

DER BAUINGENIEUR

5. Jahrgang

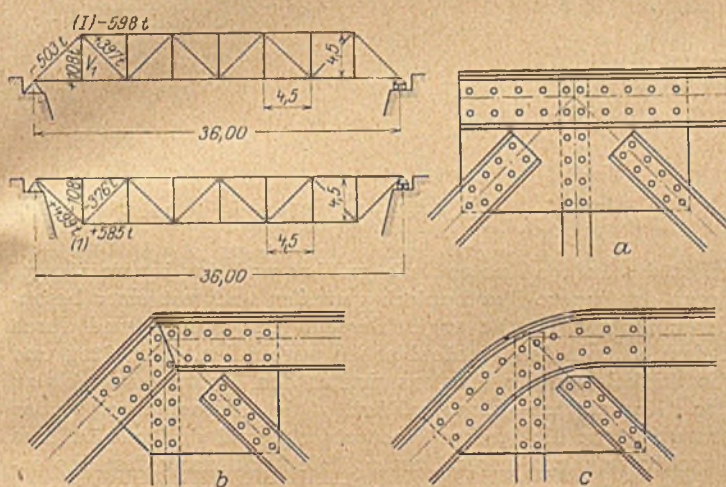
30. April 1924

Heft 8

ERGEBNIS DES PREISAUSSCHREIBENS DES DEUTSCHEN EISENBAU-VERBANDES¹⁾.

Von Dr.-Ing. e. h. Schaper.

Der Deutsche Eisenbau-Verband hatte im vorigen Jahre folgende Preisaufgabe unter den reichsdeutschen Studierenden der Technischen Hochschulen des Deutschen Reiches ausgeschrieben: „Was ist über die Gestaltung der Knotenpunkte (I) im Druckgurt und (I) im Zuggurt des untenstehend abgebildeten Trapezträgers nach den Skizzen a, b und c in statischer, konstruktiver und schönheitlicher Hinsicht zu bemerken? Wie gibt man sich Rechenschaft über die größte Beanspruchung des Knotenbleches? Die Brücke ist zweigleisig; Lastenzug N. Die in Betracht kommenden Stabkräfte sind in den Abbildungen angegeben. Die Querschnitte sind zweiwandig



ausgebildet. Der Pfosten V_1 ist bei der Fahrbahn unten nicht nur auf Grund der entstehenden Längskraft zu bemessen; es ist vielmehr Rücksicht zu nehmen auf die Herstellung der nötigen Quersteifigkeit der Brücke“ (siehe Abb.).

Die Preisaufgabe hat vier Bearbeiter gefunden. Das Preisgericht, das aus den Herren Geh. Baurat Dr.-Ing. e. h. Carstanjen, Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck und Regierungsbaurat Dr.-Ing. e. h. Voß bestand, hat keiner der eingesandten vier Arbeiten einen ersten Preis zuerkennen können, da keine der Arbeiten in vollem Umfange der Aufgabe gerecht wird. Es wurden vielmehr nur zwei zweite Preise in Höhe von 150 Goldmark und ein dritter Preis in Höhe von 100 Goldmark verteilt. Die beiden zweiten Preise erhielten die Arbeiten „ $\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$ “ des Herrn cand. ing. Bergfelden in Aachen und „Knobelpunkt“ des Herrn cand. ing. Stoltenburg in Danzig-Langfuhr, den dritten Preis die Arbeit „Stützlinie“ des Herrn cand. ing. Brecht in Stuttgart. Auch der vierten Arbeit mit dem Kennwort „Bando“, die Herrn stud. ing. Pantle in Stuttgart zum Verfasser hat, wurde eine Belohnung von 50 Goldmark zuerkannt.

Es ist kein Wunder, daß die Aufgabe keine vollständig befriedigende Lösung gefunden hat, denn sie fällt weit aus dem Rahmen der einfachen Festigkeitslehre und Statik hinaus und betritt ein noch wenig durchdachtes und erforschtes Gebiet. Die Knotenbleche sind fraglos ebenso wichtige Bauglieder wie die Stäbe der Fachwerke selbst; sie sind aber wegen der außerordentlich großen Schwierigkeit, ihre wirkliche Beanspruchung rechnerisch zu erfassen, bisher meist nicht mit der Sorgfalt wie die anderen Bauglieder behandelt worden. Man hat sich

bei der Formgebung und Bemessung der Knotenbleche in der Regel mit einigen rohen Rechnungen begnügt oder sich auch auf das Gefühl oder auf einen Vergleich mit dem Auge zwischen den Abmessungen der anzuschließenden Stäbe und des Knotenbleches verlassen. Erst die jüngste Zeit hat uns einige bedeutende Arbeiten auf diesem Gebiete gebracht, unter denen vor allem die Forschungsarbeit von Dr.-Ing. Wyß „Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke“ zu nennen ist. Ganz besonders schwierig ist die Aufgabe der Spannungsermittlung in den oben mit (I) und (I) bezeichneten Knotenpunkten von Trapezträgern. Diese Knotenpunkte wurden bisher nach den in obigen Abbildungen grundsätzlich dargestellten drei Arten a, b und c ausgebildet. Bei den früheren preußischen Staatseisenbahnen wurde bisher der Ausbildung des Endknotenpunktes nach der Art a der Vorzug gegeben, weil sie in der Kräfteübertragung am klarsten ist und die wenigsten baulichen Schwierigkeiten bietet. Da sich aber auch die beiden anderen Arten b und c bei vielen Brücken bewährt haben und gegen das gute Aussehen der Ausbildung a von manchen Seiten Bedenken geäußert sind, so entspringt die gestellte Aufgabe nicht allein einer rein theoretischen Erwägung, sondern auch einem praktischen Bedürfnis. Die Lösung der Aufgabe ist für Studierende eigentlich zu schwer und der Deutsche Eisenbau-Verband hätte vielleicht besser den Kreis etwas größer ziehen sollen. Immerhin hat die Aufgabe die Aufmerksamkeit der Studierenden auf die Wichtigkeit der Knotenpunkte als Bauglieder von Eisenbauten und auf die Schwierigkeit ihrer Berechnung gelenkt. Die eingeliferten Arbeiten zeugen im großen und ganzen von gutem konstruktiven Gefühl ihrer Verfasser und bringen auch gute selbständige Gedanken. Es verlohnt sich daher, die hauptsächlichsten Punkte der vier Arbeiten hier bekannt zu geben:

$$I. \quad \sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Ausbildung der Stabquerschnitte ist für alle drei Arten der Knotenpunktanordnungen grundsätzlich dieselbe; sie ist aus der Abb. 1 zu ersehen, in der der Knotenpunkt (I) nach der Art c dargestellt ist. Die Seitenwandungen aller vier am Knotenpunkt zusammenlaufenden Stäbe bestehen aus je zwei 14 mm starken Blechen, die in den 28 mm weiten Zwischenraum zweier 15 mm starken Knotenbleche hineingeführt werden. Die an den Außenseiten der Seitenwandungen des Endschrägstabes und des ersten Gurtstabes liegenden Winkelisen werden mit Keilfuttern auf die äußeren Knotenbleche und die an den Innenseiten der Seitenwandungen des Pfostens und des anderen Schrägstabes liegenden Winkelisen mit Keilfuttern auf die inneren Knotenbleche geführt. Die in dem Zwischenraum der doppelten Knotenbleche außerhalb der Seitenwandungen der Stäbe verbleibenden Hohlräume sind ausgefüllt. Die Bleche der Seitenwandungen des Obergurtstabes und des Endschrägstabes stoßen in der Halbierenden des von beiden Stäben gebildeten Winkels zusammen; sie müssen zu diesem Zwecke an ihren Enden oben eine bogenförmige Begrenzung erhalten. In der Winkelhalbierenden stoßen auch die Winkelisen und die Kopfplatte der Endschrägen und die untere Kopfplatte des Obergurtstabes zusammen. Der Stoß der Winkelisen ist durch besondere Winkel gedeckt. Über den Stoß der genannten Kopfplatten ist die

¹⁾ Vgl. Jahrgang 1923 dieser Zeitschrift S. 402 u. 403.

die Berechnung, die sich auf eine ausschließliche Ermittlung der Spannung des Knotenblechs der Lösung a beschränkt, bei der am wenigsten Zweifel bestehen kann."

3. „Stützlinie.“

Der Verfasser hat nur die Knotenpunkte I a, I b und I c bearbeitet. Von diesen ist in der Abb. 3 der Knotenpunkt I b dargestellt. In jeder Wandung ist ein 20 mm starkes Knotenblech angeordnet. Auf diese sind die Seitenwände und Winkel-eisen des Obergurtstabes und der Endschrägen bis zur Winkel-

ist für die Überleitung und Übertragung der Kraft der unteren Kopfplatte gesorgt. Das I-Eisen des Pfostens ist hoch in den Knotenpunkt hinaufgeführt und unmittelbar an den Knotenblechen angeschlossen. Die Seitenbleche des Pfostens stoßen gegen die Knotenbleche und sind unter Einschaltung von Futter durch Laschen mit den Knotenblechen verbunden. Die äußeren Seitenbleche der rechten Strebe sind samt den Winkeleisen auf die Knotenbleche hinaufgeführt, die inneren Seitenbleche stoßen gegen die Knotenbleche und sind durch innere Laschen an diesen angeschlossen. Der Verfasser hält die Art a für klar und einfach und auch in schönheitlicher Beziehung für gut, er kommt aber auf Grund einer Überlegung, die gleich noch besprochen werden soll, zu dem Schluß, daß die Arten b und c in statischer Hinsicht ebenfalls einwandfrei sind. Auch in wirtschaftlicher Beziehung hält er die Arten b und c nicht für der Art a unterlegen, da die teurere Bearbeitung durch Ersparnis an Baustoff ausgeglichen wird. Den schönheitlichen Anforderungen wird nach seiner Ansicht die Art b am meisten gerecht, da sie am besten dem Charakter des Fachwerks entspricht. Zum Nachweis der Beanspruchung des Knotenpunktes im Falle b und c wählt der Verfasser folgenden Weg (vgl. Abb. 3 a): Er nimmt den Knotenpunkt, d. h. den teilweise im Stoß durch besondere Teile gedeckten Stabquerschnitt der Endschrägen und des Obergurtstabes und das Knotenblech als biegungsfesten Körper an. Weiter setzt er voraus, daß die Resultierende R aus den Kräften des Pfostens und der rechten Strebe sich parallel und gleichmäßig auf die Niete, die das Knotenblech an der Endschrägen und dem Obergurt anschließen, verteilt. Die von links aus der Endschrägen in den Knotenpunkt einstrahlende Kraft wird nun mit diesen Einzelkräften zusammengesetzt. Es entsteht dann die in der Abb. 3 a dargestellte Stützlinie. Die Beanspruchung der einzelnen Querschnitte des Knotenpunktes läßt sich nun aus dieser Stützlinie bei Annahme geradliniger Spannungsverteilung leicht errechnen. Der Verfasser hat dies für den Querschnitt a-b getan. Aus dem Spannungsanteil, der in diesem Querschnitt auf das Knotenblech entfällt, und aus den von R auf die einzelnen Niete übertragenen Kräften errechnet der Verfasser nun die wirkliche Beanspruchung der Nietenschnitte zwischen Knotenblech einerseits und der Endschrägen und dem Obergurt andererseits. In dieser Betrachtungsweise liegt fraglos ein neuer, guter Gedanke. Er ist aber nicht ganz richtig durchgeführt. Man darf nicht annehmen, daß R sich parallel und gleichmäßig auf die Niete verteilt; man muß vielmehr der Rechnung die Annahme zugrunde legen, daß R sich gleichmäßig auf einen durch das Knotenblech gelegten Querschnitt, der rechtwinklig zu R liegt, verteilt. Aus der Kraft der Endschrägen und dieser gleichmäßigen Kraftverteilung kann dann die Stützlinie gezeichnet werden. Die Beanspruchung der Nietenschnitte zwischen Knotenblech einerseits und der Endschrägen und dem Gurtstab andererseits ergibt sich dann z. B. aus dem Spannungsanteil des Knotenbleches im Schnitt a-b und der links von a-b liegenden, von R herrührenden gleichmäßig verteilten Kraft. Die außer dem Knotenblech vorgesehenen Stoßdeckungsstücke sind nicht stark genug und nicht ausreichend angeschlossen, um die Annahme zu rechtfertigen, daß im Schnitt a-b diese Teile voll wirksam sind. Trotz dieser Unstimmigkeiten ist der Nachweis als gelungen anzusehen, daß die Arten b und c bei genügender Deckung des Stoßes zwischen der Endschrägen und dem Obergurt in statischer Beziehung nicht so ungünstig dastehen, wie man vielfach annimmt.

Das Urteil des Preisgerichts über diese Arbeit lautet:
„Die konstruktive Durchbildung, die sich auf den Druckgurt beschränkt, befriedigt auch sonst nicht in vollem Umfange; die Nietanschlüsse sind teilweise nicht einwandfrei berechnet. Der Gedanke einer Berechnung der Knotenbleche mittels einer Stützlinie ist eigenartig und verdient Anerkennung, wenn auch die Ergebnisse der Berechnung wegen eines Mangels in dieser nicht als ganz zutreffend gelten können.“

Draufsicht auf den Obergurt.



Ansicht.

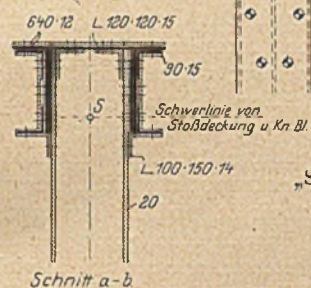
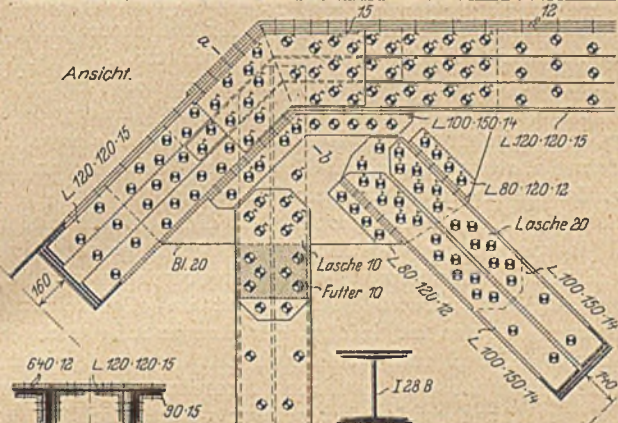


Abb. 3. „Stützlinie“. Knotenpunkt I b.

