der Zuschlagstoffe beeinflusst werden.

9. 5 bis 10 mm dicke Beläge mit „Dispersion-Spezial“ der IG Farbenindustrie-AG haften sehr gut, sowohl unmittelbar auf Stahlblechen als auch auf Hartgußasphalt.

Ablösen der Hartgußasphaltdecke unter schwerem Straßenverkehr zuverlässig verhindert werden.

2. 4 bis 5 cm dicke Hartgußasphaltbeläge sind in Hinsicht auf die Ebenheit der Fahrfläche besser als dickere Beläge. Durch entsprechende Bemessung der Fahrbahntafel muß dafür gesorgt werden, daß bei der geringen Lastverteilung keine bleibenden Verformungen unter Einzellasten auftreten.

3. Die Ebenheit und Griffligkeit der Fahrfläche bleibt bei günstig zusammengesetztem Hartgußasphalt (Bitumengehalt zwischen 8 und 10%) auf elastisch nachgiebiger Unterlage auch bei starkem Verkehr erhalten.

4. Bei starker Abkühlung der Gußasphaltdecke auf  $-30$  bis  $-40^{\circ}\text{C}$  treten Risse im Gußasphalt auf, die sich jedoch durch späteres Befahren und bei höherer Temperatur wieder schließen.

5. Ein rissefreier Gußasphaltteppich von 4 bis 5 cm Dicke ist wasserundurchlässig und bietet bei guter Oberflächenentwässerung einen ausreichenden Rostschutz.

6. Bei der Zusammensetzung von Hartgußasphalten sind die vom Beton her bekannten Regeln der Kornzusammensetzung mit Hohlraumminimum zu beachten. Für die untere Binderschicht ist ein Bitumengehalt von 11 bis 12%, für die Oberschicht ein Bitumengehalt von 8 bis 9% zu empfehlen. Die Korngrößen der Zuschlagstoffe können in beiden Schichten bis 15 mm gehen. Zur Erzielung einer guten Formbeständigkeit der Hartgußasphalte bei warmen Temperaturen ist der Anteil der groben Körnungen (5 bis 15 mm) so groß wie möglich zu wählen. Die Griffligkeit der Fahrfläche bleibt bei solchen Belägen auch bei starkem Verkehr (3 Mill. t) erhalten.

7. Fabrikmäßig hergestellte Hochdruck-Stampfasphaltplatten ertragen bei sorgfältiger Verlegung in heißen Bitumenmörtel auf unnachgiebiger Hartgußasphaltunterlage schweren Verkehr, sind jedoch nicht so widerstandsfähig wie Hartgußasphaltbeläge. Sechseckige Platten ergeben einen besseren Verband als viereckige.

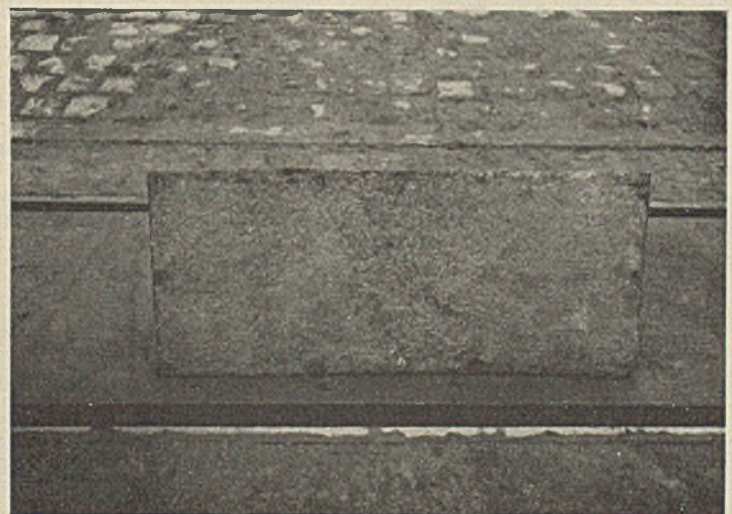


Abb. 18.

10. Beläge mit „Dispersion-Spezial“ sind formbeständig bei Kälte und Wärme bis  $\pm 40^{\circ}\text{C}$ .

11. 5 bis 10 mm dicke Beläge mit „Dispersion-Spezial“ auf Stahlblechen bieten ausreichenden Schutz gegen Rost.

12. Hartsteinsplitt mit „Dispersion-Spezial 2\*“ auf glatte, harte Asphaltbeläge aufgebracht, ergibt grifflige Fahrflächen.

### Vermischtes.

Professor O. Franzius †. Am 29. März 1936 ist Prof. Dr.-Ing. ehr. O. Franzius im Alter von 58 Jahren unerwartet gestorben. Sein Tod bedeutet für die deutsche Fachwelt einen schweren Verlust, da man von seinem schöpferischen Geiste noch viele technische Werke erwarten durfte.

Seine technische Ausbildung erhielt der nunmehr Verstorbene an den Technischen Hochschulen Berlin, München und Dresden. In Dresden wurde er stark beeindruckt von dem Altmeister des wasserbaulichen Versuchswesens, Geheimrat Prof. Dr. H. Engels. Als 26-jähriger erhielt er die Schinkelplakette mit dem Staatspreis. Nach vorübergehender Tätigkeit im preußischen Staatsdienste wurde er Marinebaumeister. Hier fand er in seinem technischen Schaffen ausgezeichnete Vorbilder aus der eigenen Familie, seinen Onkel Ludwig Franzius in Bremen und den Admiralsratsrat Franzius in Kiel. Die unter seiner Leitung ausgeführten Ausbesserungen an den Kieler Trockendocks, bei denen Druckluftschächte unter die Docksohlen getrieben wurden, verdienen noch heute als Meisterwerke mutigen Ingenieurschaffens besondere Erwähnung.

Als Hilfsreferent im Reichsmarineamt erhielt er im Jahre 1911 den Auftrag zum Studium des Panama-Kanals. Sein klarer Blick erkannte damals sofort den Wert der monolithischen Gußbetonbauweise für den Großwasserbau. 1913 kam er als Staatsbaurat nach Bremen, wo er vor allem mit der Ausbesserung der Hemelinger Schleuse zu tun hatte.

Ende 1913 wurde Franzius ordentlicher Professor an der Technischen Hochschule Hannover. In der Freiheit des akademischen Schaffens wandte sich sein schöpferischer Geist den großen Problemen des Ingenieurschaffens zu. Die Lintenführung des Mittellandkanals wurde von ihm maßgeblich beeinflusst (Franziussche Mittellinie). 1923 erhielt er mit Prof. Blum und der Siemens-Bauunion den ersten Preis für den Wettbewerb für den Hafen Trelleborg, 1928 den ersten Preis für den internationalen Hafenwettbewerb für Barcelona.

Seine Vorarbeiten für den Bau der Harzalsperren, für die er die Wasserwirtschaftliche Gesellschaft Hannover gründete, haben den Bau dieser Sperren (Odersperre, Sösesperre) sehr gefördert. Auch die Pläne der großen Eifeltalsperre bei Schwammenauel sind auf seine Forderung nach großzügigem Ausbau des Ruhrgebietes zurückzuführen.

Das umfangreiche Wissen von Franzius fand in den Büchern „Der Verkehrswasserbau“ und „Der Grundbau“ seinen Niederschlag.

In den Jahren 1929/30 hatte er als Berater der Chinesischen Nationalregierung die Aufgabe, einen Plan für die Bekämpfung der Hochwassergefahren des Huangho und des Hualho auszuarbeiten<sup>1)</sup>. Diese

<sup>1)</sup> S. die Abhandlungen in Bautechn. 1931, Heft 26, S. 397, Heft 30 S. 450, und 1933, Heft 40, S. 568.



wohl größte Aufgabe, die den Wasserbauern unserer Zeit gestellt ist, hat ihn bis zuletzt stark beschäftigt. Daß er auch bestes deutsches Wesen in China erfolgreich vertreten hat, zeige sich an der Verehrung, die ihm seine chinesischen Freunde bis zu seinem Tode entgegenbrachten.

Ein besonderer Erfolg seiner Hochschultätigkeit war der Aufbau der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, der immer wieder seine ganze Sorge galt. Seine in der Versuchsanstalt geleistete Forschungstätigkeit wurde 1931 durch Verleihung der Würde des Ehren doktors der Technischen Hochschule Braunschweig gewürdigt. Alle, die diese Arbeiten kennen, werden

es dankbar begrüßen, daß diese Versuchsanstalt auf Veranlassung des Ministeriums künftig den Namen „Franzius-Institut“ führen wird.

Die hohe Bewertung der Gefühlswerte und die Verantwortlichkeit des Technikers gegen die Gemeinschaft ließen Franzius schon früh die Kräfte erkennen, die eine deutsche Erneuerung versprochen. Er war daher frühzeitig ein offener Gefolgsmann des Führers.

Seinen Hörern war er stets ein Vorbild fachlichen Könnens und hilfsbereiter, verständnisvoller Menschlichkeit. Er hat sich bei ihnen ein bleibendes Gedenken gesichert. Er war der erste Rektor der Technischen Hochschule Hannover im Dritten Reich. Außerdem war er Mitglied der Akademie für Deutsches Recht und der Akademie für Landesforschung und Reichsplanung.

Betrüert heute die Fachwelt in Franzius den Verlust eines hervorragenden Fachmannes, so trauern mit den Angehörigen alle, die Franzius näher kennengelernt haben, besonders um den Tod des Menschen Franzius, der ihnen stets ein treuer Freund und Berater war.

Dr.-Ing. A. Streck.

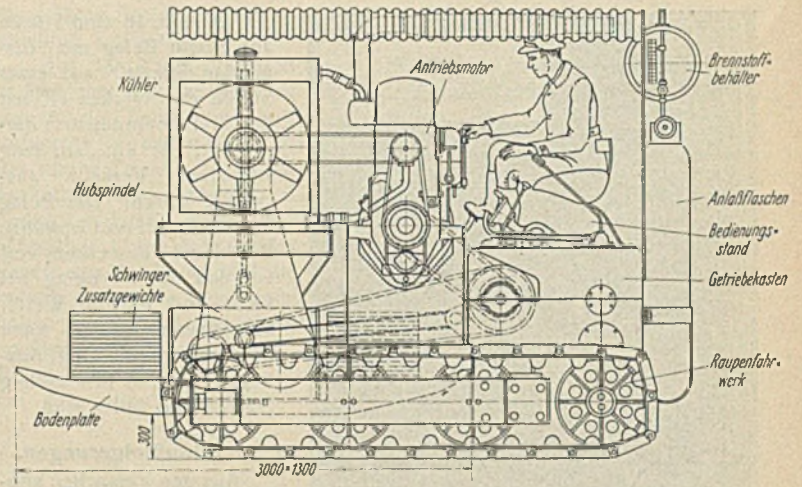
**Haus der Technik in Essen.** Das neue Vorlesungsverzeichnis für das Sommersemester 1936 enthält u. a. auch eine größere Zahl fachwissenschaftlicher Vorlesungen aus dem Gebiete des Bauingenieurwesens. Alle diese Vorlesungen beginnen um 19<sup>15</sup> Uhr. 8. Mai: Die geologischen Grundlagen für den Bau von Stauseen und Talsperren; Geologe Dr. Keller, Essen. — 18. Mai: Der Hansakanal als Bauaufgabe; Oberbaudirektor L. Plate, Bremen. — 9. Juni: Über neuere metallurgische Gesichtspunkte bei der Stahlerzeugung; Dr.-Ing. P. Bardenheuer, Düsseldorf. — 12. Juni: Die Stromlinien-Dampflokomotiven der Reichsbahn (mit Film); Reichsbahnoberrat K. Günther, Berlin. — 23. Juni: Die Deutsche Stadt und die Baukunst einst und heute; Prof. Dr.-Ing. K. Gruber, Darmstadt. — 30. Juni: Das Korrosionsverhalten gekupfelter Stähle; Dipl.-Ing. W. Komers, Düsseldorf. — 3. Juli: Zeppelin-Luftschiffe (mit Film); Direktor Dipl.-Ing. W. E. Dörr, Friedrichshafen. — 6. Juli: Aufbaueisen als Werkstoff auf Grund der neuesten Forschungsergebnisse; Prof. Dr.-Ing. Uhlitzsch, Freiberg (Sa.). — 7. Juli: Aufbau und Wirkungsweise von Elektroschweißmaschinen und Automaten (mit Film); Prof. Dr.-Ing. habil. A. Matting, Hannover.

Die Gebühren betragen für technische Vorträge: Hörerkarte an der Abendkasse oder im Vorverkauf 1,50 RM; für allgemeine Vorträge: Eintrittskarte an der Abendkasse 1 RM, im Vorverkauf 0,75 RM; Semesterkarte für sämtliche „technischen“ und „allgemeinen“ Vorträge 5 RM.

Programm durch die Geschäftsstelle des Hauses der Technik, Essen, Postfach 254, erhältlich.

**Boden-Schwingungsrüttler.** Lose Schüttungen (Dämme, Schotter, Baugrund u. dgl.) verdichtet man neuerdings auch durch Rütteln, wobei nach ähnlichen Grundsätzen verfahren wird wie beim Verdichten von Beton durch Rütteln<sup>1)</sup>.

An einem solchen Boden-Schwingungsrüttler des Losenhausenwerkes AG (s. Abb.) wird ein Schwinger mit Zusatzgewichten, der 1500 Schwingungen/min ausführt, auf einem Raupenwagen selbsttätig über die lose Schüttung gefahren. Wirksam ist beim Schwingen das Gesamtgewicht des Gerätes (30 t). Die Schwingungen übertragen sich auf den Boden, der mit der gleichen Schwingungszahl wie die Maschine schwingt (Resonanz). Die Fahrgeschwindigkeit der Maschine ist dabei derart, daß die auf der Schüttung arbeitende Bodenplatte die größte Amplitude erhält und die größtmögliche Verdichtung des Bodens erreicht wird. Auf der Maschine werden die Schwingbewegungen durch außerordentlich umlaufende Massen erzeugt, die über ein Getriebe und Gummiriem



Boden-Schwingungsrüttler zum Verdichten loser Schüttungen.

durch einen Dieselmotor (100 PS) angetrieben werden. Je nach der Bodenart beträgt die Arbeitsgeschwindigkeit des Gerätes 0,6 bis 0,8 m/min, wobei ein 2 m breiter Streifen verdichtet wird, so daß sich eine Leistung von 72 bis 96 m<sup>2</sup>/h ergibt. Der Dieselmotor treibt auch das Fahrwerk an. Der Schwinger mit den Zusatzgewichten und der Bodenplatte ist durch eine Spindel in der Höhe verstellbar.

Die Verdichtungswirkung geht, wie durch Versuche festgestellt worden ist, außer in eine gewisse Breite auch in eine verhältnismäßig große Tiefe. Man hat gefunden, daß die Verdichtung in 3 bis 5 m Tiefe genau so war wie in den Oberschichten. Ausgeführt wurden die Untersuchungen an einem aufgeschütteten Damm aus Kiessand und an einem gewachsenen, stark mit Lehm durchsetzten Boden.

R. —

**Schiffsliegestelle aus Stahldalben neuer Ausführung im Hafen von Malmö.** Um eine zuverlässige Liegestelle für Seeschiffe mit einem Tiefgange bis zu 9 m mit möglichst geringen Kosten zu schaffen, hat man bei dem neuen Öl- und Kohlenbunkerhafen westlich in Malmö-Hafen kürzlich eine Reihe von elf Stahldalben gebaut. Die allgemeine Anordnung dieser Dalben zeigt Abb. 1 in Schnitt und Grundriß.

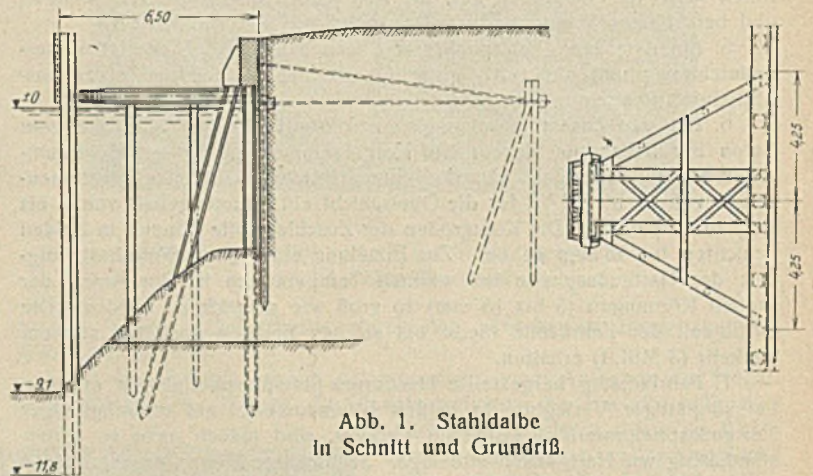


Abb. 1. Stahldalbe in Schnitt und Grundriß.

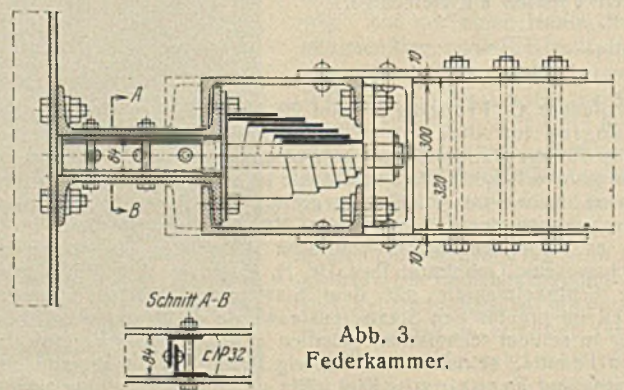


Abb. 3. Federkammer.