Zum Zweck der zeichn. Darstellung zusammengefaßte Nietkräfte $R=240t$

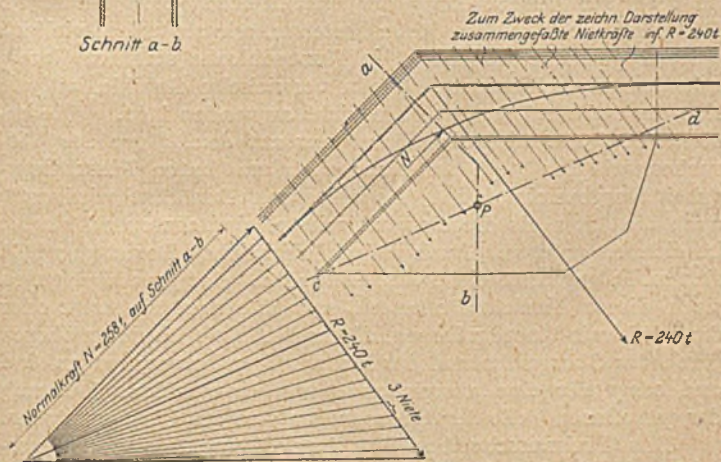


Abb. 3 a. Zeichnung der Stützlinie.

halbierenden hinaufgeführt. Zwischen den anliegenden Schenkeln der Winkeleisen liegt an der Stoßstelle eine 15 mm starke Lasche und auf dieser und auf den anliegenden Schenkeln der Winkeleisen eine größere 15 mm starke Lasche. Der Stoß des abstehenden Schenkels des oberen Winkeleisens wird durch eine gewinkelte Lasche 90.15 und der Stoß des abstehenden Schenkels des unteren Winkeleisens durch einen besonderen unter das Winkeleisen genieteten Winkel gedeckt. Die obere Kopfplatte des Obergurtstabes ist in der Ecke geknickt und mit der Kopfplatte der Endschrägen verbunden. Die untere Kopfplatte des Gurtstabes hört in der Ecke auf; durch innere Winkel, die diese Kopfplatte mit den Knotenblechen verbinden,

4. „Bando.“

Der Verfasser hat alle sechs Knotenpunkte durchkonstruiert und bei allen auch die Beanspruchung der Knotenbleche durch umfangreiche Rechnungen zu ermitteln versucht. In der Abb. 4 ist der Knotenpunkt I a wiedergegeben. Obergurtstab und Endschräge haben denselben Grundquerschnitt, der beim ersten noch durch Fußlamellen verstärkt ist. Die Kopfplatte der Endschrägen ist mit Schlitzfenstern auf die Knotenbleche hinaufgeführt und mit inneren und äußeren Winkeln an diesen angeschlossen. Die Kopfplatte des Obergurtes ist durch Innenwinkel mit den Knotenblechen verbunden. Die Fußlamellen des Obergurtes sind durch besondere Winkel angeschlossen. Die Seitenwände beider Stäbe legen sich außen auf die 30 mm starken Knotenbleche. Das I 36 B des rechten Schrägstabes ist in den Knotenpunkt bis zur Kopfplatte des

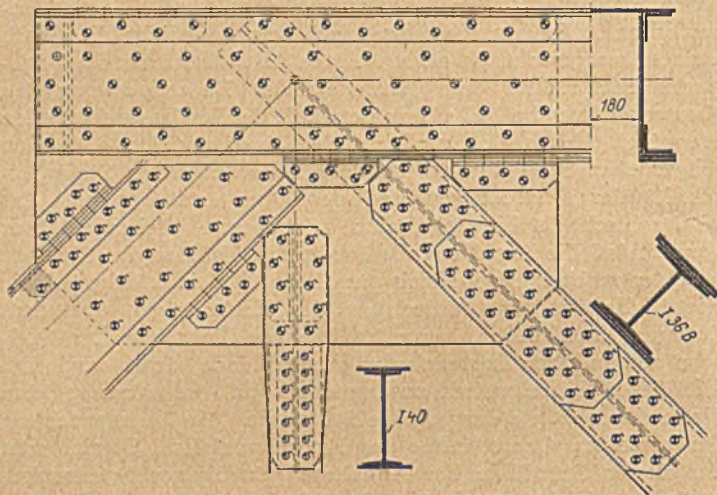


Abb. 4. „Bando.“ Knotenpunkt I a.

Obergurtes geführt und unmittelbar mit den Knotenblechen verbunden. Die 15 mm starken doppelten Seitenbleche der rechten Strebe stoßen gegen die Knotenbleche und sind mit je zwei Laschen an diesen angeschlossen. Der Pfostenquerschnitt ist aus einem I 40 und zwei Seitenblechen gebildet.

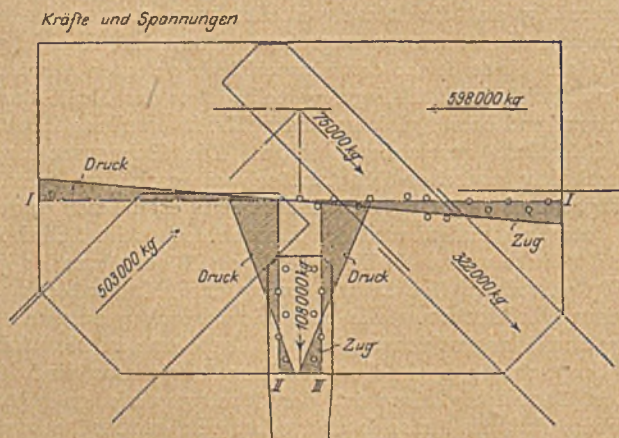


Abb. 4 a. Berechnung des Knotenbleches.

Das I 40 hat zwischen den Knotenblechen keinen Platz. Die Flansche und die Seitenbleche müssen daher vor den Knotenblechen endigen und durch äußere Laschen angeschlossen werden. Der Steg des I 40 wird in den Knotenpunkt hineingeführt und durch besondere Winkel angeschlossen. Ein

solcher Anschluß ist sehr wenig geschickt. Auch die anderen Knotenpunkte zeigen konstruktive Mängel. Bei der Berechnung der Beanspruchung der Knotenbleche ist der Verfasser so vorgegangen, daß er zunächst einen Schnitt durch das ganze Knotenblech gelegt hat (I—I in Abb. 4 a), aus den äußeren Kräften die Normal- und Schubspannungen in diesem Schnitt ermittelt hat, dann weitere Schnitte angenommen hat, die nicht durch das ganze Knotenblech reichen, sondern an dem ersten Schnitt endigen (II und III in Abb. 4 a) und die Spannungen in diesen Schnitten aus den äußeren Kräften und den im ersten Schnitt herrschenden Spannungen bestimmt hat. Die Rechnungen haben Ergebnisse geliefert, die innere Widersprüche enthalten und zeigen, daß die Knotenbleche nicht nach der üblichen Biegungslehre errechnet werden können, daß also die Annahmen, auf denen die einzelnen Rechnungen sich gründen, nicht zutreffen und daher die Fehler bei dem Fortgang der Rechnungen vergrößern.

Der Verfasser hält die Lösung a in statischer, konstruktiver und schönheitlicher Beziehung für die beste. Lösung b ist nach seiner Ansicht wegen der geknickten Stoßdeckungsstücke und wegen hoher Beanspruchungen der Knotenbleche nicht zu empfehlen. Lösung c ist nach der Meinung des Verfassers in statischer und konstruktiver Hinsicht einwandfreier als Lösung b, steht aber in schönheitlicher Beziehung an letzter Stelle, da die Rundung zu weichlich wirkt.

Das Urteil des Preisgerichts über diese Arbeit lautet:

„Die konstruktive Gestaltung der Knotenpunkte ist noch ungeschickt. Die Berechnung der Knotenblechspannungen, auf die großer Fleiß verwandt ist, verrät im allgemeinen gute Kenntnisse. Leider ist infolge der Anwendung eines nicht zutreffenden Berechnungsverfahrens das Ergebnis nicht verwendbar, auch ist die textliche Darstellung der Rechnung nicht ohne Mängel und daher schwer verständlich.“

Die vier Arbeiten sind fleißige Leistungen; sie haben aber, wie das auch zu erwarten war, die Kenntnis der wirklichen Beanspruchung der Knotenbleche der drei verschiedenen Arten der in Frage stehenden Knotenpunkte nicht wesentlich gefördert. Immerhin hat die Arbeit „Stützlinie“ gezeigt, daß bei richtiger Durchbildung der Einzelheiten gegen die Art b Bedenken nicht in dem Maße bestehen, wie sie bisher vielfach geltend gemacht wurden. Die Knotenbleche sind im Verein mit den angeschlossenen Stäben verwickelte Gebilde, auf die sich die übliche Biegungslehre nicht anwenden läßt. Die gestellte Aufgabe wird sich daher nur auf dem Wege des Versuches, wie ihn Wyß in seiner oben erwähnten Forschungsarbeit vorgezeichnet hat, lösen lassen. Zunächst wird man noch die Art a als die einwandfreieste, einfachste und klarste bezeichnen müssen. Auch in schönheitlicher Beziehung läßt sich m. E. gegen sie nicht viel einwenden. Hat man aber gegen sie in dieser Hinsicht Bedenken, so wähle man die Art c oder die Art b mit Knotenblechen, die nach Abb. 2 über den oberen Rand des Obergurtes und der Endschrägen hervorgezogen sind und Sorge für eine ausreichende und einwandfreie Deckung der gestoßenen Teile der Endschrägen und des Obergurtstabes.

Das Preisausschreiben hat fraglos einen Erfolg zu verzeichnen. Es hat im allgemeinen die Aufmerksamkeit der Studierenden und der in der Praxis stehenden Brückeningenieure auf die Wichtigkeit richtiger Bemessung und Formgebung der Knotenpunkte gelenkt und hat im besonderen das Verständnis des Kräfteverlaufes in den Knotenpunkten (I) und (1) des Trapezträgers geklärt und vertieft. Es wäre mit Freuden zu begrüßen, wenn der Deutsche Eisenbau-Verband noch weitere, bisher wenig geklärte Fragen des Eisenbrückenbaus zum Gegenstand von Preisausschreiben machen würde, wobei es sich allerdings empfehlen würde, weiteren Kreisen die Beteiligung zu ermöglichen.

RISS- UND ROSTBILDUNGEN BEI EISENBETONBAUTEN DER EISENBAHN; IHRE URSACHEN UND MITTEL ZU IHRER VERHÜTUNG.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel (Siegkreis).

(Schluß von S. 171.)

Im Bereiche einer anderen Eisenbahndirektion lagen die 0,1 bis 0,6 mm starken Risse fast alle in der Richtung der zur Gewölbeachse senkrecht angeordneten Trageisen und fast immer genau unter diesen. Sie endigten oder entsprangen meist dort, wo die Eiseneinlagen nur noch mit einer 1 cm starken unteren Betonschicht bedeckt waren. War die Deckschicht stärker, dann traten die Risse nicht mehr auf. Statische Risse waren nicht vorhanden, auch dort nicht, wo Längseisen oder Trageisen zutage traten. Außer den Rissen zeigten sich an der Gewölbeunterfläche wiederholt offene Betonstellen, die sich beim Abklopfen bis zur doppelten Handgröße leicht erweitern ließen. Der an diesen nestartigen Stellen nicht abgebundene Beton reichte bis über die Oberkante der Eiseneinlagen hinauf. Die unabgebundenen Stellen zeigten sich nicht allein dort, wo die Eiseneinlagen frei zutage traten, sondern auch an solchen Stellen, wo die Eiseneinlagen noch mit einer 1,5 cm starken unteren Betondeckschicht versehen waren, und sie lagen meist unmittelbar unter den Eiseneinlagen. Sowohl bei den Eisen, die frei zutage lagen, als auch bei den im unabgebundenen Beton eingebetteten wurde starke Rostbildung festgestellt. Die Ursache der Risse dürfte auch vielfach diejenige der nesterartig auftretenden hohlen, schlecht gestampften und ungenügend abgebundenen Betonstellen sein. Es ist die tiefe, unvorschriftsmäßige Lage der Eiseneinlagen, die stellenweise bei der Herstellung des Gewölbes unmittelbar auf der Schalung gelegen haben.

Bei gewölbten Brücken mit vollen Stirnmauern sind Risse gefunden worden, die vom Kämpfer ausgingen und entweder in der Höhe der oberen Gewölbeleibung oder in der Nähe der oberen Eiseneinlagen des Gewölbes verliefen. Diese Trennungsrisse zwischen Gewölbe und Aufmauerung dürften auf eine ungleiche Formänderung des Gewölbes und der Stirnmauern zurückzuführen sein. Das Gewölbe ist bei seiner geringen Stärke erheblichen elastischen Formänderungen ausgesetzt, denen die steife Stirnmauer nicht folgen kann. Die Risse liegen an solchen Stellen, an denen bei der Herstellung meist Arbeitsunterbrechungen stattgefunden haben, die also an sich schon schwächer und den auftretenden Beanspruchungen wohl nicht gewachsen waren. Querverbiegungen des Gewölbes infolge ungleichmäßiger Belastung haben in einzelnen Fällen der Stirn gleichlaufende Risse in der unteren Gewölbeleibung erzeugt.

Bei einer Bogenbrücke (Dreigelenkbogen mit Zugband und Eisenbetonhängestangen) traten in dem Zugband Risse auf, die schon dadurch erklärt werden können, daß die reine Zugspannung des Betons aus Eigengewicht $15,7 \text{ kg/cm}^2$ betrug. Ferner zeigte das unter dem Scheitelgelenk liegende Fahrbahnfeld mehrere Risse, die damit erklärt werden, daß die Biegelinie unter dem Scheitelgelenk einen Knick aufweist, der zur Rißbildung führte. In dem übrigen Teil der Fahrbahn und des Längsträgers waren keine Risse eingetreten.

Von besonderem Interesse sind die Feststellungen, die von einer Eisenbahndirektion bei schiefen gewölbten Brücken gemacht worden sind. Die bei ihnen beobachteten erheblichen Rißbildungen dürften nicht allein auf mangelhafte Ausführung, sondern auch auf die in schiefen Gewölben namentlich bei einseitiger Belastung auftretenden Nebenspannungen zurückzuführen sein.