Die Dalben sind etwa 21 m voneinander entfernt und bestehen aus Spundwandbohlen Belval BZ IV R, die bis 2,5 m tief in den harten Tonboden gerammt worden sind. Die Spundwand ist so bemessen, daß sie für eine spätere Kaimauer benutzt werden kann.

Die Dalben sind durch eine federnde Abstützung mit dem hinter ihnen liegenden hölzernen Uferrand nachgiebig verbunden. Für jede Dalbe sind, wie Abb. 2 (Grundriß) deutlich erkennen läßt, zehn Schrauben-

<sup>1)</sup> Bautechn. 1935, Heft 29, S. 402.



federn in einer aus C-Eisen hergestellten und mit Konsistenzfett gefüllten Kammer untergebracht. Jede Feder kann für gewöhnlich eine Belastung von 4 t aufnehmen, Abb. 3 zeigt die Anordnung einer Schraubenfeder, ihre

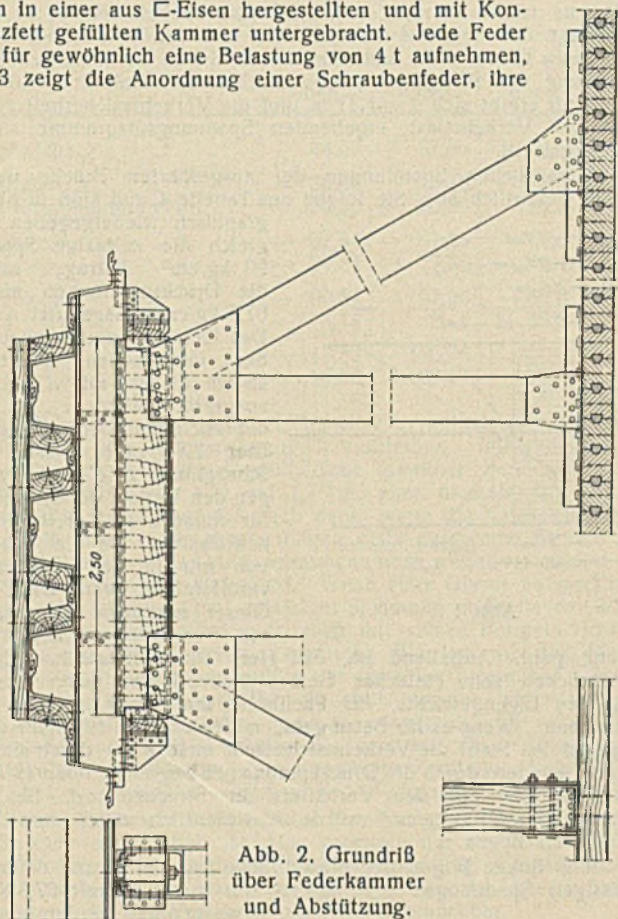


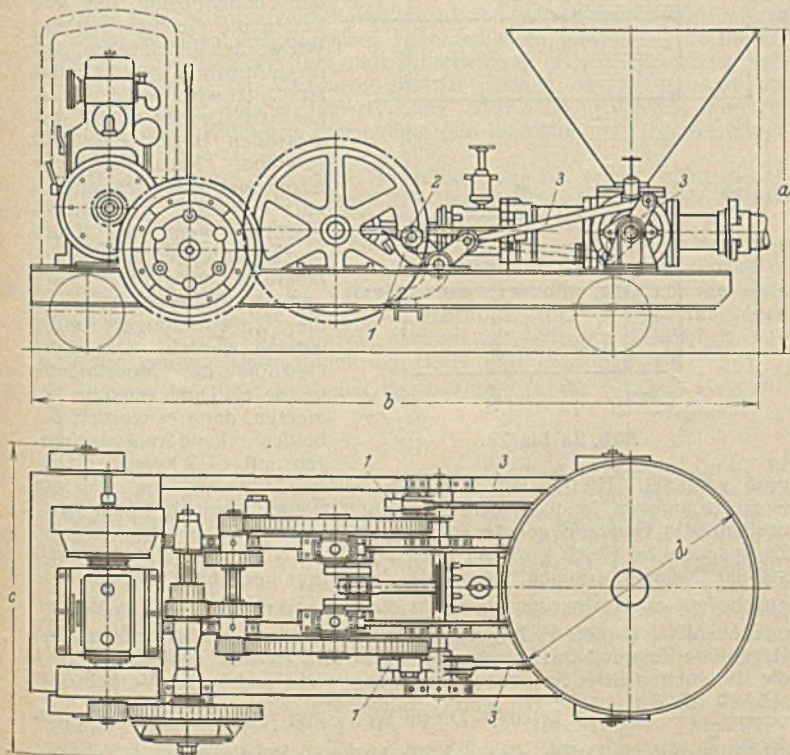
Abb. 2. Grundriß über Federkammer und Abstützung.

Auflagerung auf dem waagrecht liegenden H-Träger und ihre Unterbringung in der Kammer. Auf der Vorderseite der Dalben ist eine hölzerne Verkleidung vorgesehen.

Diese Bauart der Dalben hat sich als durchaus geeignet erwiesen, die Stoßbeanspruchungen beim Anprall eines Fahrzeuges sicher aufzunehmen. Valdemar Rang.

**Verbesserungen an der Betonpumpe.** Bei der bisherigen Bauart der Betonpumpe mit liegendem Zylinder (von Otto Kaiser, St. Ingbert) wurde das vereinigte Saug- und Druckventil durch je eine Zahnstange auf jeder Pumpenseite gesteuert<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1934, Heft 31, S. 410.



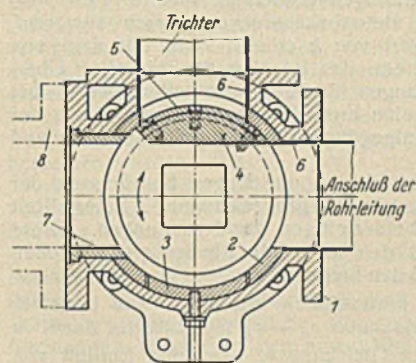
1 Schwingdaumen, 2 Steuerrolle am Schwungrad, 3 Hebelsteuerung.

Abmessungen.

a m	b m	c m	d m	Lieferleistung m <sup>3</sup> /h
1,407	3,245	1,450	1,100	bis 9
1,690	3,880	1,620	1,340	„ 13
1,950	4,510	1,915	1,500	„ 22

Abb. 2. Betonpumpe mit Hebelsteuerung des Ventils. Antrieb der Steuerung durch Schwingdaumen.

Länger dauernde Versuche ergaben, daß die Lieferleistung der Pumpe bis zu einem gewissen Grade von der Geschwindigkeit abhängt, mit der das Ventil (Abb. 1) gedreht wird.



1 Ventilgehäuse, 2 Ventilbüchse, 3 Blinddeckel, 4 Drehschleber, 5 Stahlplatte, 6 Verschleißfutter, 7 Büchse, 8 Pumpenzylinder.

Abb. 1. Querschnitt durch das vereinigte Saug- und Druckventil einer Betonpumpe.

Da die Zahnstangensteuerung infolge des Spieles zwischen den Zähnen der Stange und des Ritzels besonders nach längerer Betriebsdauer die Stellungen des Ventils nicht rasch genug ändert, wurde an dessen Stelle eine Hebelsteuerung angebracht (Abb. 2), durch die die Lieferleistung einer Pumpe gleicher Größe um 25 % und mehr gesteigert werden konnte. Die Förderhöhe (bis 35 m) und die waagerechte Förderweite (bis 200 m) bleiben davon unberührt. Gebaut wird die neue Pumpe in drei Größen: bis 9, bis 13 und bis 22 m<sup>3</sup>/h Lieferleistung. R.

Zuschriften an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Die Sicherheit von Bogenbrücken aus Beton und aus Stahl.

I.

1. In diesem von Ing. Dr. Franz Glaser in Bautechn. 1935, Heft 48, veröffentlichten Aufsatz führt der Verfasser einen Vergleich zwischen Bogenbrücken aus Beton und aus Stahl durch, und zwar auf Grund rein theoretischer Ableitungen. Er kommt hierbei zu dem jeden Eisenbetonfachmann überraschenden und für jeden Stahlbauer erfreulichen Ergebnis, daß Betonbogen eine wesentlich geringere Steigerung der Verkehrslasten ertragen können als Stahlbogen. Die bis zum Bruch aufnehmbaren Steigerungen der Verkehrslasten gegenüber den der Rechnung zugrunde gelegten sind in der Tabelle I in Abhängigkeit von der zugelassenen bzw. zulässigen Spannung wiedergegeben. Das Verhältnis der beiden wird mit *k* bezeichnet.