Abb. 4 zeigt eine gewölbte Wegeüberführung mit eingespanntem Bogen. Der Kreuzungswinkel beträgt $33^\circ 28'$. Hier traten außer zahlreichen Konstruktionsrissen infolge ungenügender Überdeckung der Eiseneinlagen auch statische Risse auf, und zwar in besonders bedenklicher Weise in den spitzen Kämpferecken (vgl. die Risse I—I). Da das Gewölbe hier an der Stirnseite in voller Stärke gerissen ist, so wurde angenommen, daß es auch auf die ganze Strecke I—I, also von der Stirnseite bis zum Kämpfer durchgerissen ist. Die Risse II und III nehmen dieselbe Richtung über die spitzen Ecken des Gewölbes wie die Risse I—I, sie sind jedoch verhältnismäßig kurz, durchdringen aber nicht allein die Stirnseite des Ge-

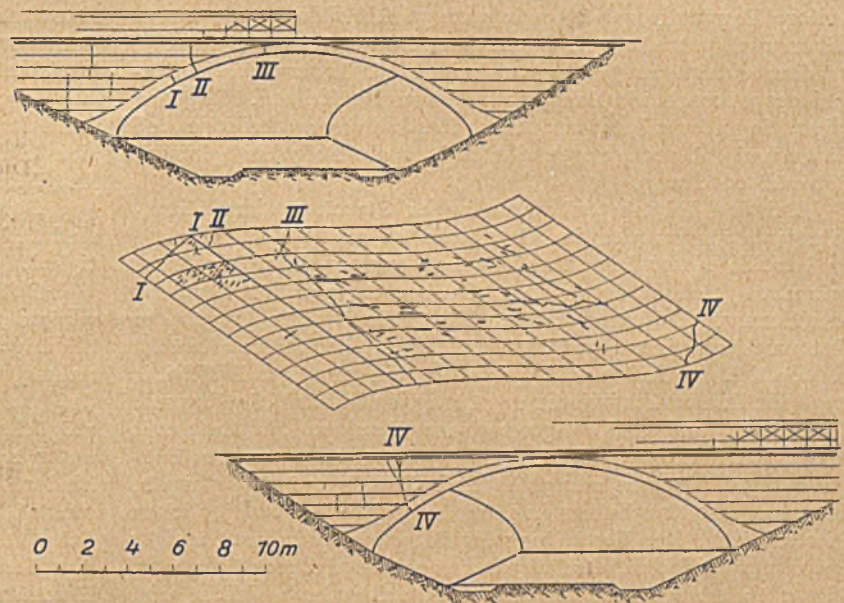


Abb. 4.

wölbes, sondern haben auch die starke Übermauerung bis zur Abdeckung gespalten. Auffallend ist die Zerstörung der Flügelmauern, die mit den spitzen Teilen des Gewölbes zusammenhängen. Hier traten erhebliche Risse bis zu 10 mm Stärke auf, während sie bei den Flügelmauern, die mit den stumpfen Gewölbeecken zusammenhängen, vollständig fehlen. Abweichend von rechtwinklig abschließenden Gewölben nehmen hier auch die Risse an der unteren Leibungsfläche einen anderen Verlauf, der nicht parallel zu den Trageisen steht, sondern fast in rechtem Winkel zu den tiefen über die spitzen Ecken gehenden Risse I, II und III. An einigen Stellen lagen leicht angerostete, dünne Verbindungseisen frei.

Die auffallende Erscheinung, daß bei spitzwinkligen Gewölben die Rißbildungen zahlreicher und tiefer sind, tritt bei diesem außerordentlich schiefen Bauwerk besonders hervor. Der Grund dafür dürfte darin zu suchen sein, daß je spitzer der Gewölbeabschluß ist, desto größere Nebenspannungen auftreten, die im vorliegenden Falle bei der Standsicherheitsberechnung nicht berücksichtigt worden sind. Das Gewölbe ist so schief, daß eine rechtwinklig tragende Lamelle überhaupt nicht vorhanden ist. Die Verteilung der Zug- und Druckkräfte ist also anders, als in der statischen Berechnung angenommen worden ist.

Besonders schlechte Erfahrungen wurden von einer Eisenbahndirektion bei Brücken mit breiten Flacheiseneinlagen gemacht. Bei drei derartigen Brücken war die Putzschicht

unter den Flacheisen in Stärke von 10 mm an einzelnen Stellen abgefallen, und das Eisen zeigte starken Blätterrost. Wo die Putzschicht noch haftete, war zwischen Eisen und Putz ein Hohlraum vorhanden, und an der Unterseite zeigten sich zahlreiche Risse.

Von einigen Eisenbahndirektionen wurden gute Erfahrungen an einzelnen der untersuchten Bauwerke mitgeteilt. Eine Behörde gibt an, daß nur bei vier von allen Bauwerken kleine Risse vorgefunden wurden. Sie waren so unbedeutend, daß sie beim Nachstemmen nicht weiter verfolgt werden konnten. Rostbildungen konnten nirgends festgestellt werden; es handelte sich lediglich um Schwindrisse. Nach den Angaben einer anderen Eisenbahndirektion war die Ausbeute an Rissen in den Balkenbrücken verhältnismäßig gering. Eine dritte Eisenbahndirektion hat bei der Untersuchung ihrer 60 Brücken bei 45 keine Riß- und Rostbildungen feststellen können. Von einer Behörde sind fünf Bauwerke untersucht worden. Besonders günstig verhielten sich zwei mit Einzelbalken überdeckte Durchlässe. Als Grund für das gute Verhalten wurde der reichlich bemessene Querschnitt und die sorgfältige Herstellung der Balken, die in der Werkstatt erfolgte, angesehen. Auch zwei weitere Bauwerke zeigten nur geringe Rißbildung; sie waren mit Inertol gestrichen. Bei dem einen Bauwerk ist σ_{bz} zu 10,5, bei dem anderen zu 33,6 kg/cm² berechnet. Trotz dieses Unterschiedes waren beide Bauwerke frei von Kraftrissen. Dagegen zeigte ein anderes Bauwerk starke Rostbildung an freiliegenden Eisen und Absprengungen des Betons als Folge zu geringer Betonüberdeckung.

Bei den Eisenbetonbauten zweier Strecken einer Eisenbahndirektion wurden im Gegensatz zu anderen Bauwerken im Bereich dieser Dienstbehörde außerordentlich wenig Risse gefunden. Schuld daran trug offenbar die peinliche Art der Ausführung. Bei einer anderen Eisenbahndirektion ergab die Untersuchung einer Straßenüberführung, einer Rahmenbrücke hinsichtlich der Riß- und Rostbildung ein günstiges Bild. Die Lage des Bauwerkes ist sehr ungünstig, da in der Nähe liegende Zinkhütten und andere gewerbliche Betriebe die Luft mit zersetzenden Gasen anfüllen. Die rechnerisch ermittelte Zugspannung des Betons war 31 kg/cm². Die Untersuchung ergab, daß sämtliche Tragbalken in ihren Zugzonen frei von jeglichen Rissen waren. Zur Herstellung des Bauwerkes war fast flüssiger Beton verwendet worden, der frei von groben Zuschlägen war. Dieser Fall zeigt erstens, daß auch mit sehr weichem und flüssigem Beton sich einwandfreie und dichte Betonbauwerke herstellen lassen, und zweitens, daß $\sigma_{bz} = 24$ kg/cm² nicht das Heilmittel zur Verhütung von Rißbildungen sein kann. In vielen Fällen sind Risse in Bauwerken beobachtet worden, bei denen σ_{bz} weit unter 24 kg/cm² blieb. Andere Bauwerke wurden rissefrei vorgefunden, obwohl σ_{bz} den Wert von 24 kg/cm² erheblich überstieg.

Bei einer anderen Eisenbahndirektion konnten bei 26 Brücken Rostbildungen nicht beobachtet werden. Nur in einem Falle zeigte sich bei einzelnen Stäben ein leichter Rosthauch, der aber schon vor Einbettung des Eisens vorhanden gewesen ist. Rißbildungen waren bei sieben Brücken mit bloßem Auge sichtbar, die übrigen 19 Brücken waren so gut wie rissefrei.

Eine dreistützige Rahmenbrücke mit ungleichen Öffnungen, die mit einem 1 cm starken Zementputz versehen und im Jahre 1910 ausgeführt war, zeigte bei der Untersuchung nur wenige Putzrisse. An einzelnen Stellen, wo der Putz abgesprungen war, traten kleine Hohlräume zwischen Putz und Beton auf. Im ganzen war das Bauwerk in einem guten Bauzustand.

Bei einer Straßenüberführung, einer Plattenbalkenbrücke mit sechs Öffnungen, die im Jahre 1909/10 ausgeführt ist, wurden trotz sorgfältigster Untersuchung Risse nur an den Außenflächen der äußeren Balken in der Nähe der Einspannungsstellen in geringer Zahl festgestellt, die nur als Putzrisse bezeichnet werden können, da in dem eigentlichen Beton keine Risse wahrzunehmen waren. Freiliegende Eisen waren nirgends vorhanden. Der Bauzustand der Brücke war gut.

Eine Eisenbahndirektion hat bekanntgegeben, daß sich bei den meisten ihrer Bauwerke Rißstärke und Rostgrad in mäßigen Grenzen halten. Bei drei Bauwerken einer anderen Eisenbahndirektion waren die Risse in zwei Bauwerken auf äußere Umstände, Untergrundsverhältnisse u. dergl. zurückzuführen, bei dem dritten Bauwerk, einem Bahnsteigtunnel, wurden Rißbildungen nicht festgestellt, und die Eisen waren rostfrei.

Überblickt man das Gesamtergebnis der Untersuchungen, so muß man zu dem Schluß kommen, daß die Hauptursache für die beobachteten Riß- und Rostbildungen in mangelhafter Entwurfsarbeit, vor allem aber in schlechter Ausführung zu suchen ist. In diesem Gedankengang bewegen sich auch durchaus die Auskünfte der 22 Eisenbahndirektionen, deren Schlußurteile und Feststellungen größtenteils von ihnen selbst in folgender Weise zusammengefaßt sind:

Behörde 1. Zur Beurteilung der Ursachen der Rißbildung reichen die vorhandenen Unterlagen nicht aus. Von einigen Bauwerken fehlen die statischen Berechnungen, von anderen die genauen Einzelzeichnungen. Sie konnten auch von den Firmen, die die Brücken s. Z. gebaut haben, nicht mehr beschafft werden. Auch die äußeren Umstände, unter denen die Bauwerke ausgeführt wurden, wie Witterungsverhältnisse, Jahreszeit, verwendete Baustoffe, Mischungs- und Ausschulungsverhältnisse waren nicht mehr zuverlässig zu ermitteln. Eine rechnermäßige Feststellung, ob es sich um Zugrisse handelte, war infolgedessen nicht möglich. Ebensowenig ließ sich ermitteln, ob die Risse auf Mängel des Entwurfs oder der Ausführung zurückzuführen sind.

Behörde 2. Als Ursache der beobachteten Rißbildungen sind äußere Einflüsse (Zudringen von Schlagregen und Feuchtigkeit) anzunehmen.

Behörde 3. Bei den in Eisenbeton ausgeführten Bauwerken sind verschiedentlich mehr oder weniger feine Rißbildungen festgestellt worden, die aber ohne weiteres die Annahme einer bestimmten Ursache nicht zulassen. Dadurch, daß man die rechnerisch ermittelte Zugspannung des Betons möglichst niedrig hält und daß die zugelassene Zugspannung unter 24 kg/cm² bleibt, lassen sich die Risse allein nicht verhindern. Die Rißbildungen können in vielen anderen Nebenumständen ihre Ursache haben. Hierbei sind neben dem Schwinden des Betons die Tragfähigkeit des Baugrundes, die Ausführung und Dauer der Einschalung, die Einwirkung von Erschütterungen, die Betonmassen bzw. die vorhandenen Querschnitte u. dgl. mehr von großer Bedeutung. Ob die Rißbildung allein Ursache der Rostbildung ist, oder ob geringe Dichte, poröse Zusammensetzung des Betons oder auch wenig starke Einbettung der Eiseneinlagen mitwirken, kann nicht einwandfrei festgestellt werden. Am wirksamsten dürfte der Rißbildung dadurch vorzubeugen sein, daß neben gewissenhafter Durcharbeitung des Entwurfs wichtige und umfangreiche Eisenbetonbauten nur an zuverlässige und bewährte Firmen übertragen werden, die mit eingeschulten Leuten und bei Verwendung bester Materialien sichere Gewähr für gewissenhafte Ausführung bieten. Ferner dürften die Querschnittsabmessungen und die Überdeckung der Eiseneinlagen nicht gar zu gering gewählt werden, insbesondere nicht bei Bauwerken, die wechselnden Belastungen und starken Erschütterungen ausgesetzt sind. Besondere Vorsicht scheint geboten bei der Wahl der Eisenbetonbauweise für Ingenieurbauten, die den Einflüssen der Witterung und der Rauchgase ausgesetzt sind, weil hier die Rostbildung am schnellsten und am schädlichsten wirken kann. Soviel bis jetzt bekannt ist, kann durch ausreichendes und langes Naßhalten des Betons das Schwinden auf ein geringes Maß beschränkt werden, so daß alsdann nachteilige Folgen für das Bauwerk kaum zu befürchten sein dürften.

Behörde 4. Keine schlechten Erfahrungen.

Behörde 5. Ursache für die Rißbildungen war mangelhafte Ausführung der Bauwerke (mangelhafte Gründung, nicht einwandfreie Betonmischung, zu geringe Betonüberdeckung der Eiseneinlagen).

Behörde 6. Die Sorgfalt bei der Ausführung der Arbeiten und die Reinheit und Güte der Rohmaterialien kann zusammen mit der Ausschaltung von höheren Betonzugspannungen die Ribbildung fast bis auf Null einschränken und die Rostbildung an den eingebetteten Eisen verhindern. Die Bauwerke zeigen viele Risse, die aber durchweg auf mangelhafte Ausführung zurückzuführen sind.

Behörde 7. Die Wahrnehmungen von Regierungs- und Baurat Perkuhn wurden bestätigt, wengleich derartige umfangreiche Zerstörungen weder an den bis 16 Jahre alten Wölbbrücken, noch an den bis 13 Jahre alten Plattenbalken aufgetreten sind. Im wesentlichen handelte es sich um Putzrisse. Der Befund hat ergeben, daß auch in feuchtem Beton das Eisen nahezu rostfrei bleiben kann, wenn nur die Dichtigkeit des Betons den Luftzutritt verhindert.

Behörde 8. Die Untersuchungen haben ergeben, daß die Entstehung der vorhandenen Risse und weitergehender Zerstörungserscheinungen im allgemeinen nicht auf statische Risse oder auf Schwinden des Betons zurückgeführt werden kann. Als Ursache der festgestellten Mängel muß vielmehr in erster Linie die unsachgemäße Herstellungsweise bezeichnet werden. Der hierdurch eingeleitete Zerstörungsprozeß wurde alsdann durch den Einfluß der Witterung und der heißen Rauchgase wesentlich gefördert. Die unsachgemäße Ausführung wurde erkannt an der unrichtigen, mit der Zeichnung nicht übereinstimmenden Lage der Eisen und der hieraus sich ergebenden zu geringen Betonüberdeckung der Trageisen, Verteilungseisen und besonders der Bügel, ferner an der Verwendung zu grober Zuschläge zum Beton in der äußersten Zugzone im Verein mit vermutlich minderwertigem Zement und der unzulänglichen wasserdichten Abdeckung.

Behörde 9. Die Untersuchungen haben im allgemeinen die Feststellungen von Regierungs- und Baurat Perkuhn bestätigt. Die Risse traten fast gleichmäßig und in gleicher Stärke auf, sie sind unabhängig von der rechnerisch nachgewiesenen Betonzugspannung. Schalenrisse kommen nur dann vor, wenn die Eisen zu nahe an der Betonaußenfläche liegen. Die Ribbildung ist mit größter Wahrscheinlichkeit auf mangelhafte Ausführung zurückzuführen.

Behörde 10. Die bei den Eisenbetonbauten beobachteten Schäden dürften vielfach auf Ausführungsfehler zurückzuführen sein, namentlich auf Herstellung in ungünstiger Jahreszeit, unzureichende Bauaufsicht, unzuverlässige Arbeiter, zu schwache Rüstung und Schalung, ungünstige Mischungsverhältnisse der Baustoffe, ungenügende Einbettung der Eiseneinlagen infolge Verschiebens während des Betonierens. Die Güte der Eisenbetonbauten ist jedenfalls in hohem Maße von der auf den Entwurf und die Herstellung verwendeten Sorgfalt abhängig.

Behörde 11. Schuld an der nur vereinzelt beobachteten Ribbildung trug in der Hauptsache die zu geringe Betonüberdeckung der Eiseneinlagen.

Behörde 12. Zahlreiche und starke Risse wurden namentlich bei drei Brücken gefunden, älteren vor nunmehr 30 Jahren erbauten Bauwerken aus der ersten Eisenbetonzeit, sogenannten Monierbrücken mit flachen Gewölben, von denen Festigkeitsberechnungen nicht vorhanden sind und deren Zeichnungen keine Angaben über die Eisenbewehrung enthalten. Anscheinend wurden dem Unternehmer beim Bau der Brücken mangels einer genauen Berechnungsart Festigkeitsberechnungen nicht abverlangt. Die Unternehmer übernahmen dem Bauherrn gegenüber die Gewährleistung für die Sicherheit (Tragfähigkeit) der Brücke, im übrigen wurde ihm wohl die Ausarbeitung der Brücke in allen Einzelheiten überlassen. (Das wäre ja an und für sich bei zuverlässigen Bauunternehmungen durchaus kein Unglück.)

Behörde 13. Ursache für die Ribbildung war zumeist die zu geringe Betonüberdeckung der Eiseneinlagen.

Behörde 14. Das Auftreten von Rissen im Beton ist nicht an solche Stellen gebunden, an denen statische Zug-

spannungen herrschen, vielfach bilden sich Risse sogar an Stellen, wo theoretisch nur Druck auftritt. Es hat sich somit bestätigt, daß die niedrige Bemessung der zulässigen Betonzugspannung σ_{bz} , berechnet aus Eigengewicht und Verkehrslast, noch keinen Schutz gegen das spätere Auftreten von Betonrissen bietet. Vorzugsweise bilden sich Risse außer an den Stellen, wo Bügel liegen, dort, wo beim Betonieren größere Arbeitspausen gemacht wurden. Begünstigt wird die Ribbildung, wenn Hohlräume im Beton infolge nicht sorgfältigen Stampfens vorhanden sind.

Behörde 15. Aus der ganzen Untersuchung kann man schließen, daß lediglich Mängel bei der Ausführung die Ribbildung veranlaßt haben.

Behörde 16. Die Beobachtungen bestätigen, daß die Risse ihren Ausgangspunkt an den Eiseneinlagen nehmen, wo der Betonquerschnitt geschwächt ist und das Schwinden des Betons in der Richtung der Hauptabmessungen des Bauwerkes mitgewirkt hat.

Behörde 17. Die Risse sind hauptsächlich da aufgetreten, wo Querbügel zu nahe der Außenfläche lagen.

Behörde 18. Wenn die statischen Zugspannungen des Betons innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben, so ist bei den hier verwendeten Zementen die Herstellung rissefreier Balken- und Bogenbrücken möglich, auch ohne daß die Schwindspannungen berücksichtigt werden, wenn die Ausführung in der sorgfältigsten Weise und mit vorzüglichen Materialien erfolgt. Welchen Einfluß die Ausführung der Bauwerke hat, zeigen besonders deutlich zwei Bauten dieser Eisenbahndirektion.

Es handelt sich um zwei Bauwerke, Balken auf vier Stützen, die nach demselben Vertrag von zwei verschiedenen Unternehmungen ausgeführt wurden. Mehrere Wochen nach der Herstellung des einen Bauwerkes, die in einwandfreier Weise erfolgte, war trübes, nasses und regnerisches Wetter. Die Ausführung des anderen Bauwerkes geschah in wenig sorgfältiger Weise. Die Bauunternehmung hatte einen weniger zuverlässigen und sorgfältigen Polier. Die Außenträger des ersten Bauwerkes erhielten an der Seite gegen das Bauwerk gesehen nebst den Unterflächen der Konsolen einen 5 cm starken Vorsatzbeton aus Steingrus, der nach dem Erhärten scharriert wurde. Das Bauwerk weist keinen einzigen nennenswerten Rib auf. Dagegen zeigt das andere Bauwerk zahlreiche Risse, die allein auf die geringere Sorgfalt bei der Ausführung zurückzuführen sind.

Behörde 19. Die Untersuchung hat namentlich bei den gewölbten Brücken vielfach einen ungünstigen Befund ergeben. Die Fehler sind meistens auf Mängel der Ausführung zurückzuführen, wobei die Eiseneinlagen nicht die vorschriftsmäßige Lage erhalten haben sondern zu nahe der Außenfläche, oft sogar frei zutage liegen. Das Ergebnis wird dahin zusammengefaßt, daß bei Eisenbetonbauten mehr als bei anderen Bauweisen nicht nur die sorgfältigste Berechnung und Entwurfsbearbeitung sondern auch eine peinlich gewissenhafte Herstellung unbedingtes Erfordernis ist, wenn die Bauwerke den Ansprüchen auf die Dauer genügen sollen, die an Bauwerke gestellt werden müssen, die dem öffentlichen Verkehr dienen. Wie stark sich Mängel in der Ausführung bemerkbar machen können, sei noch an dem in Abb. 5 dargestellten Bauwerk, einer schiefen Brücke mit eingespanntem Bogen, ausgeführt im Jahre 1896, gezeigt. Das Bild läßt auf eine vollständig unvorschriftsmäßige Ausführung des Bauwerkes schließen. Selbst durch den 1 cm starken Zementputz traten an verschiedenen Stellen noch die Bügeleisen frei zutage. An den Stellen aber, an denen der Zementputz abgefallen war, traten nicht allein Bügel- und Verteilungseisen, sondern auch starke Trageisen hervor, die mit dicker Rostschicht umkleidet sind. Die vielen unter den Trageisen in deren Richtung laufenden Risse deuten an, daß die Eiseneinlage beim Einstampfen des Gewölbes viel zu tief gelegen und nur eine ganz dünne, unvorschriftsmäßige Einbettung erhalten hat. An vielen Stellen ist diese dünne Ein-

bettung durch Rostbildung der Eisen bereits gesprengt und mit dem Zementputz abgeplatzt. Wie ungenau die Trageisen verlegt worden sind, geht z. B. daraus hervor, daß in einem Abstand von 50 cm die Lage der unten liegenden Verteilungseisen zur Unterkante des Gewölbes von 0–45 mm wechselte, so daß die Trageisen eine wellenförmige Lage einnehmen

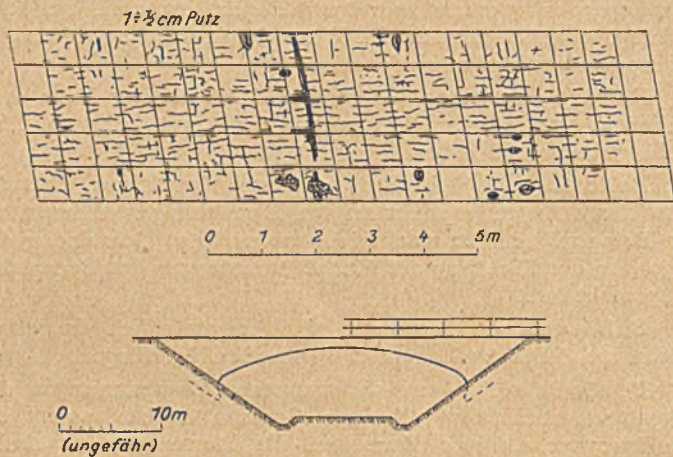


Abb. 5.

mußten, was auch durch das Auftreten der Konstruktionsrisse bestätigt wurde. Diese zeigten sich fast immer nur dort, wo die Konstruktionseisen nur noch eine Deckschicht von 10 mm hatten, verschwanden aber, wenn diese Deckschicht stärker wurde.

Behörde 20. Die Risse, die sich bei den meisten Bauwerken in niedrigen Grenzen halten, sind vorzugsweise an den Bügeln aufgetreten, wo die Betonüberdeckung zu gering war.

Behörde 21. Soweit Risse aufgetreten sind, sind sie auf äußere Umstände (Bodenrutschungen, Senkung der Widerlager) zurückzuführen. Im übrigen hat die Behörde keine schlechten Erfahrungen gemacht.

Behörde 22. Es wurde nur ein Bauwerk untersucht. Gründe für die Entstehung der Risse in der Brücke, die im Jahre 1912 erbaut wurde, sind nicht angegeben worden. Bei der Untersuchung in den Jahren 1913 und 1914 wurden keine, im Jahre 1917 vereinzelte Risse vorgefunden.

Die Untersuchungen haben also das Schlussergebnis, zu dem der Deutsche Ausschuss für Eisenbeton auf Grund der Kattowitzer Untersuchungen im Jahre 1916 kam, vollauf bestätigt. Es zeigte sich auch hier, wie nötig es ist, daß bei Eisenbetonbauten Mängel im Entwurf und namentlich bei der Ausführung vermieden werden. Es zeigte sich auch, daß, wenn diese Bedingungen erfüllt sind, die Eisenbetonbauweise das ihr bisher gewährte Vertrauen auch in Zukunft verdient.

Der Reichsverkehrsminister hat nun am 31. Oktober 1922 einen Erlaß betreffend Riß- und Rostbildung bei Eisenbetonbauwerken herausgegeben, in dem die Folgerungen aus dem Ergebnis der Rundfrage gezogen und Verhütungsmaßregeln gegen das Auftreten von Rissen und Rost vorgeschrieben bzw. anempfohlen werden. Nach einer Aufzählung der wesentlichsten Ergebnisse der Umfrage wird festgestellt, daß sich alle Mängel vermutlich bei richtiger Entwurfsarbeit und sorgfältiger Ausführung vermeiden lassen. Die bei den Untersuchungen gewonnenen Erfahrungen werden in folgenden Richtlinien zusammengefaßt:

1. An Stellen, die vom Schlagregen getroffen werden oder den Angriffen von Rauchgasen ausgesetzt sind, müssen die äußersten Punkte der Eiseneinlagen, auch der Bügel- und Verteilungseisen mindestens 4 cm, an den anderen Stellen mindestens 2,5 cm vom Beton überdeckt sein.

Diese Bestimmung geht also über die amtlichen Eisenbetonbestimmungen vom 13. Januar 1916 noch hinaus. Dort

ist in § 9 Ziffer 7 angegeben, daß die Betondeckung der Eiseneinlagen an der Unterseite von Platten mindestens 1 cm stark sein soll, die Überdeckung der Bügel in den Rippen und bei Säulen mindestens 1,5 cm, bei Bauten im Freien 2 cm. Bei Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen ist allerdings schon vor Herausgabe des Erlasses des Reichsverkehrsministers vorgesehen worden, eine Bestimmung aufzunehmen, daß bei solchen Bauwerken und Bauteilen, die der Einwirkung von Säuren, Säuredämpfen, schädigenden Salzlösungen, Ölen, schwefligen Rauchgasen u. dgl. ausgesetzt sind, außer der Verwendung eines besonders dichten Betons, eines sorgfältig ausgeführten Zementputzes und geeigneter Schutzanstriche eine Vergrößerung der Betondeckschicht über das normale Maß in Betracht zu ziehen ist.

2. Der Beton muß vollständig dicht sein und darf in den Zonen der Eiseneinlagen keine größeren Bestandteile als von 2 cm größter Ausdehnung enthalten.

§ 5 Ziff. 2 der amtlichen Eisenbetonbestimmungen besagt, daß das Korn der Zuschläge zweckmäßig so gehalten wird, daß die Hohlräume des Gemisches möglichst gering werden. Die größten Körner der Zuschläge sollen sich noch zwischen die Eiseneinlagen sowie Schalung und Eiseneinlagen ohne Verschiebung der Eisen einbringen lassen. Im Zusammenhang damit steht die Forderung des § 9 Ziff. 6, daß wenn sich geringere Eisenabstände als der Eisendurchmesser bzw. 2 cm nicht vermeiden lassen, durch einen feinen und fetten Mörtel für eine dichte Umhüllung der einzelnen Eisen besonders gesorgt werden muß. Zweifellos ist, daß das Bestreben dahin gehen muß, in der Zugzone den die Eiseneinlagen umhüllenden Beton ganz besonders dicht zu machen.

3. Bauweisen mit sehr breiten Eiseneinlagen sind zu vermeiden.

Diese Bestimmung wird bei normalen Eisenbetonbauten, bei denen in der Regel Rundeseisen verwendet werden, ohne weiteres erfüllt.

4. Gewölbe sind mit aufgelösten Bauweisen, die sich auch auf die Stirnen erstrecken, zu überbauen.

5. Schiefe Gewölbe erfordern namentlich in den spitzen Ecken größte Sorgfalt in der Durchbildung und in der Ausführung der Bewehrung.