Tabelle I.

Zulässige Betonspannung	30	50	70	100	150
Verkehrssicherheit für <i>e</i> : <i>f</i> = 5	<i>k</i> = 2,67	1,98	1,70	1,48	1,33
Verkehrssicherheit für <i>e</i> : <i>f</i> = 10	<i>k</i> = 2,75	2,02	1,72	1,50	1,33

Die außerhalb der fettgedruckten Umrandung stehenden Werte von *k* für die Spannungen 30 und 150 kg/cm<sup>2</sup> habe ich auf Grund der Formeln Glasers noch neu gerechnet, um den Verlauf der Ergebnisse besser zu kennzeichnen.

Für Stahlbrücken dagegen errechnet Glaser den Wert von *k* zu 1,90 bis 2,03 bzw. bei Berücksichtigung der Plastizität zu 2,45 bis 2,64. Die Plastizität kommt aber beiden Bauweisen zugute, so daß ich darauf verzichten kann, auf die letzteren Zahlen einzugehen. Aus seinen Untersuchungen folgert nun Herr Glaser, daß Stahlbrücken eine wesentlich höhere Sicherheit gegenüber Verkehrslasten haben als Betonbrücken, und hält deshalb — „im Sinne der Ausführungen Dischingers“<sup>1)</sup> — eine Steigerung der zulässigen Stahlbeanspruchungen für möglich. Wenn die Ausführungen Glasers über Betonbrücken richtig wären, dann möchte ich noch einen Schritt weiter gehen und empfehlen, Betonvollgewölbe entweder ganz zu verbieten oder aber nur ganz geringe Beanspruchungen, jedenfalls nicht mehr als 50 kg/cm<sup>2</sup> zuzulassen. Die Ausführungen Glasers sind aber, wie ich im folgenden zeigen werde, unrichtig.

2. In seiner Abhandlung nimmt Herr Glaser mehrfach auf meinen schon genannten Aufsatz über die Sicherheit weitgespannter Massivbrücken Bezug, dessen Ausführungen sich in der gleichen Richtung bewegen wie die Vorschläge Gehlers in Beton u. Eisen<sup>2)</sup>. Herr Glaser glaubt feststellen zu können, daß die von ihm ermittelten Werte *k* sehr gut mit meinen übereinstimmen. Ich habe in meinem Aufsatz vier Brücken

<sup>1)</sup> Fr. Dischinger, Kritische Betrachtungen über die Sicherheit weitgespannter Massivbogen. Bautechn. 1934, Heft 50.

<sup>2)</sup> W. Gehler, Die technischen Lehren beim Bau der Moselbrücke in Koblenz. B. u. E. 1934, Heft 17 u. f.

verschiedener Spannweiten miteinander verglichen und für diese ausgeführten bzw. baureif durchgeführten Entwürfe die in der Tabelle 2 angegebenen Werte von  $k$  ermittelt.

Tabelle 2.

	a	b	c	d
Spannweite $l$ . . . . .	60	90	107	260 m
Größte Betonbeanspruchung . . . . .	41,7	67,5	86,8	150,9 kg/cm <sup>2</sup>
Verkehrssicherheit $k$ . . . . .	2,0	3,0	6,0	10,0

Hierbei sind die Brücken a und b als Vollquerschnitte, die Brücken c und d dagegen als Hohlquerschnitte ausgeführt. Die Tabelle 2 zeigt, daß im Gegensatz zu den Ausführungen Glasers (s. Tabelle 1) die Verkehrssicherheit mit zunehmender Betonbeanspruchung rasch anwächst. Der von mir ermittelte Kleinstwert von  $k$  stimmt zwar mit dem von Glaser ermittelten GrößtWert überein, das ist aber die einzige Übereinstimmung. Weitere Untersuchungen darüber anzustellen, wieso bei größeren Betonbeanspruchungen seine Ermittlungen den Ergebnissen der praktischen Ausführungen gerade entgegengesetzt sind, hält er anscheinend nicht für notwendig.

3. Wie ist nun Herr Glaser zu diesen unrichtigen Ergebnissen der  $k$ -Werte bei wachsenden Betonbeanspruchungen gekommen? Er ermittelt in Gl. (1) u. (2) die Größe der beiderseitigen Randspannungen. Diese Werte setzen sich zusammen aus den für beide Ränder gleich großen Druckspannungen aus  $H_{g+\frac{1}{2}p}$  und den Biegungsspannungen aus Verkehrslasten, deren Einfluß er aus den Einflußlinien ermittelt. Nun bildet er die Differenz der beiden Randspannungen  $\sigma_u - \sigma_o$  und schaltet damit in der sich daraus ergebenden neuen Gleichung  $\sigma_u - \sigma_o$  den Einfluß von  $H_{g+\frac{1}{2}p}$  ganz aus. Aus der Bedingung, daß an den Rändern keine Zugspannungen auftreten sollen, setzt er  $\sigma_u = 0$  und damit  $\sigma_o = -\sigma_{zul}$ . Mittels dieser Gleichung ermittelt er dann die Dicke des Gewölbes an den Viertelpunkten bzw. das Verhältnis von Spannweite zu Gewölbedicke. Er erhält damit folgende Werte:

Tabelle 3.

Für eine zugelassene Spannung von $\sigma_{zul} = 30$	50	70	100	150
ergibt sich nach Glaser . . . . . $f/d = 39,5$	51	60	72	88,5

Die außerhalb der Umrandungen stehenden Werte wurden wieder von mir neu hinzugerechnet. Bei diesem Bemessungsverfahren Glasers ist nunmehr der Einfluß des Eigengewichts, der Pfeilhöhe und der Knicksicherheit ausgeschaltet. Man stelle sich vor, daß nach Glaser es gleichgültig ist, wie schwer die Brücke konstruiert ist und ob die Brücke mit einem Pfeilverhältnis  $l:f=4$  oder  $l:f=16$  ausgeführt wird. Weiter folgt daraus, daß bei gegebener Betonbeanspruchung alle Brücken gleiche Gewölbedicke und auch fast mathematisch den gleichen Horizontalschub  $H_{g+\frac{1}{2}p}$  besitzen. Die von Glaser festgestellte Schwankung des Horizontalschubes ist durch die Werte  $\mu$  gegeben. Die  $\mu$ -Werte schwanken aber nur von 0,508 bis 0,522. Der Unterschied in den Horizontalschüben ist also nur unwesentlich.

Dieses auffallende Ergebnis seiner Untersuchungen hätte Dr. Glaser darauf stoßen müssen, daß hier etwas nicht in Ordnung ist. Weiter hätte er leicht feststellen können, daß die von ihm in Tabelle 3 ermittelten Schlankheitsverhältnisse Phantasiezahlen sind, die mit den praktischen Ausführungen nur bei kleinen Betonbeanspruchungen übereinstimmen. Nach den Erfahrungsformeln von Mörsch ergibt sich die Dicke der Viertelfuge zu  $d_k = 2(1 + 15)$  in cm. Damit ergibt sich für die Spannweiten von 40, 70, 100 m ein Schlankheitsverhältnis von  $l/d = 36, 41, 44$ . Bei der Moselbrücke Koblenz wurden infolge der sehr genauen Ermittlung der Knicksicherheit mit veränderlichem Trägheitsmoment etwas größere Werte von  $l:d$  erreicht. Im allgemeinen läßt sich jedoch auch bei sehr hohen Spannungen kein größeres Schlankheitsverhältnis als  $l:d = 50$  erreichen. Nur bei den niedrigen Beanspruchungen von 30 bis 50 kg/cm<sup>2</sup>, bei denen  $k \geq 2,0$ , stimmen die von Glaser ermittelten Schlankheitsverhältnisse mit den praktischen Ausführungen überein. Die für höhere Spannungen ermittelten Verhältnisse von  $l:d$  sind unbrauchbar und infolgedessen auch die dazugehörigen Werte  $k$ .

Das Ergebnis der Untersuchungen Glasers läßt sich graphisch sehr einfach und übersichtlich darstellen (Abb. 1). Trägt man in der oberen Faser  $\sigma_o = \sigma_{zul}$  und in der unteren Faser  $\sigma_u = 0$  auf (bzw. umgekehrt), dann ergibt sich damit eine mittlere Druckspannung aus  $H_{g+\frac{1}{2}p}$  von  $0,5 \sigma_{zul}$ . (Glaser ermittelt den Wert von  $\mu$  zu 0,508 bis 0,522, dieser kleine Unterschied hängt damit zusammen, daß die Lastscheibe der Einflußlinie etwas außerhalb des Scheitels liegt.) Die Werte der Verkehrssicherheit  $k$  erhalten wir, wenn wir entsprechend der Annahme Glasers durch  $\sigma_u = +20$  kg/cm<sup>2</sup> eine weitere Schräge ziehen, aus dem Verhältnis von  $a:b$ . Der Fehler von Glasers Bemessung liegt also darin, daß er die Schwankungen der Verkehrslastspannungen einfach gleich der zulässigen Spannung setzt. Es ist aber eine Erfahrungstatsache, daß man bei Vollgewölben die zulässigen Spannungen niemals ausnutzen kann. Bei kleinen Brücken kann man oft nicht einmal 30 kg/cm<sup>2</sup>, und auch bei den weitestgespannten Brücken sind 70 kg/cm<sup>2</sup> nur sehr schwer zu erreichen.