6. Dreigelenkbögen mit Zugband sind für die Eisenbetonbauweise nicht geeignet.

7. Durch zweckentsprechende Ausbildung der Bauwerke ist dafür zu sorgen, daß Stützensenkungen keine Rißbildung zur Folge haben.

8. Putz ist im allgemeinen zu vermeiden.

9. Auf tadellose Ausführung der Wasserschutzschicht der Fahrbahn ist besonders zu achten.

10. Für entwerfsmäßige Lage der Eiseneinlagen und Erhaltung dieser Lage während des Betonierens ist unbedingt zu sorgen.

Dieser Punkt wird auch in den amtlichen Eisenbetonbestimmungen besonders erwähnt. In § 9 Ziff. 3 heißt es, daß auf die vorgeschriebene Form und die richtige Lage der Eisen sowie auf eine gute Verknüpfung der durchlaufenden Zug- und Druckeisen mit Verteilungseisen und Bügeln besondere Sorgfalt zu verwenden ist. Ziff. 8 schreibt vor, daß die Eiseneinlagen während des Betonierens in der richtigen Lage festzuhalten und mit der Betonmasse dicht zu umkleiden sind.

11. Es sind kräftige und gut abgestützte Schalungen zu verwenden.

Hierüber geben die amtlichen Eisenbetonbestimmungen in § 10 sehr ausführliche Vorschriften, die häufig schon als zu weitgehend und mit wissenschaftlichen Bestimmungen nicht vereinbar bezeichnet worden sind. Für den ausführenden Bauführer und Polier sind sie jedenfalls von sehr großem Wert, nur müssen sie auch eingehalten werden. Für Brückenbauten könnten die Bestimmungen in einzelnen Punkten vielleicht noch ergänzt werden.

12. Die Bauwerke dürfen nicht zu früh ausgerüstet werden. Die genauen Vorschriften dafür finden sich in § 11 der amtlichen Eisenbetonbestimmungen.

13. Bei Probelastungen ist die Höhe der Belastung dem Alter des Bauwerkes anzupassen. Auf keinen Fall darf die rechnungsmäßige Last bald nach dem Ausrüsten aufgebracht werden.

Ausgehend von der Überzeugung, daß Probelastungen überhaupt einem Bauwerk niemals nützen sondern immer schaden, sagt § 12 Ziff. 4 der amtlichen Eisenbetonbestimmungen, daß Probelastungen auf den unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden sollen. Sie sind nicht vor 45tägiger Erhärtung des Betons vorzunehmen und nur in ganz besonderen Fällen bis zum Bruch durchzuführen. Die Erfahrungen der Untersuchungen der Eisenbahndirektionen haben gezeigt, daß die Frist von 45 Tagen noch viel zu kurz ist. Neun Wochen und 14½ Wochen nach der Erhärtung des Betons hat die Probelastung außerordentlich ungünstig gewirkt, was sich an den Rißbildern zeigte. Auch die Ziff. 5 der Eisenbetonbestimmungen, nach der bei Probelastungen von Brückenbauten und anderen Bauwerken, bei denen sichtbare Zugrisse im Beton vermieden werden sollen, die wirklichen, der Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten aufzubringen sind, geht viel zu weit. Es ist erfreulich, daß der neue Erlaß des Reichsverkehrsministers hier zum Schutz der jungen Bauwerke mildere Bestimmungen trifft.

14. Eisenbetonbauwerke dürfen nur dann ausgeführt werden, wenn mit starken Frösten nicht zu rechnen ist.

Die Bestimmung sagt nichts darüber, was zu tun ist, wenn die Rechnung falsch war und während einer Bauausführung, sagen wir im Oktober, plötzlich starke Fröste auftreten, die Arbeit aber nicht eingestellt werden kann. Hier gibt § 8 der amtlichen Eisenbetonbestimmungen die nötige Antwort.

15. Es ist durch Nachbehandlung mit Wasser dafür zu sorgen, daß Eisenbetonbauwerke nicht zu schnell austrocknen.

Hierzu sagt § 11 Ziff. 2 der amtlichen Eisenbetonbestimmungen, daß die Bauteile bis zur genügenden Erhärtung des Betons gegen die Einwirkung des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen sind. In § 17 Ziff. 5 wird angeordnet, daß Bogen-, Rahmen- und sonstige statisch unbestimmte Brücken nach dem Einstampfen mindestens sechs Wochen lang

feucht gehalten und vor der Einwirkung der Sonnenstrahlen geschützt werden.

Es zeigt sich also, daß die Einzelvorschriften des Erlasses zum großen Teil schon durch die amtlichen Eisenbetonbestimmungen vom 13. Januar 1916 gedeckt sind. Wenn trotzdem so viele Klagen über schlechte Ausführung der Bauten aufgetreten sind, so geht daraus hervor, daß man durch Vorschriften allein nicht alles treffen kann. Entweder sind es Unternehmungen, die sich an die Ausführung von Eisenbetonbauten wagen, die dazu nicht geeignet oder nicht berufen sind — leider hat der Eisenbetonbau mehr als andere Bauweisen in dieser Beziehung heute noch Eselsfreiheit —, oder aber es spielen andere Umstände mit, die die bis zum äußersten sorgfältige Ausführung verhindert haben. Hiermit in Zusammenhang steht der letzte Satz des Erlasses des Reichsverkehrsministers, in dem die nachgeordneten Dienststellen ersucht werden, Eisenbetonbauwerke nicht mehr öffentlich sondern unter einer beschränkten Anzahl besonders zuverlässiger und im Eisenbetonbau erfahrener Unternehmer auszuschreiben. Hier decken sich die Wünsche der Betonindustrie vollständig mit denen des Reichsverkehrsministers. Wenn dieses Verfahren schon früher angewandt worden wäre, so wären vermutlich — auch nach den Erfahrungen bei nicht preußischen Eisenbahnverwaltungen zu schließen — die Rißbildungen lange nicht in dem Umfang aufgetreten, wie es hier der Fall war.

Das öffentliche Ausschreibungsverfahren ist für verantwortliche Bauten der Eisenbahnverwaltung ein Unding. Es ruft ein Massenaufgebot von Unternehmungen auf den Plan, von denen gar viele einer ersten Prüfung nicht standhalten, und es bevorzugt den billigsten. Durch die Konkurrenz werden die Preise gedrückt, so daß es dem Glücklichen, der dann den Auftrag erhält, auch bei dem besten Willen nicht möglich ist, alles bis ins einzelne so auszuführen, wie es die Bestimmungen vorschreiben und der Ernst der Sache erfordert, wenn er nicht persönliche Einbußen erleiden will. Vom Standpunkt des gewissenhaften Unternehmers aus ist also gerade dieser Schlußsatz des Erlasses des Reichsverkehrsministers nur zu begrüßen, und es ist zu erwarten, daß, wenn danach verfahren wird, solche Bauten erstehen, wie sie bei den vorliegenden Untersuchungen leider nur in einzelnen Fällen, in denen stets die besonders sorgfältige Ausführung erwähnt wurde, gefunden werden konnten.

EINE NEUE METHODE ZUR BERECHNUNG DER ELASTISCHEN BOGENTRÄGER BEI VARIABLEM QUERSCHNITTE.

Von Ing. P. Michailoff, Petersburg.

In der russischen Ausgabe ist unter diesem Titel meine Arbeit erschienen, aus welcher ich hier nur die hauptsächlichsten Resultate anführe. Meine analytische Methode zur Berechnung der elastischen symmetrischen Korbbögen bei variablem Querschnitte kann man auf Bogen beliebiger Form der Achse anwenden.

Meine Arbeit ist die Entwicklung der Winklerschen Methode aus seiner Lehre von der Elastizität und Festigkeit, aber meine Formeln geben das Mittel zur unmittelbaren analytischen Berechnung jedes Bogens; man muß nur die annähernde Form der Bogenachse, welche als Seilpolygon gezeichnet ist, in eine Korblinie abändern.

Meine Schlußformeln enthalten als Parameter zwei Größen: 1. n — das Verhältnis der Spannweite des Bogens zur Scheitelstärke, 2. γ — das Verhältnis des Trägheitsmomentes des Kämpferquerschnittes zum Trägheitsmoment des Scheitelquerschnittes. Man kann diese Größen willkürlich ändern.

Wir nehmen die Formeln der Verschiebungen der Bogenpunkte für ein rechtwinkliges Koordinatensystem mit der Formänderung durch die Transversalkräfte (Winklersche Hypothese der Krümmung des Querschnittes):

$$\left. \begin{aligned} \Delta \varphi &= \int \mathfrak{M} ds \\ \Delta x &= -y \Delta \varphi + \int y d \Delta \varphi + \int \frac{\Delta ds}{ds} dx + \int \gamma_s dy \\ \Delta y &= +x \Delta \varphi - \int x d \Delta \varphi + \int \frac{\Delta ds}{ds} dy - \int \gamma_s dx \end{aligned} \right\} \cdot \cdot (a)$$

wo die Buchstaben folgende Bedeutung haben:

$$\mathfrak{M} = \frac{M}{EW} + \frac{N}{EFr} + \frac{M}{EFr^2},$$

N und M = die Resultante der äußeren Kräfte in der Richtung der Tangente zur Achse und das Biegemoment, E — der Elastizitätsmodul, W — das Trägheitsmoment¹⁾ und F — der Flächeninhalt des Querschnittes (im Kämpfer W_0 und F_0), r — der Radius der Achse, x und y — die Koordinaten, s — die Länge der Achse, γ_s — die Gleitung und $\Delta \varphi$ — die Größe des Winkels, um welchen sich die Tangente der Achse verdreht.

¹⁾ Genauer $W = \int \frac{r u^2 dF}{r+u}$, wo u die Entfernung der Punkte des Querschnittes von der Achse ist.

Zuerst betrachten wir einen Bogen ohne Gelenk und mit eingespannten Kämpfern. Für den Korbbogen (s. Abb. 1) haben wir für den Teil der Achse mit dem Radius r_m :

$$r_m = r_0, r_1, r_2; a_m = 0, a_1, a_2; b_m = r_0, b_1, b_2; \alpha_m = 0, \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3.$$

$$x_m = a_m + r_m \sin \varphi_m$$

$$y_m = b_m - r_m \cos \varphi_m$$

$$dx_m = r_m \cos \varphi_m d\varphi_m; dy_m = r_m \sin \varphi_m d\varphi_m$$

$$ds_m = r_m d\varphi_m.$$

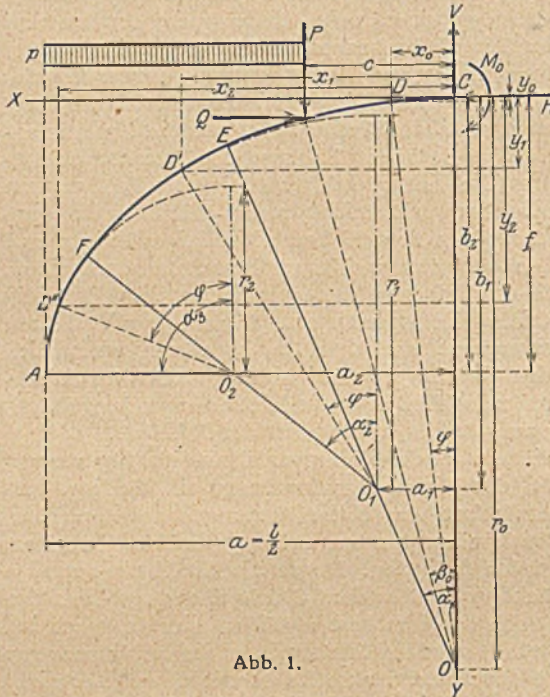


Abb. 1.

Denken wir uns den Bogen im Scheitel durchschnitten und suchen, als Unbekannte, die von einer Bogenhälfte auf die andere ausgeübten Kräfte — eine Vertikalkraft V , eine Horizontalkraft H und ein Biegemoment M_0 , welche im Scheitelquerschnitt wirken; φ und α_m sind negativ für die Bogenhälfte rechts vom Scheitel.

Wir setzen für jeden Teil der Achse mit dem Radius r_m als das Gesetz der Änderung des Bogenquerschnittes fest:

$$W_m = \frac{W_0}{W} = \gamma_m - \delta_m \varphi_m$$

$$W_{z_m} = z_m \frac{W_0}{W} = \frac{W_0}{F r_m^2} = \psi_m - \lambda_m \varphi_m$$

(b)

wobei $z_m = \frac{W}{F r_m^2}$.

Die Koeffizienten $\gamma_m, \delta_m, \psi_m, \lambda_m$ kann man als die Funktionen von n, γ, α_m, r_m bestimmen.

Nach der Einsetzung der Werte W_m und W_{z_m} und Integration der Gleichungen (a) erhalten wir die Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} A M_0 - B H + \Pi &= 0 \\ B M_0 - C H + \Omega &= 0 \\ D V - \Delta &= 0 \end{aligned} \right\} (c)$$

woraus

$$H = \frac{A \Omega - B \Pi}{A C - B^2}$$

$$M_0 = \frac{B \Omega - C \Pi}{A C - B^2} \quad (I)$$

$$V = \frac{\Delta}{D}$$

Für die verschiedenen Belastungen haben wir die verschiedenen Werte Π, Ω, Δ , welche später bestimmt werden. Dagegen die Koeffizienten A, B, C, D sind nur von dem Bogen abhängig.

Für die Vereinfachung der Formeln wenden wir die folgenden symbolischen Bezeichnungen an (s. Tabelle).

Z. B.: Aus der Tabelle erhalten wir folgende Bezeichnungen: $R'' = \delta \sin^3 \varphi, D''_{0z} = \lambda \varphi \sin^2 \varphi$ usw. Die Werte A', A'', B'', C', \dots nehmen wir aus der goniometrischen Tabelle (die siebenstelligen Zahlen).