An dem Beispiel der Moselbrücke möge der Einfluß der unrichtigen Bemessung Glasers im einzelnen gezeigt werden. Für den linken Bogen

dieser Brücke ist  $l = 90$  m,  $f = 8,36$  m. Die Verkehrslast je Gewölbreite beträgt  $0,8$  t/m<sup>2</sup> und stimmt also mit den Annahmen Glasers überein. Nach Glaser wird sich für diesen Bogen bei einer zulässigen Beanspruchung von  $90$  kg/cm<sup>2</sup> ein Schlankheitsverhältnis  $l:d = 68,5$  ergeben. Damit ergibt sich  $d = 1,31$  m und die Verkehrssicherheit zu  $1,57$ . Die sich bei Verkehrslast ergebenden Spannungsdiagramme sind in Abb. 2a dargestellt.

Die tatsächlichen Spannungen der ausgeführten Brücke weichen davon aber wesentlich ab. Sie folgen aus Tabelle 4 und sind in Abb. 2b graphisch wiedergegeben. Obgleich die zulässige Spannung  $90$  kg/cm<sup>2</sup> betrug, konnten die Druckspannungen nur mit  $67,5$  kg/cm<sup>2</sup> ausgenutzt werden. Das Gewölbe mußte gegenüber der Glaserschen Bemessung  $40$  cm dicker, mit  $d = 1,71$  m ausgeführt werden. Die Verkehrssicherheit beträgt  $3,0$  gegenüber  $1,57$  nach Glaser. Die Schräglinien  $g, g'$  und  $f, f'$  zeigen den Verlauf der Spannungen für einfache und dreifache Verkehrslasten. Da die Tabelle 4 von mir in der „Bautechnik“ veröffentlicht war, hätte Herr Glaser erkennen können, daß sein Bemessungsverfahren nicht

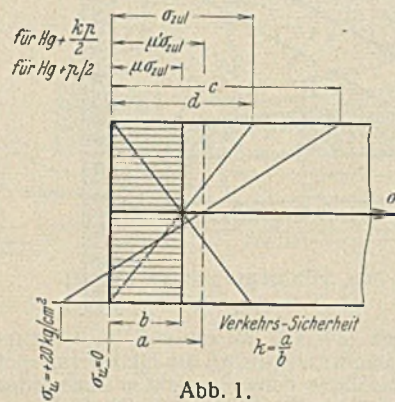


Abb. 1.

in Ordnung geht. Auffallend ist, daß Herr Glaser feststellt, daß man bei Stahlbrücken sein einfaches Bemessungsverfahren unter Vernachlässigung des Eigengewichts, der Pfeilhöhe und Knicksicherheit nicht anwenden kann. Wenn es für Beton geht, müßte es auch für Stahl gehen. Allerdings ist bei Stahl die Verkehrssicherheit nicht mehr durch die Zugspannungen, sondern durch die Druckspannungen begrenzt. Gemäß Abb. 1 ergibt sich  $k$  jetzt aus dem Verhältnis der Strecken  $c:d$ . Bei einer Streckengrenze von  $2400$  kg/cm<sup>2</sup> würde  $k$  wesentlich unter dem Werte  $2400/1400 = 1,7$  liegen.

Bei dem linken Bogen der Moselbrücke lag der Grund dafür, daß die zulässigen Spannungen  $= 90$  kg/cm<sup>2</sup> nur zu  $75\%$  mit  $67,5$  kg/cm<sup>2</sup> ausgenutzt werden konnten, an der mangelnden Knicksicherheit. Herr Glaser wird vielleicht einwenden, daß bei einem größeren Pfeil infolge des verminderten Horizontalschubes die Knicksicherheit keine Rolle mehr spielt und daß dann nach seinem Bemessungsverfahren die zulässigen Spannungen mit  $90$  kg/cm<sup>2</sup> ausgenutzt werden können. Wir wollen deshalb den gleichen Bogen für den doppelten Pfeil  $f = 2 \cdot 8,36 = 16,72$  m bemessen, unter der Voraussetzung, daß alle Lasten die gleichen bleiben.

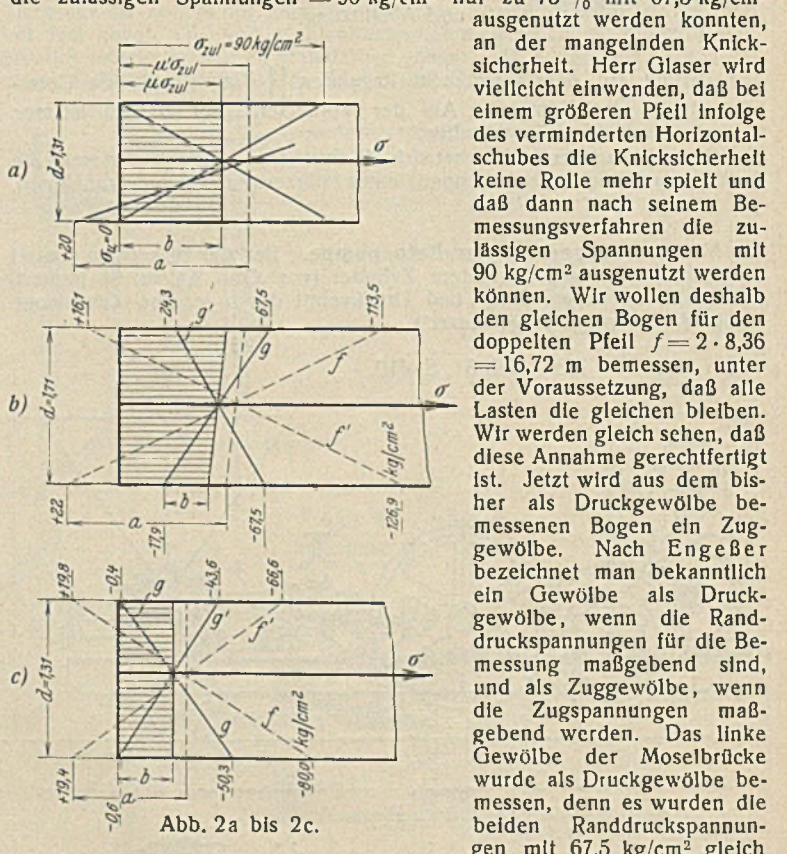


Abb. 2a bis 2c.

Wir werden gleich sehen, daß diese Annahme gerechtfertigt ist. Jetzt wird aus dem bisher als Druckgewölbe bemessenen Bogen ein Zuggewölbe. Nach Engeßer bezeichnet man bekanntlich ein Gewölbe als Druckgewölbe, wenn die Randdruckspannungen für die Bemessung maßgebend sind, und als Zuggewölbe, wenn die Zugspannungen maßgebend werden. Das linke Gewölbe der Moselbrücke wurde als Druckgewölbe bemessen, denn es wurden die beiden Randdruckspannungen mit  $67,5$  kg/cm<sup>2</sup> gleich groß gestaltet. Hierfür lag aber kein zwingender Grund vor, weil die Druckspannungen ja doch nicht ausgenutzt werden konnten. Man hätte deshalb das Gewölbe gerade so gut als Zuggewölbe bemessen und die Zugspannungen gleich groß gestalten können. Wenn wir jetzt den Pfeil auf das Doppelte erhöhen, dann ist  $H_{g+\frac{1}{2}p}$  nur noch halb so groß; das gleiche gilt auch näherungsweise für die Normalkraft  $N_{g+\frac{1}{2}p}$  im Viertelpunkte. Jetzt werden die Zugspannungen maßgebend, und wir müssen den Bogen als Zuggewölbe bemessen. Nach Abb. 2b und Tabelle 4 betrug die durchschnittliche Spannung aus Eigengewicht und halber Verkehrslast  $\frac{44,54 + 37,86}{2} = 41,2$  kg/cm<sup>2</sup>. Dieser Wert sinkt jetzt infolge der Pfeilerhöhung auf die Hälfte, also auf  $20,6$  kg/cm<sup>2</sup>. Die Spannungen aus den Kernpunktmomenten bleiben dieselben, da wir die Gewölbedicke  $d$  nicht

geändert haben, und wir erhalten damit den in Abb. 2c und Tabelle 5 dargestellten Spannungsverlauf.

	Tabelle 4		Tabelle 5	
	oben	unten	oben	unten
Eigengewicht $g$ . . . . .	— 44,54	— 37,86	— 20,6	— 20,6
Verkehrslast $p$ . . . . .	— 23,00	— 29,70	— 23,0	— 29,7
vier Kernpunktmente . . . . .	+ 20,20	+ 20,00	+ 20,2	+ 20,0
Spannungen . . . . .	— 67,54	— 67,56	— 43,6	— 50,3
für $g+p$ . . . . .	— 24,34	— 17,86	— 0,4	— 0,6
Spannungen . . . . .	— 90,54	— 97,26	— 66,6	— 80,0
für $g+2p$ . . . . .	— 4,14	+ 2,14	+ 19,8	+ 19,4
Spannungen . . . . .	— 113,54	— 126,96		
für $g+3p$ . . . . .	+ 16,06	+ 22,14		

Die Tabelle 5 zeigt, daß bei einfacher Verkehrslast ( $g+p$ ) nur noch unwesentliche Randdruckspannungen verbleiben. Infolgedessen ist es auch nicht möglich, die Gewölbedicke merkbar herabzusetzen. Wir könnten sie wohl von 1,71 auf 1,70 m, aber niemals auf 1,31 m verringern. Wir sehen also, daß auch dann, wenn die Knicksicherheit keine Rolle spielt, die Randdruckspannungen nicht ausgenutzt werden können, im Gegenteil müssen die Druckspannungen noch weiter vermindert werden, und zwar von 67,5 auf 50 kg/cm<sup>2</sup>. Wenn Herr Glaser entsprechend der Tabelle 5 nur mit 50 kg/cm<sup>2</sup> zulässiger Spannung an Stelle der 90 kg/cm<sup>2</sup> rechnen würde, dann könnte er auch mit seinen Formeln richtige Abmessungen für die Viertelfuge erhalten. Würden wir den Pfeil noch über 2·8,36 erhöhen, dann müßte das Gewölbe gegenüber 1,71 m noch verstärkt werden. Zu demselben Ergebnis würden wir auch kommen, wenn wir den Pfeil geringer als 8,36 annehmen. Für eine Pfeilhöhe zwischen 8,36 und 2·8,36 würden wir demnach die geringste Gewölbedicke erhalten, die allerdings nur um wenige Zentimeter unter 1,71 liegen würde, bei  $\sigma_{zul}$  zwischen —67,5 und —50 kg/cm<sup>2</sup>. Ich stelle deshalb abschließend nochmals fest, daß das Bemessungsverfahren Glaser mathematisch zwar nicht falsch ist, aber praktisch nur zu benutzen ist, wenn man im voraus weiß, welche größte Druckspannung in einem bestimmten Falle brauchbar ist. Da man diese aber ohne genaue Untersuchung nicht kennen kann, ist das Verfahren praktisch unbrauchbar.

4. Vorsichtigerweise schaltet Herr Glaser bei seinen Ausführungen die Rippen und vor allem auch die Hohlgewölbe, die heute für große Spannweiten und kühne Brücken allein in Frage kommen, ganz aus seinen Betrachtungen aus, weil sich für diese Gewölbe eine vielfach höhere Verkehrssicherheit ergibt als für stählerne Bogenbrücken. So hat z. B. der rechte, als Hohlgewölbe ausgeführte Bogen der Moselbrücke Koblenz eine Verkehrssicherheit von  $k=6,0$ , und in meinem erwähnten Aufsätze in der „Bautechnik“ habe ich gezeigt, daß sich bei Hohlgewölben sogar eine Verkehrssicherheit von  $k=10$  erreichen läßt, wenn man von der zulässigen Spannung auf 150 kg/cm<sup>2</sup> geht. Dischinger.

II.

Die vorstehende Zuschrift des Herrn Prof. Dr.-Ing. Dischinger, die dieser zu unserer Kenntnis gebracht hat, veranlaßt uns zu folgenden Bemerkungen:

Wer vor die verantwortungsvolle Aufgabe gestellt ist, im Wettbewerb zwischen Stahlbau und Betonbau zu entscheiden, der wird jede theoretische Untersuchung, die ihm diese Entscheidung erleichtert, dankbar aufgreifen. Er wird im Vertrauen auf das Können des Theoretikers die Ergebnisse einer solchen Untersuchung auch dann verwerten, wenn er selbst zu einer kritischen Betrachtung der theoretischen Gedankengänge nicht in der Lage ist.

Hieraus ergibt sich für den Theoretiker, der mit seiner Arbeit in den Wettbewerb eingreift, die besondere Verpflichtung zu scharfer Selbstkritik und unmißverständlicher Darlegung seiner Gedanken.

Ein Aufsatz wie der des Herrn Dr. Glaser gefährdet die sachliche Entscheidung im Wettbewerb zwischen Stahlbau und Betonbau, weil er in einer Form abgefaßt ist, daß selbst der geschulte Ingenieur die darin enthaltenen Fehlschlüsse nur schwer erkennen kann. Wir müssen gegen diese Art, in den Wettbewerb einzugreifen, Einspruch erheben und schließen uns den Darlegungen des Herrn Prof. Dischinger an.

Deutscher Beton-Verein (e. V.), Dr.-Ing. Petry.

III.

1. Der Aufsatz von Ing. Dr. Franz Glaser bezieht sich nur auf volle Betonquerschnitte von massiven Bogenbrücken, nicht aber auf die kastenförmigen Querschnitte aus Eisenbeton, die für weitgespannte neuzeitliche Eisenbetonbogen allein in Frage kommen. Er erstreckt sich also überhaupt nicht auf den Wettbewerb zwischen Bogenbrücken aus Baustahl und aus Eisenbeton in dem heute praktisch bedeutsamen Bereich der Spannweiten von 100 bis 250 m, hat also im wesentlichen nur Bedeutung für Betonbogen bis etwa 70 m Spannweite. (Der Fall der Moselbrücke Koblenz<sup>1)</sup> bildet insofern eine Ausnahme hinsichtlich der Anwendung des

<sup>1)</sup> W. Gehler, Die technischen Lehren beim Bau der Moselbrücke Koblenz, B. u. E. 1934, Heft 14 bis 17. — F. Dischinger, Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, Bautechn. 1934, S. 130 ff.

kastenförmigen Querschnitts, als dort der linke und mittlere Bogen mit vollem Betonquerschnitt und nur der rechte mit kastenförmigem Querschnitt ausgebildet wurde, um den Ausgleich des Bogenschubes an dem besonders tief zu gründenden Strompfeiler zu erreichen.)

2. Hätte der Verfasser seine überraschenden Schlußfolgerungen an einigen Rechnungsbeispielen, etwa am Fall der Moselbrücke Koblenz, nachgeprüft, so würde er zu folgenden Erkenntnissen gekommen sein.

1. Fall: Flache Bogen (mit sehr kleinem Pfeil). Dann liegt ein sogenanntes Druckgewölbe vor, bei dem die Randdruckspannung für die Bemessung maßgebend ist. Die hohen zulässigen Spannungen von etwa 90 kg/cm<sup>2</sup> können in diesem Falle wegen der erforderlichen Knicksicherheit nicht ausgenutzt werden. Es kann nur die größte Spannung von rd. 70 kg/cm<sup>2</sup> erreicht werden. (Linker und mittlerer Bogen der Moselbrücke.)

2. Fall: Bogen mit mittlerem oder großem Pfeil. Herr Professor Dischinger hat in dankenswerter Weise in seiner mir zur Kenntnis gegebenen Erwiderung auf den Aufsatz Glaser durch ein Rechnungsbeispiel nachgewiesen, daß auch dann, wenn für die Moselbrücke Koblenz eine doppelt so große Pfeilhöhe vorhanden gewesen wäre, die Gewölbedicke dieser Betonbogen die gleiche hätte sein müssen, und daß als größte Druckspannung sogar nur 50 kg/cm<sup>2</sup> hätten ausgenutzt werden können, weil dann der Bogen nicht als Druckgewölbe, sondern als Zuggewölbe bemessen werden muß.

Diese Beispiele zeigen, daß die Schlußfolgerungen des Verfassers für volle Betonquerschnitte nicht zutreffend sind und keine praktische Bedeutung haben.

3. Worin liegt nun der Trugschluß? Der Verfasser hat zwar für die Randspannungen im Viertelpunkte bemerkenswerte Formeln richtig hergeleitet. Er ermittelt aber dann aus dem Unterschiede dieser Randspannungen die Bogendicke für seine weiteren mathematischen Betrachtungen, obwohl er sich bewußt ist, daß er damit keine Bemessungsregel für Bogenbrücken gefunden hat. Hiernach würde die Bogendicke nur von der Stützweite, der zulässigen Beanspruchung und von der Verkehrslast abhängen, nicht aber vom Bogenschub, also auch nicht vom Eigengewicht und von der Knicksicherheit. Die Bogendicke wäre hiernach proportional der Stützweite. Schon die bekannte Gleichung für den Bogenschub

$$H = \frac{l^2}{8f} (g + \frac{1}{2}p)$$

sowie die Grundformel für die Knickkraft, in denen stets das Quadrat der Stützweite auftritt, hätten den Verfasser bedenklich machen müssen, auf dieser trügerischen Grundlage Schlußfolgerungen aufzubauen.