Bei diesen Bezeichnungen haben wir:

$$A_{1m} = \left[A' - \frac{B''}{2} + A'_z - \frac{B''_z}{2} \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

$$L_m = \left[\frac{A'}{2} - \frac{K'}{2} - \frac{B''}{4} - \frac{D''}{4} + \frac{K''_0}{2} \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

$$T_m = \left[C' - E'' - C''_0 \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

$$N_m = \left[\frac{A'}{2} + \frac{K'}{2} - \frac{B''}{4} + \frac{D''}{4} - \frac{K''_0}{2} \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

$$U_m = \left[-E' - C'' + E''_0 \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

$$Z_{z_m} = \left[\frac{D'_z}{2} - \frac{D''_{0z}}{2} + \frac{A''_z}{4} - \frac{K''_z}{4} \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

$$Z_m = \left[\frac{D'}{2} - \frac{D''_0}{2} + \frac{A''}{4} - \frac{K''}{4} \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1} \quad (II)$$

$$L_{z_m} = \left[\frac{A'_z}{2} - \frac{K'_z}{2} - \frac{B''_z}{4} - \frac{D''_z}{4} + \frac{K''_{0z}}{2} \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

$$N_{z_m} = \left[\frac{A'_z}{2} + \frac{K'_z}{2} - \frac{B''_z}{4} + \frac{D''_z}{4} - \frac{K''_{0z}}{2} \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

$$R_m = \left[\frac{R'}{3} - \frac{R''_0}{3} - \frac{2}{9} E'' - \frac{1}{9} S'' \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

$$S_m = \left[-\frac{2}{3} E' - \frac{1}{3} S' + \frac{2}{3} E''_0 + \frac{1}{3} S''_0 - \frac{2}{3} C'' - \frac{1}{9} R'' \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

$$R_{z_m} = \left[\frac{1}{3} R'_z - \frac{1}{3} R''_{0z} - \frac{2}{9} E''_z - \frac{1}{9} S''_z \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

$$Y_{z_m} = \left[-\frac{1}{3} E'_z - \frac{1}{3} C''_z + \frac{1}{3} E''_{0z} + \frac{1}{3} S''_z - \frac{1}{3} S''_{0z} + \frac{1}{9} R''_z \right]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1}$$

In diesen Formeln bezeichnen wir:

$$[f(\varphi)]_{\alpha_m}^{\alpha_m + 1} = f(\alpha_m + 1) - f(\alpha_m)$$

Die symbolischen Bezeichnungen

Die Bezeichnungen	A	B	C	D	E	K	R	S
Die Funktion Der Faktor	φ	φ^2	$\sin \varphi$	$\sin^2 \varphi$	$\cos \varphi$	$\sin \varphi \cos \varphi$	$\sin^3 \varphi$	$\sin^2 \varphi \cos \varphi$
γ	A'	—	C'	D'	E'	K'	R'	S'
δ	A''	B''	C''	D''	E''	K''	R''	S''
ψ	A'_z	—	—	D'_z	E'_z	K'_z	R'_z	S'_z
λ	A''_z	B''_z	C''_z	D''_z	E''_z	K''_z	R''_z	S''_z
Die Bezeichnungen	—	—	C_0	D_0	E_0	K_0	R_0	S_0
Die Funktion Der Faktor	—	—	$\varphi \sin \varphi$	$\varphi \sin^2 \varphi$	$\varphi \cos \varphi$	$\varphi \sin \varphi \cos \varphi$	$\varphi \sin^3 \varphi$	$\varphi \sin^2 \varphi \cos \varphi$
γ	—	—	—	—	—	—	—	—
δ	—	—	C''_0	D''_0	E''_0	K''_0	R''_0	S''_0
ψ	—	—	—	—	—	—	—	—
λ	—	—	—	D''_{0z}	E''_{0z}	K''_{0z}	R''_{0z}	S''_{0z}

wo α_{m+1} , α_m dem Winkel φ_m an den Grenzen des Bogenteils mit dem Radius r_m entsprechend sind.

Dagegen

$$\left. \begin{aligned} A &= \sum_{m=0}^{m=n} r_m A_{i_m} \\ B &= \sum_{m=0}^{m=n} [r_m b_m A_{i_m} - r_m^2 T_m] \\ C &= \sum_{m=0}^{m=n} [r_m b_m^2 A_{i_m} - 2 b_m r_m^2 T_m + r_m^3 N_m + 3 r_m^3 L_{z_m}] \\ D &= \sum_{m=0}^{m=n} [r_m^3 L_m + 2 a_m r_m^2 U_m + a_m^2 r_m A_{i_m} + 3 r_m^3 N_{z_m}] \end{aligned} \right\} \text{(III)}$$

$m = n$ entspricht dem Kämpfer und $m = 0$ dem Scheitel. Wir bezeichnen durch t die Abweichung einer beliebigen Temperatur von der mittleren und ϵ den Längenausdehnungskoeffizienten, a — die Hälfte der Spannweite, dann haben wir für den Einfluß der Temperatur: $2 \Pi = 2 \Delta = 0$, $2 \Omega = 2 E W_0 \epsilon t a$, woraus folgt:

$$\left. \begin{aligned} H_t &= \frac{A}{A C - B^2} E \epsilon t W_0 a \\ M_{0t} &= \frac{B}{A C - B^2} E \epsilon t W_0 a \\ V_t &= 0. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{(IV)}$$

Daher kann man schließen, daß die Temperaturspannungen von der Länge der Spannweite unabhängig sind und nur der Form des Bogens entsprechend.

Man erhält für die Belastung:

1. Eine isolierte vertikale Last P (Abb. 1):

$$\left. \begin{aligned} 2 \Pi &= P \sum_{m=k}^{m=n} [r_m^2 U_m + r_m (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) A_{i_m}] \\ 2 \Omega &= P \sum_{m=k}^{m=n} [b_m r_m^2 U_m - r_m^2 (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) T_m \\ &\quad + b_m r_m (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) A_{i_m} - r_m^3 Z_m + 3 r_m^3 Z_{z_m}] \\ 2 \Delta &= -P \sum_{m=k}^{m=n} [r_m^3 L_m + r_m^3 (2 a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) U_m \\ &\quad + a_m r_m (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) A_{i_m} + 3 r_m^3 N_{z_m}] \end{aligned} \right\} \text{(V)}$$

$m = k$ bezeichnet, daß man den Teil des Bogens links vom Punkte mit $\varphi_m = \beta_k$ nimmt.

2. Eine isolierte horizontale Last Q (Abb. 1):

$$\left. \begin{aligned} 2 \Pi &= Q \sum_{m=k}^{m=n} [r_m (b_m - b_k + r_k \cos \beta_k) A_{i_m} - r_m^2 T_m] \\ 2 \Omega &= Q \sum_{m=k}^{m=n} [b_m r_m (b_m - b_k + r_k \cos \beta_k) A_{i_m} - b_m r_m^2 T_m \\ &\quad + r_m^3 N_m - r_m^2 (b_m - b_k + r_k \cos \beta_k) A_{i_m} + 3 r_m^3 L_{z_m}] \\ 2 \Delta &= -Q \sum_{m=k}^{m=n} [a_m r_m (b_m - b_k + r_k \cos \beta_k) A_{i_m} - a_m r_m^2 T_m \\ &\quad - r_m^3 Z_m + r_m^2 (b_m - b_k + r_k \cos \beta_k) U_m + 3 r_m^3 Z_{z_m}] \end{aligned} \right\} \text{(VI)}$$

3. Eine vertikale gleichmäßige einseitige Belastung der Horizontalen vom Kämpfer A bis zum Punkte mit $\varphi_m = \beta_k$ (Abb. 1):

$$\left. \begin{aligned} 2 \Pi &= \frac{p}{2} \sum_{m=k}^{m=n} [r_m^3 L_m - r_m^3 L_{z_m} + r_m (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k)^2 A_{i_m} \\ &\quad + 2 r_m^2 (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) U_m] \\ 2 \Omega &= \frac{p}{2} \sum_{m=k}^{m=n} [b_m r_m^3 L_m - b_m r_m^3 L_{z_m} \\ &\quad + 2 b_m r_m^2 (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) U_m \\ &\quad + b_m r_m (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k)^2 A_{i_m} \\ &\quad - r_m^4 R_m - r_m^2 (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k)^2 T_m \\ &\quad - 2 r_m^3 (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) Z_m \\ &\quad + 6 r_m^4 R_{z_m} \\ &\quad + 6 r_m^3 (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) Z_{z_m}] \\ 2 \Delta &= -\frac{p}{2} \sum_{m=k}^{m=n} [a_m r_m^3 L_m - a_m r_m^3 L_{z_m} \\ &\quad + a_m r_m (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k)^2 A_{i_m} \\ &\quad + 2 a_m r_m^2 (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) U_m \\ &\quad + r_m^4 S_m + 2 r_m^3 (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) L_m \\ &\quad + r_m^2 (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k)^2 U_m \\ &\quad + 6 r_m^4 Y_{z_m} \\ &\quad + 6 r_m^3 (a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) N_{z_m}] \end{aligned} \right\} \text{(VII)}$$

4. Ein isoliertes Biegemoment \bar{M} :

$$\left. \begin{aligned} 2 \Pi &= \bar{M} \sum_{m=k}^{m=n} r_m A_{i_m} \\ 2 \Omega &= \bar{M} \sum_{m=k}^{m=n} [b_m r_m A_{i_m} - r_m^2 T_m] \\ 2 \Delta &= -\bar{M} \sum_{m=k}^{m=n} [a_m r_m A_{i_m} + r_m^2 U_m] \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{(VIII)}$$

Das Moment \bar{M} wirkt im Punkte mit $\varphi = \beta_k$.

Alle Formeln (III), (IV), (V), (VI), (VII), (VIII) sind einfacher für den Kreisbogen ($b_m = r_m = r$, $a_m = a_k = 0$).

5. Einfluß der Verschiebungen der Kämpfer (Abb. 1):

$$\left. \begin{aligned} 2 \Pi_0 &= E W_0 (\Delta \varphi_2 - \Delta \varphi_1) \\ 2 \Omega_0 &= E W_0 [(\Delta x_2 - \Delta x_1) + f (\Delta \varphi_2 - \Delta \varphi_1)] \\ 2 \Delta_0 &= -E W_0 [(\Delta y_2 - \Delta y_1) + a (\Delta \varphi_2 + \Delta \varphi_1)] \end{aligned} \right\} \dots \text{(IX)}$$

$\Delta \varphi_1$, Δx_1 , Δy_1 und $\Delta \varphi_2$, Δx_2 , Δy_2 sind die Verschiebungen der Kämpfer A und A'.

Die allgemeinen Formeln für die Werte A, B, C, D, Π , Ω , Δ nehmen folgende Gestalt an:

$$(A, B, C, D, \Pi, \Omega, \text{ oder } \Delta) = r_0^3 \sum_{m=0 \text{ oder } k}^{m=n} (a'_m \gamma_m + b'_m \delta_m + c'_m \psi_m + d' \lambda_m) \text{ (X)}$$

Für jeden Bogen in den Gleichungen (X) sind die Werte γ_m , δ_m , ψ_m , λ_m Funktionen von γ und n und von der Form der Achse. Die verschiedenen Werte γ und n geben vermittels (X) und (I) die richtige Lösung der Aufgabe. Diese Lösung ist für verschiedenen Radius r_0 (oder Spannweite 1) bei derselben Form der Achse anwendbar.

Wenn wir den Bogen mit Kämpfergelenken haben, so bleiben die Gleichungen (II), (III), (V) (VIII) unverändert, die Gleichungen (I) und (IV) dagegen nehmen folgende Gestalt an:

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{A(\Omega + \Omega_0) - B(\Pi + \Pi_0)}{AC - B^2} \\ M_0 &= \frac{B(\Omega + \Omega_0) - C(\Pi + \Pi_0)}{AC - B^2} \\ V &= \frac{\Delta + \Delta_0}{D} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (I')$$

$$\left. \begin{aligned} H_t &= \frac{AE\epsilon t W_0 a + A\Omega_0 - B\Pi_0}{AC - B^2} \\ M_{0t} &= \frac{BE\epsilon t W_0 a + B\Omega_0 - C\Pi_0}{AC - B^2} \\ V_t &= \frac{\Delta_0}{D} \end{aligned} \right\} \dots \dots (IV')$$

$\Pi_0, \Omega_0, \Delta_0$ sind die Werte aus den Gleichungen (IX), in welchen $\Delta x_1 = \Delta x_2 = \Delta y_1 = \Delta y_2 = 0$. Die Gleichungen (I' oder IV') und die allbekannten Gleichungen der Statik geben die Lösung der Aufgabe.

IDEENWETTBEWERB FÜR EINE VERKEHRSANLAGE ÜBER DIE WESER BEI BREMEN.

Von Dr.-Ing. Fr. Vofß in Kiel.

Der Bremische Staat hatte im Mai v. J. unter deutschen und deutschösterreichischen Ingenieuren und Architekten einen Wettbewerb ausgeschrieben, um Vorentwürfe für eine Verkehrsanlage zu erhalten, die an Stelle einer bestehenden und den Verkehrsbedürfnissen nicht mehr genügenden Dampferfähre treten sollte.

Zwischen dem am linken Weserufer gelegenen Vorort Woltmershausen und den Hafen und Industrieanlagen auf dem

Die Fußwege, die eine Breite von 3 m erhalten sollen, dürfen eine Steigung von 1:10 nicht überschreiten. Bei Anlagen mit festen Aufbauten und intermittierendem Betrieb sollen mit Rücksicht auf die Stillegung bei Nacht, an Sonntagen, bei Streik u. dgl. hochliegende, 2 m breite Laufstege angeordnet werden, die in diesem Falle durch Treppen zugänglich gemacht werden können.

Der Baugrund besteht aus Sand und Kies. Die Pfeiler sind so zu gründen, daß die Flußsohle in der Weser auf - 10 m Bremer Null und im Hohentorshafen auf - 11 m Br. N. vertieft werden kann.

Bei der Planung der Anlage sollte auf geringe Bau- und Betriebskosten Bedacht genommen werden, die Überführung von Fuhrwerken in Zeiten geringeren Personenverkehrs wurde als erwünscht bezeichnet. Verlangt wurden von den Teilnehmern des Wettbewerbs Übersichtszeichnungen, eine überschlägige statische Berechnung, sowie Massen- und Kostenberechnung.

Das Preisgericht setzte sich aus Bremer Ingenieuren und Architekten und Mitgliedern der Bürgerschaft zusammen.