4. Während in Deutschland seit einem Jahrzehnt fast ausschließlich Balkenbrücken ausgeführt werden, ist z. B. in Schweden der Nachweis für die Schönheit und Wirtschaftlichkeit weitgespannter Bogenbrücken erbracht worden, und zwar bei der Tranebergsundbrücke aus Eisenbeton von 181 m Spannweite und bei der kürzlich eingeweihten Mälarseebrücke aus Baustahl von 204 m größter Stützweite, die hauptsächlich deutscher Ingenieurkunst zu verdanken ist. So leidenschaftlich ich bei jeder Gelegenheit für den Bau von Bogenbrücken gerade mit Rücksicht auf Schönheit und Wirtschaftlichkeit bei großer Spannweite eintrete, damit nicht nur nach dem Vorbilde der Mangfallbrücke immer und immer wieder Balkenträger ausgeführt werden, so muß doch auf die größte Gründlichkeit auch beim theoretischen Studium dieser Frage Wert gelegt werden, um eine Verwirrung der Auffassung bei den Lesern zu vermeiden, die nicht die Zeit haben, tiefer in den Stoff einzudringen. W. Gehler.

Erwiderung.

Zu vorstehenden Zuschriften der Herren Prof. Dischinger, Dr.-Ing. Petry und Prof. Gehler, die einvernehmlich verfaßt, auch unter einem behandelt werden sollen, habe ich zunächst meine Voraussetzungen zu wiederholen. Mein Aufsatz setzte voraus:

1. Nicht oder nur schwach bewehrte Betonbogen mit Vollquerschnitt. S. 646, 1. Sp., letzte Zeile.
2. Die Querschnitte sind unter voller Ausnutzung der zulässigen Spannungen ermittelt. An einem Rande tritt also die zulässige Druckspannung auf, am anderen, wegen des Ausschlusses von Zugspannungen, die Spannung 0. S. 647, r. Sp., Gl. (1) u. (2).
3. Gültigkeitsbereich: Stützweiten von etwa 40 m bis 70 m. Darüber hinaus werden nämlich Massivbogen, schon wegen der Widerlager, nur ausnahmsweise ausgeführt. S. 649, r. Sp., Zeile 11 und 12 v. o.
4. Es war ausdrücklich nicht beabsichtigt, eine allgemein gültige Bemessungsregel für Bogenbrücken abzuleiten. S. 647, r. Sp., Zeile 6 bis 10 v. o.
5. Mit Rücksicht auf die Knicksicherheit wurde eine größte Spannung von 70 kg/cm<sup>2</sup> und eine größte Schlankheit (Spannweite  $l$ : Bogendicke im Viertelpunkte  $d$ ) von 60 in Betracht gezogen. S. 649, r. Sp., vorletzter Absatz; S. 650, 1. Sp., erster Absatz; S. 647, r. Sp., Zeile 19.

Hierzu habe ich noch zu bemerken:

Zu 1. Ich habe Hohlgewölbe, die voraussetzungsgemäß nicht zu behandeln waren, nichtsdestoweniger nicht vorsichtigerweise aus meinen Betrachtungen ganz ausgeschaltet, wie behauptet wird, sondern ich habe sie sogar, und zwar auch für kleinere Stützweiten, empfohlen. S. 650, 1. Sp., vorletzter Absatz.

Zu 2., 3. und 4. Mein Bemessungsverfahren wird als unrichtig, Trugschluß usw. bezeichnet. Es wird entgegengehalten, daß es überhaupt unmöglich sei, die Randspannungen auszunutzen. Nun liegt aber ein Dreiecksbogen vor, also ein statisch bestimmtes System, daher muß

auch eine weitgehende Ausnutzung der zulässigen Spannungen, soweit es die auch von mir berücksichtigte Knicksicherheit gestattet, möglich sein. Ferner wird bemängelt, daß bei gegebener Betonbeanspruchung nach meinem Verfahren alle Brücken gleiche Gewölbedicke und den gleichen Horizontalschub  $H_{g+1/2p}$  besitzen müßten. Dagegen ist zu sagen, daß ich das Eigengewicht bzw. den Horizontalschub  $H_{g+1/2p}$  durch Einführung des Faktors  $\mu$  berücksichtigt habe. Dieser verändert sich mit dem Pfeilverhältnis, also mit der Stützweite und dem Pfeil und mit der zulässigen — vorhandenen Spannung. Die Schlankheit  $l:d$  verändert sich mit der nämlichen Spannung und mit der Verkehrslast. Der Horizontalschub  $H_{g+1/2p} \approx \mu \sigma d$  ist daher niemals ein von der Spannung allein abhängiger Wert. Um den Nachweis der Unabhängigkeit der Gewölbedicke von der Pfeilhöhe hat sich die Gegenseite selbst bemüht.

Die erhobenen Einwände werden an dem Beispiel der Koblenzer Moselbrücke auch zahlenmäßig zu begründen versucht. Diese Brücke liegt aber außerhalb des von mir betrachteten Stützweitenbereiches und stellt außerdem in mancher Hinsicht einen Ausnahmefall, keineswegs aber einen für Vergleichszwecke geeigneten Regelfall vor. Sie ist nämlich kein Einzelbauwerk, sondern ein Teil einer zusammenhängenden Bogenreihe und wurde zur Erzielung eines großen Horizontalschubes massiv ausgeführt. Überdies mußte mit Rücksicht auf die Knicksicherheit überbemessen werden. Diese Umstände kommen natürlich in der Sicherheit von 3 zum Ausdruck. Daß diese Sicherheitszahl nicht den Regelfall darstellt, das beweist die Bemerkung Dischingers in Bautechn. 1934, Heft 50, S. 659: „Viele Bogenbrücken sind noch nicht einmal der zweifachen Verkehrslast gewachsen“. Bei einer vergleichenden Untersuchung muß natürlich der Grenzfall voller Ausnutzung der zulässigen Spannungen und nicht ein Ausnahmefall in Betracht gezogen werden. Wird aber der Moselbrücke ein in gleicher Weise überbemessener Stahlbogen gegenübergestellt, so ergibt sich für diesen eine Sicherheit von etwa 4.

Es wird mir auch vorgeworfen, daß ich mein Bemessungsverfahren nicht auf Stahlbogen anwende. Dieser Einwand ist deshalb hinfällig, weil bei Stahlbogen ein Ausschluß von Zugspannungen nicht in Frage kommt.

Es wird dann nachgerechnet, daß gegenüber der bei der Moselbrücke ausgeführten Bogendicke von 1,71 m nach meinem Verfahren eine Stärke von 1,31 m resultiert. Setzt man in meine Formel nicht die Spannung 90 kg/cm<sup>2</sup>, sondern die auch von mir wegen der Knicksicherheit betrachtete Größtspannung von 70 kg/cm<sup>2</sup> oder gar die bei der Moselbrücke auftretende Spannung von 67,5 kg/cm<sup>2</sup> ein, so entsteht eine Bogendicke von 1,53 m und nicht von 1,31 m, wie dies zur Unterstreichung der Gegensätze gemacht wurde. Dieser nunmehr wesentlich gemilderte Unterschied erklärt sich daraus, daß bei einem die obere Grenze meines angegebenen Stützweitenbereiches um 30% überschreitenden Beispiel eine ganz andere Verteilung des Eigengewichtes durch das Überwiegen des Bogeneigengewichtes eintritt, als ich es vorausgesetzt habe. Der dadurch bedingte größere Horizontalschub verlangt eben eine Querschnittsvergrößerung.

Interessant ist auch, daß gesagt wird, die Plastizität kommt bei beiden Bauweisen zugute, so daß darauf verzichtet werden kann. Hierzu ist zu sagen, daß die Plastizität bei beiden Bauweisen eine grundverschiedene Auswirkung hat. Beim Stahlbogen tritt sie erst unter gesteigerter Last und nur örtlich auf, wobei sie in vorteilhafter Weise bisher (d. h. unter Gebrauchslast) unausgenutzte Querschnittsteile heranzieht. Beim Betonbogen dagegen beginnt die Plastizität sofort nach der Ausrüstung in Erscheinung zu treten, also schon unter dem Eigengewicht, und zwar verschieden groß, je nach der Dauer der Einrüstung<sup>1)</sup>. Ob sie aber dem Betonbogen zugute kommt, das müßte erst nachgewiesen werden. Die in der Fußnote 1 angegebene Quelle verneint dies.