Die 18 eingereichten Entwürfe bringen recht verschiedene Lösungen der gestellten Aufgabe, weil für sie drei Brückenarten: Hochbrücken, bewegliche Brücken

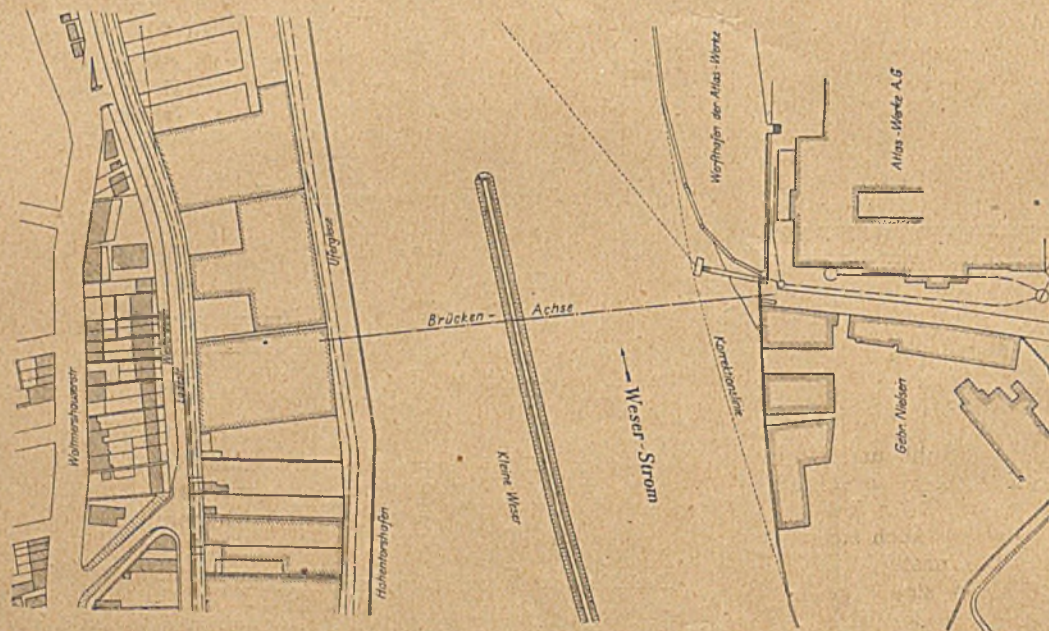


Abb. 1. Lageplan.

rechten Weserufer besteht ein lebhafter Fußgängerverkehr, der jährlich auf 2 Millionen Personen und bei Beginn und Ende der täglichen Arbeitszeit auf 1200 Personen in einer halben Stunde geschätzt wird. Die neue vom Wasser unabhängige Verkehrsanlage soll an der Stelle des rechtsseitigen Fähranlegers möglichst rechtwinklig die Weser kreuzen, die hier bereits in zwei Arme, Stromweser und kleine Weser, zugleich Einfahrt in den Hohentorshafen, geteilt ist (Abb. 1). In beiden Armen muß für hochmastige Schiffe eine Durchfahrt von 50 m lichter Weite und von etwa 29 m lichter Höhe zwischen dem mittleren Niedrigwasser und der Konstruktionsunterkante der festen Überbauten vorhanden sein. Die Unterseite beweglicher Brücken soll in der Weser etwa 14 m über M.N.W. liegen, während die Fahrbühne von Schwebefähren bis auf etwa 11 m über M.N.W. heruntergehen kann. Die Pfeiler sind so zu stellen, daß in der Weser eine Öffnung von mindestens 80 m lichter Weite und im Hohentorshafen eine solche von mindestens 50 m lichter Weite freigehalten wird. Sonst kann die Pfeileranordnung — auch der Rampenbrücken auf den beiden Ufern — beliebig gewählt werden, nur dürfen dabei die — nicht in Schienenhöhe zu kreuzenden — Gleisanlagen nicht verändert werden.

und Schwebefähren mit Hochsteg in Frage kommen. Es ist in folgedessen nicht ganz einfach, vom Guten das Beste zu wählen.

Hochbrücken.

Wenn man Wasser- und Landverkehr vollständig unabhängig voneinander machen will, muß man eine Hochbrücke wählen. Die geforderten Lichthöhen über dem Wasserspiegel und die Gestaltung der beiden Ufer gestatten mit Rampen im Gefälle 1:10 zu einem Hochsteg emporzusteigen. Der mit dem dritten Preis ausgezeichnete Entwurf „Roland“ (Verfasser: Gesellschaft Harkort mit Architekt C. H. Behrens-Nicolai) macht von dem nach den Bedingungen zulässigen Einbau von Pfeilern in den beiden Weserarmen Gebrauch und sieht für die Hauptbrücke ein Gerberträgersystem vor, dessen Schwebeträger als Bogenträger mit Zugband über den beiden Schiffahrtsstraßen liegen (Abb. 2). Die Rampenbrücken werden durch Blechträgerüberbauten auf Pendelstützen gebildet. Ein Hochsteg mit Rampen wird zweifellos von allen Lösungen die geringsten Bau- und Betriebskosten erfordern. Ein Nachteil der Anlage ist, daß wegen der beschränkten Rampenentwicklung Fuhrwerke nicht überführt werden können, und daß das Gefälle 1:10 auch für Fußgänger im Winter reichlich steil sein wird.

Außerdem wird ein derartiges Bauwerk mit langen, gekrümmten und in der Bebauung der Ufer verschwindenden Rampen nicht befriedigend aussehen können. Beim Entwurf „Roland“ erscheint auch die Überbrückung des eigentlichen Stromes mit ihren verschiedenen Formen nicht einheitlich. Die Einfügung der Bogenträger mit Zugband wirkt auf die konstruktive Ausbildung erschwerend, die infolgedessen gewählte Unterstützung von 3 hoch gestellten Kragträgerstützen durch Rollenlager ist nicht natürlich.

Die erwähnten Nachteile in verkehrstechnischer und schönheitlicher Hinsicht werden bei einer Hochbrücke mit senkrechten Aufzügen vermieden. Eine solche Hoch-

Wenn man überhaupt eine Hochbrücke mit senkrechten Aufzügen trotz des kostspieligen und bei der kleinen Brückenlänge etwas gekünstelten Betriebes der Aufzüge ausführen sollte, so wird man doch im vorliegenden Fall wegen der schwierigeren Ausführung und der höheren Kosten von einem Eisenbetonbau absehen müssen. Daß auch eine Hochbrücke mit eisernem Tragwerk und massiven Aufzigtürmen gut aus ihrer Umgebung herauswachsen kann, zeigt der auch technisch gut ausgearbeitete Entwurf „Drüber weg“, der mit dem später beschriebenen und von denselben Verfassern aufgestellten Entwurf „Glatte Fahrt“ in seinem Äußeren große Ähnlichkeit hat (vgl. Abb. 9).

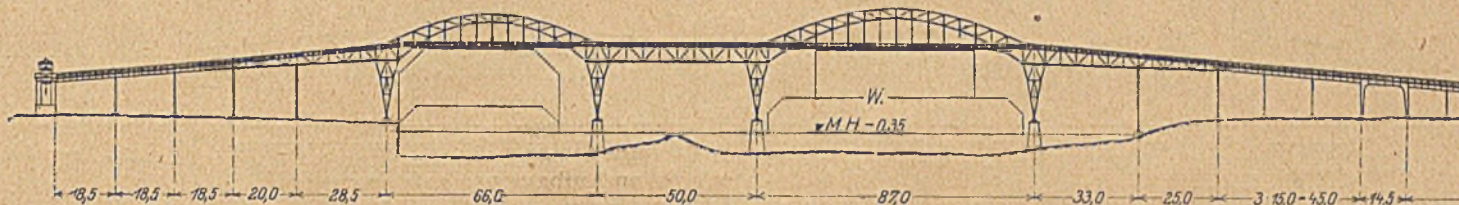


Abb. 2. Entwurf „Roland“ (III. Preis).

brückenanlage ganz in Eisenbeton wird in dem Entwurf „Ernst August“ (Verfasser Dr.-Ing. A. Spilker und Dr.-Ing. Fr. Wilms in Bremen) vorgeschlagen (Abb. 3).

Die Brücke überspannt die Weser mit 3 Bögen von 86,46 und 86 m Spannweite, sie wird am linken Ufer jenseits der Ufergleise und am rechten Ufer an der Korrekionslinie durch zwei Türme abgeschlossen, in deren Innern ein Plattformaufzug

Bewegliche Brücken.

Wenn hochmastige Schiffe die Brückenbaustelle nur selten passieren, gestattet eine geschlossene bewegliche Brücke einen glatten ununterbrochenen Verkehr von Ufer zu Ufer für Fußgänger und Fuhrwerke. Bei den großen frei zu machenden Öffnungen und bei der verhältnismäßig geringen Höhe zwischen Konstruktionsunterkante der geschlossenen Brücke (+ 11)

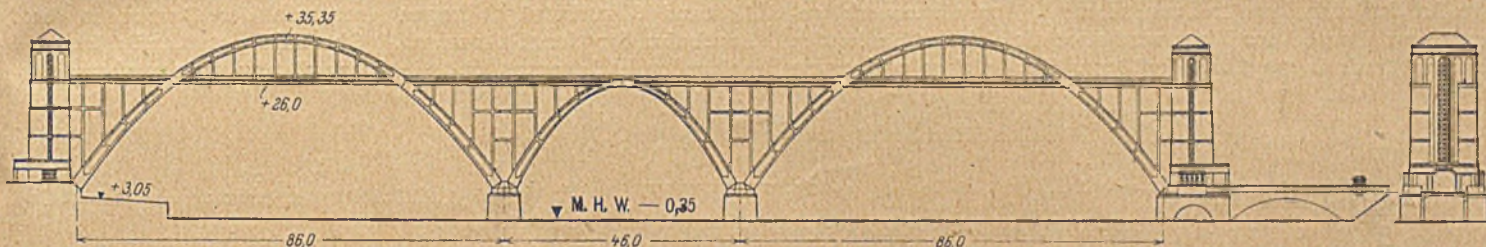


Abb. 3. Entwurf „Ernst August“.

von 5×7 m, ein Paternoster-Personenfahrstuhl und eine Treppe angeordnet sind. Der Aufzug soll in einer halben Stunde mit 7 Fahrten 1000, und der Fahrstuhl 200 Personen fördern, und der erstere in den verkehrsschwachen Zeiten auch zur Beförderung von Fuhrwerken dienen. Der Paternosterfahrstuhl ist für eine öffentliche Verkehrsanlage nicht sicher genug, zweckmäßiger wird man 2 Aufzüge wählen. Als Tragwerk für

und der Oberkante des Schiffahrtlichtraumes (+ 26) sind Hubbrücken am Platze. Die Verfasser des mit dem ersten Preis ausgezeichneten Entwurfes „Drei Möglichkeiten“, Brückenbauanstalt Gustavsburg, Dyckerhoff & Widmann A. G. in Biebrich und Professor Rüth in Darmstadt, schlagen zwei aneinander grenzende Hubbrücken vor (Abb. 4). Hierbei liegt der Mittelpfeiler auf dem Trennungsdamm, der rechtsseitige

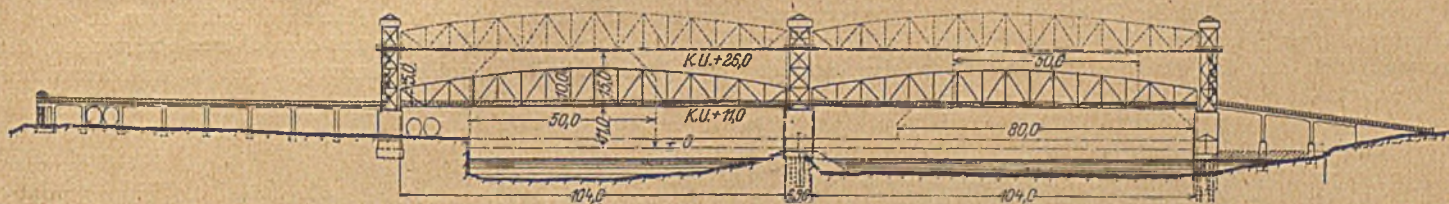


Abb. 4. Entwurf „Drei Möglichkeiten“ (I. Preis).

die Brücke sind zwei einzelne massive Bögen gewählt, die durch Einschaltung von Eisenbetongelenken statisch bestimmt gemacht und die über der Fahrbahn durch Portale und unter derselben durch Fachwerkverbände mit einander verbunden werden sollen.

Die vorgeschlagene Brücke würde zweifellos durch ihre symmetrische und klare Anordnung und durch das Abschließen und Zusammenfassen der Bauanlage mittels der Aufzigtürme einen sehr befriedigenden Anblick gewähren und einen schönen Rahmen für das dahinterliegende Stadtbild abgeben. Im einzelnen könnte die Monumentalität des Baues durch zusammenhängende Leibungsflächen der Gewölbe unter der Fahrbahn, durch Weglassen der horizontalen Glieder zwischen den Stützen und durch einfachere Gestaltung der Aufzigtürme noch gewinnen.

Pfeiler an der Korrekionslinie, und der linksseitige hinter den Ufergleisen. Die Hauptträger der Hubbrücken, die als Fachwerkträger mit gekrümmtem Obergurt ausgebildet sind, sollen mit Rücksicht auf seitliche Steifigkeit einen Abstand von 5,5 m erhalten, auch wenn nur der 3 m breite Fußweg überführt wird. Die Pfeileraufbauten, die die Brücke und die mit ihr durch Seile verbundenen Gegengewichte tragen und führen und die elektrisch betriebenen Antrieborrichtungen aufnehmen sollen, bestehen in ihren tragenden Teilen aus Eisen und sollen zum Schutz der maschinellen Einrichtungen und des besseren Aussehens wegen mit einer einen halben Stein starken Ausmauerung versehen werden.

Im allgemeinen stellt die vorgeschlagene Brücke eine zweckmäßige Lösung der gestellten Verkehrsaufgabe dar.

Sollten die Hubbrücken vorübergehend nicht bewegt werden, so können die Fußgänger mittels Treppen in den Hubtürmen auf den Ufern über die hochgezogenen Brücken gehen. Bei Einrichtung des Übergangs für Fuhrwerksverkehr haben die Verfasser am Westerdeich und am rechten Weserufer je ein Wagenhebwerk von 6,5 m Hubhöhe vorgesehen. Wenn irgend zugänglich, sollte man auf derartige Hebewerke verzichten, denn maschinelle Einrichtungen, die in den Hubwerken der beiden

der Zufahrtstraße nur einen periodischen Landverkehr von beschränkter Leistungsfähigkeit. Die Benutzung der Anlage durch Fuhrwerk ist ohne besondere Erhöhung der Kosten für das eigentliche Bauwerk möglich. Die Zuwegung läßt sich leichter herstellen als bei einer Hubbrücke, da die Fährbühne 3 m tiefer liegt.