Zusammenfassend muß also festgestellt werden, daß nach Zuschrift I, Punkt 1 bzw. 3, mein „einfaches Bemessungsverfahren unter Vernachlässigung des Eigengewichtes, der Pfeilhöhe und Knicksicherheit“ „mathematisch zwar nicht falsch ist“, u. U. sogar zu benutzen ist und nach Zuschrift III, Abs. 1, „Bedeutung für Betonbogen bis etwa 70 m Spannweite“ hat. Die Kritik an meinem Aufsatz kann hiernach dessen angeblich überraschendes Ergebnis nach meiner Ansicht nicht entkräften.  
Glaser.

#### Gegenäußerung.

Aus der Erwiderung des Herrn Glaser greife ich nur die folgenden beiden Punkte heraus.

1. Herr Glaser behauptet, er habe den Einfluß des Horizontalschubes  $H_{g+1/2p}$  durch den Faktor  $\mu$  berücksichtigt. Für die Beanspruchungen von  $\sigma = 30$  und  $\sigma = 70$  kg/cm<sup>2</sup> schwankt dieser Faktor jedoch nur von 0,527 bis 0,518, also um 1,8%. Wenn man aber von einem Pfeilverhältnis von  $l/f = 6$  zu  $l/f = 12$  übergeht und noch dazu annimmt, daß der Bogen mit hohem Pfeil schwerer ist als der flache Bogen, dann ergibt sich eine Schwankung von 200%. Diese 110 mal größere Schwankung zeigt klar, wie unbrauchbar das Bemessungsverfahren von Glaser ist. Die Schwankung hängt nur damit zusammen, daß der Nullpunkt der Einflußlinie nicht im Scheitel, sondern daneben liegt.

2. Herr Glaser ist immer noch der Ansicht, daß man bei Festlegung der einen Randspannung mit Null unabhängig von der Pfeilhöhe und der Spannweite die andere Randspannung mit  $\sigma_{zul}$  ausnutzen könne, weil das System statisch bestimmt sei. Man hätte eigentlich annehmen dürfen, daß Herr Glaser diesen Irrtum eingesehen hätte. Betrachtet man beispielsweise ein Gewölbe mit  $l = 50$ ,  $f = 10$  m, dessen Krümmungshalbmesser  $R = \frac{l^2}{8f} = 31,4$  m ist, dann ergibt sich die Eigengewichtsdruck-

spannung des Gewölbes zu  $31,4 \cdot 0,24 = 7,5$  kg/cm<sup>2</sup>. Schlägt man hierzu für Fahrbahn und halbe Verkehrslast selbst 60% hinzu, dann ergibt sich die dem Horizontalschub  $H_{g+1/2p}$  entsprechende zentrische Druckspannung zu 12 kg/cm<sup>2</sup> und damit die größtmögliche Ausnutzung der Randspannung zu 24 kg/cm<sup>2</sup>, gegenüber 70 kg/cm<sup>2</sup> bei Glaser.

Der grundlegende Fehler Glasers liegt also einerseits darin, daß der Horizontalschub  $H_{g+1/2p}$  bei einer festgelegten zulässigen Randspannung bis auf wenige Prozent (gekennzeichnet durch  $\mu$ ) gleich ist, gleichgültig, ob die Brücke mit flachem oder hohem Stütz und größerer oder kleinerer Spannweite, mit leichter oder schwerer Fahrbahn ausgeführt wird, und andererseits darin, daß er glaubt, man könne bei einem statisch bestimmten System die eine Randspannung mit Null festlegen und die andere mit  $\sigma_{zul}$  ausnutzen.  
Prof. Dr.-Ing. Dischinger.

#### Zweite Erwiderung.

Nachdem mein nur für Vergleichsrechnungen entwickeltes Bemessungsverfahren zugegebenermaßen als nicht unrichtig bezeichnet wurde, wird nunmehr versucht, durch Zahlengegensätze neuerlich die praktische Unbrauchbarkeit darzutun.

Zu 1. Wenn bei einem Bogen die Pfeilhöhe verdoppelt wird, so trägt der Unterschied der Einflußflächen für  $H$ , auf den steileren Bogen bezogen, 100%, auf den flacheren Bogen bezogen, 50%. Ist nun der steilere Bogen schwerer, sagen wir um etwa 10%, so vermindern sich diese Unterschiede auf 80% bzw. 45%. Die Angabe von Herrn Prof. Dischinger von 200% ist daher unverständlich.

Zu 2. Die dort angegebenen Zahlen bin ich nicht in der Lage zu prüfen. Es ist nur auffallend, daß jetzt plötzlich eine größte Randspannung von nur 24 kg/cm<sup>2</sup> erreichbar sein sollte, während in der ersten Zuschrift für einen Bogen mit  $l = 60$  m eine solche von 42 kg/cm<sup>2</sup> angegeben wurde, also um rd. 80% mehr!

Ich habe daher meiner ersten Erwiderung nichts weiter hinzuzufügen.  
Glaser.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Zugleich sei hingewiesen auf den Aufsatz von Wedler, Bautechn. 1936, Heft 16. Die Schriftleitung.

#### Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: b) bei der Betriebsverwaltung zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Grämkow beim Betriebsamt Recklinghausen, Halgis bei der RBD Köln, Conrad bei der RBD Mainz, Jeßberger bei der RBD Augsburg, Prädell bei der RBD Regensburg, Fahry, Vorstand des Neubauamts Nürnberg 2, Friedrich Baumann bei der RBD Nürnberg, Falck beim Neubauamt Zwickau (Sachsen), Bogenschütz beim Neubauamt Karlsruhe und Werner Rothe beim Betriebsamt Freiburg (Breisgau) 2.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Grandpierre, Dezernt der RBD Halle (Saale), als Dezernt zur RBD Stuttgart, Stärk, Vorstand des Betriebsamts Halle (Saale) 1, als Dezernt zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Dresden, Weig, Dezernt der RBD Regensburg, als Dezernt zur RBD München, und Haeßner, Dezernt der RBD Stuttgart, als Dezernt zur RBD Halle (Saale); Reichsbahnrat Martin Gummich, Vorstand des Betriebsamts Allenstein 2, als Vorstand zum Betriebsamt Halle (Saale) 1; die Reichsbahnbaumeister Bingmann bei der RBD Erfurt zum RZB in Berlin und Münter beim Betriebsamt Karlsruhe 2 zum Betriebsamt Freiburg (Breisgau) 2.

Überwiesen: die Reichsbahnbaumeister Knoll beim Neubauamt Berlin 2 zum Neubauamt Berlin 1, Scheller beim Betriebsamt Karlsruhe 1 und Bernhard Mayer beim Betriebsamt Karlsruhe 3 zur RBD Karlsruhe.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Dr. phil. Albert Schrader, Dezernt der RBD Halle (Saale), Moldenauer, Dezernt der RBD Breslau, Vordran, Dezernt der RBD Nürnberg, Gretschel, Vorstand des Betriebsamts Dresden 3 und Reichsbahnrat Brillmaier, Vorstand des Neubauamts Horb.

Gestorben: die Reichsbahnräte Sachsenhauser, Vorstand des Messungsamts Augsburg, und Rothmüller beim Messungsamt Nürnberg.

Im Ruhestand verstorben: Ministerialdirektor i. R. Geheimrat Dr. jur. Otto in Dresden, zuletzt im Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Sachsen, Oberregierungsbaurat i. R. Straub in München, zuletzt im Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern, Regierungsrat i. R. Päßler in München, zuletzt beim Verkehrsamt München, Regierungsrat i. R. Neumayer in München und Reichsbahnrat i. R. Brück in Karlsruhe, zuletzt bei der RBD Karlsruhe.

Bayern. Berufen: mit Wirkung vom 1. April 1936 der Oberregierungsrat an der Regierung von Niederbayern und der Oberpfalz Georg Schultze in gleicher Diensteseigenschaft an die Landesstelle für Gewässerkunde in München, der Hafenamtsdirektor am Hafenamts Aschaffenburg Josef Kleiber als Bauamtsdirektor an das Straßen- und Flußbauamt Weilheim, der Regierungsbaurat am Straßen- und Flußbauamt Deggendorf Rudolf Dalcho in gleicher Diensteseigenschaft an das Hafenamts Aschaffenburg.

INHALT: Anwendung der elektrochemischen Verfestigung auf schwimmende Pfahlgründungen. — Die neuen Brückenbauten der Reichsbahn in Ologau. (Schluß.) — Leichte Fahrbahndecken auf stählernen Straßenbrücken. Versuchsergebnisse. (Schluß.) — Vermischtes: Professor O. Franzius †. — Haus der Technik in Essen. — Boden-Schwingungsrüttler. — Schiffs-Illegestelle aus Stahlalben neuer Ausführung im Hafen von Malmö. — Verbesserungen an der Betonpumpe. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Oeh. Regierungsrat, Berlin-Friedensau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

<sup>1)</sup> Freudenthal, B. u. E. 1935, Heft 11, S. 176.