Der mit dem zweiten Preis ausgezeichnete Entwurf „Tagenbaren“ (Verfasser: Gesellschaft Harkort mit Architekt

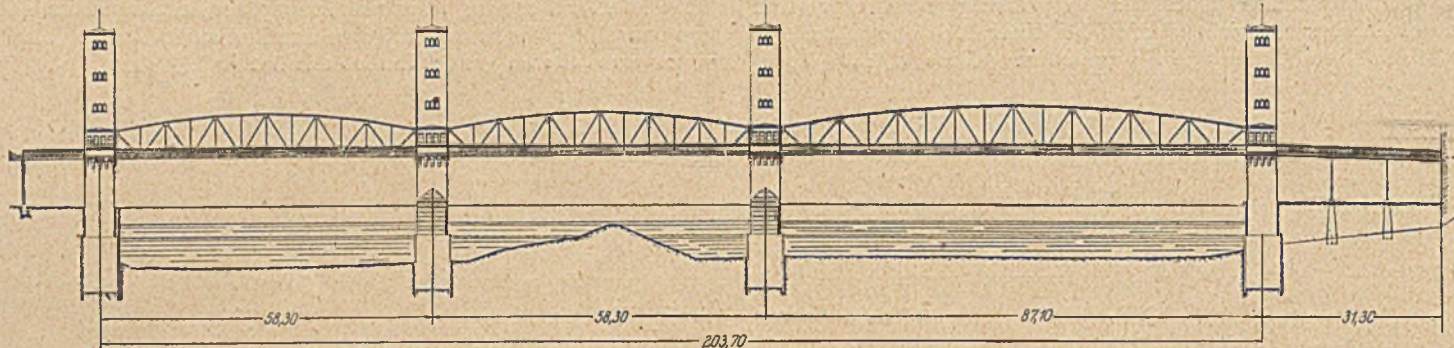


Abb. 5. Entwurf „Hubbrücke“ (angekauft).

Brücken schon reichlich vorhanden sind, sind im Betrieb und in der Unterhaltung recht unbequem.

Auch der angekaufte Entwurf „Hubbrücke“ der Brückenbau Flender A. G. (Abb. 5) sieht für die Überbrückung der beiden Weserarme je eine Hubbrücke vor, die jedoch durch eine feste Brücke über dem Trennungsdamm (Separationswerk) getrennt sind. Diese Anordnung wird etwa die gleichen Baukosten wie die Anordnung von zwei größeren Hubbrücken und einem

Behrens-Nicolai) sieht eine solche Schwebefähre vor und hängt sie an einen durch eiserne Rampen zugänglichen Hochsteg (Abb. 6 und 7). Für den Stromüberbau ist ein Träger über zwei Öffnungen von je 115 m Weite gewählt, der über der Mittelstütze in einer Spitze hochgeführt ist. Die Hauptträger, deren Abstand 8 m beträgt, tragen unterhalb der Gurtungen die Laufbahn für den Fahrwagen. Oberhalb des hierfür freizuhaltenden Lichtraums sind sie durch Querrahmen verbunden,

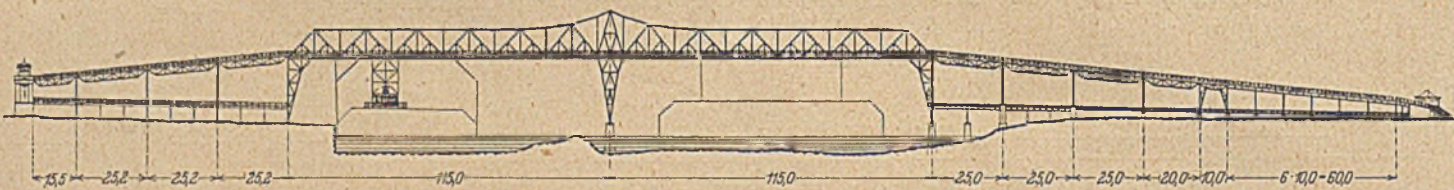


Abb. 6. Entwurf „Tagenbaren“ (II. Preis).

Mittelpfeiler erfordern. Dadurch, daß Nottreppen in allen vier Pfeilern vorgesehen sind, wird der Übergang über den Fluß ermöglicht, wenn eine Hubbrücke gehoben ist. Einen solchen Übergang wird man aber im normalen Betrieb als eine unliebsame Störung verbieten, weil die Brücke erst von Fußgängern geräumt werden müßte, bevor sie abgesenkt werden könnte, und weil dadurch die Zeit der Brückenöffnung verlängert werden würde. Der Übergang über die gehobenen Brücken wird voraussichtlich nur in Frage kommen, wenn der Antrieb der Hubbrücken

längere Zeit ruhen soll, und dann ist es bei einem mittleren festen Überbau recht unbequem, eine

verlorene Steigung zu überwinden. Ferner wird die Anordnung von vier hohen Hubtürmen eine stark in die Augen fallende Baugruppe schaffen, die das Stadtbild voraussichtlich stören würde. Die Ausbildung der Hubtürme ist bei beiden Hubbrückenentwürfen noch nicht gelöst, die dünne Ausmauerung der eisernen Türme ist für derartige Bauwerke an der Wasserkante unzulänglich, und das Aussehen ist wenig monumental.

Schwebefähren.

Solche Anlagen bilden für den Verkehr auf der Wasserstraße so gut wie kein Hindernis, gestatten jedoch in der Höhe

durch die der 3 m breite Fußsteg hindurchgeführt wird. Die Mittelstütze umklammert die beiden Tragwände, um die Durchfahrt für die Schwebefähre freizuhalten und ist nach außen so gespreizt, daß die Fußpunkte einen Abstand von 14 m haben. An die Strombrücke schließen sich beiderseits doppelte eiserne Rampen, die oberen für den Hochsteg im Gefälle 1:10 und die unteren als Zuwegung für die Fähre im Gefälle von 1:50.

Die Schwebefähre besteht aus dem oberen Fahrwagen, der auf 8 Laufrädern statisch bestimmt gelagert ist, und der mittels starren Fachwerks mit ihm verbundenen Fährbühne, die eine Länge von 15 m und eine Breite von 9,2 m hat. Auf den ausge-



Abb. 7. Entwurf „Tagenbaren“. Aufnahme von Unterstrom.

kragten Fußwegen sind geschlossene Kabinen! zum Schutz bei schlechtem Wetter angebracht. Die Fährbühne kann bequem 400 Personen aufnehmen, so daß bei einer Gesamtzeit von 10 Min. für Ein- und Aussteigen und Hin- und Rückfahrt 1200 Personen in einer halben Stunde in einer Richtung befördert werden können.

Die vorgeschlagene Anlage ist für den Landverkehr sehr leistungsfähig, da sie eine Schwebefähre mit einem vollwertigen Hochsteg verbindet, von denen jede Anlage den angenommenen Fußgängerverkehr bewältigen kann. Sie geht damit weit über die Forderung des Programms hinaus, dadurch entstehen

größere Bau- und Jahreskosten und der ästhetische Nachteil, der nach den früheren Ausführungen im vorliegenden Falle mit angerampten Hochstegen verknüpft ist.

Eine Schwebefähre von recht befriedigendem Aussehen wird in dem angekauften Entwurf „Glatte Fahrt“ (Abb. 8, 9 und 10) vorgeschlagen. Die Verfasser derselben sind Hein, Lehmann & Co. A.-G. in Düsseldorf, Architekt A. Abel in Stuttgart und Maschinenbau A.-G. vorm. Losenhausen in Düsseldorf, und als Berater Prof. Dr.-Ing. L. Hotopp in Hannover.

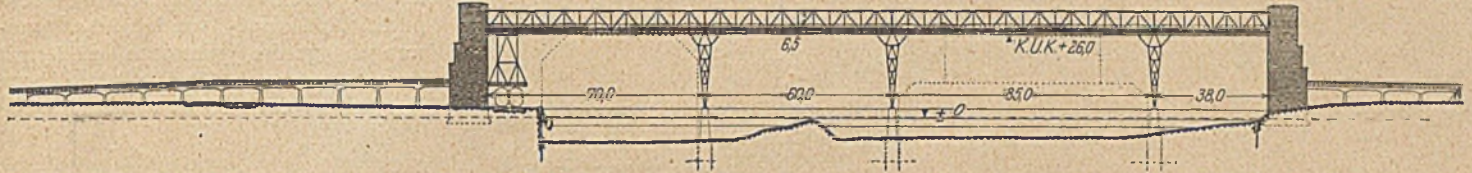


Abb. 8. Entwurf „Glatte Fahrt“ (angekauft).

Die Hauptträger des eisernen Überbaues sind 6,5 m hohe Parallelträger, die mit den drei fachwerkartigen Stützen starr verbunden sind; ihr Abstand beträgt 8,2 m. Die Stützenfüße haben sämtlich feste Kugellager erhalten, während die Hauptträger auf den massiven Landtürmen beweglich gelagert sind. Diese Türme gliedern sich in zwei Treppenhäuser, die in Höhe des oberen Steges sowie in Höhe der Zufahrt rampe miteinander verbunden sind (Abb. 10). Infolge der Anordnung geschützter und bequemer Treppenzugänge wird ein Teil der rüsti-

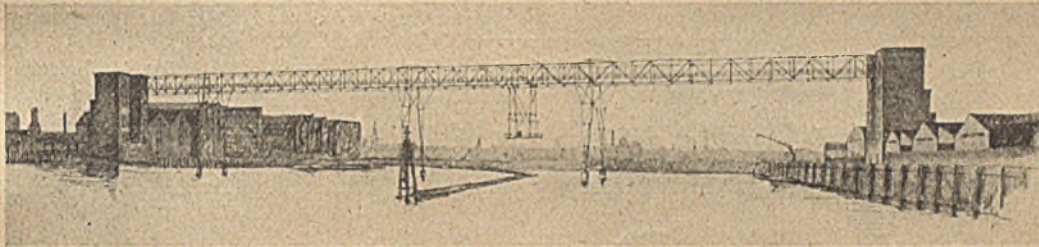


Abb. 9. Entwurf „Glatte Fahrt“. Schaubild von Unterstrom.

gen Fußgänger auch beim Betrieb der Fähre über den Hochsteg gehen, wodurch die Leistungsfähigkeit der Anlage in erwünschter Weise vergrößert wird. Vermeidet man mit Recht bei neueren eisernen Brücken rein dekorative massive Aufbauten, so sind hier die in Ziegelrohbau gedachten Zweckbauten in ihrer schlichten Form natürlich sehr wohl am Platze; sie werden zu-

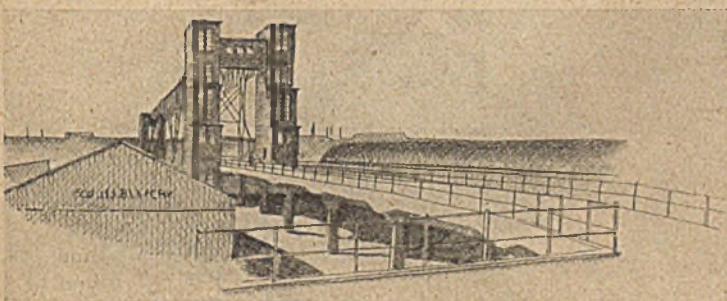


Abb. 10. Entwurf „Glatte Fahrt“. Blick auf die Landtürme.

sammen mit dem sie verbindenden straffen eisernen Überbau ein einheitliches Bauwerk bilden, das, wie auch das Preisgericht urteilt, sich außerordentlich gut in das Stadtbild einfügen wird. Meines Erachtens wird die vorgeschlagene Anlage aber auch den Anforderungen des Verkehrs und der Wirtschaftlichkeit gerecht werden. Gewisse Mängel lassen sich unter Beibehaltung der Bauidee leicht beseitigen. Zweckmäßig wird es wohl sein, den eisernen Stützen eine geringere Spreizung zu geben, auf die untere Verbindung, die den Eindruck des Behelfsmäßigen machen wird, zu verzichten und die Pfeiler wenigstens im oberen Teil zu einem einheitlichen kräftigen

Ganzen zu vereinigen. Ferner verdient meines Erachtens eine Seilauflangung der Fährbühne vor der gewählten starren den Vorzug, weil die Fähre dann einem rammenden Schiff nachgeben kann.

Schlußbetrachtung.

Wenn man die verschiedenen Lösungen der vorliegenden Aufgabe — Hochbrücken, Hubbrücken und Schwebefähren — hinsichtlich der Eignung für den Verkehr, der Höhe der Kosten und des Aussehens miteinander vergleicht, so kann man folgendes sagen:

Der Hochsteg mit Rampen ist die einfachste und billigste Anlage für Fußgängerverkehr, er gestattet jedoch keinen Übergang von Fuhrwerken, und sein Aussehen wird nicht befriedigen.

Die Hochbrücke mit senkrechten Aufzügen kann von Fuhrwerken benutzt werden, sie erfordert wegen der Aufzüge wohl die höchsten Bau- und Betriebskosten, sie bietet jedoch die Möglichkeit, ein einheitliches gefälliges Bauwerk zu schaffen.

Eine Hubbrückenanlage wirkt bei schwachem

Seeschiffsverkehr, wie er z. Z. an der Brückenbaustelle noch sein soll, vorwiegend als eine tiefliegende feste Brücke mit großer Leistungsfähigkeit für den Landverkehr. Dieser wird jedoch bei einem Anwachsen des Wasserverkehrs gestört. Ungünstig ist auch schon jetzt das Vorhandensein von zwei Hubwerken, die die Betriebssicherheit vermindern und die Unterhaltungskosten vermehren und die durch den oder die mittleren Türme die Zusammenfassung der Anlage zu einem einheitlichen Ganzen nicht ermöglichen.

Schwebefähren mit Hochsteg werden auch noch höheren als in den Bedingungen angegebenen Anforderungen des Landverkehrs genügen können, ohne den Wasserverkehr zu stören. Im Aussehen sind sie gleichwertig mit den Hochbrücken mit senkrechten Aufzügen. Die Bau- und Betriebskosten sind jedoch bei den Schwebefähren beträchtlich geringer als bei diesen Hochbrücken und auch geringer als bei den Hubbrücken. Es ist nur eine einfache, im Betriebe an vielen Orten bewährte maschinelle Anlage vorhanden, während bei den Hubbrücken zwei verwickeltere Antriebe erforderlich sind, die z. T. noch der konstruktiven Lösung harren. Sind bei den Hubbrücken auch die Stromkosten geringer als bei einer Schwebefähre, so werden die gesamten Jahreskosten infolge der höheren Aufwendungen für Abschreibung und Unterhaltung doch größer werden.

Es erscheint verlockend, in Deutschland eine Hubbrücke von den vorgeschlagenen großen Verhältnissen auszuführen. Daß bei der vorliegenden Aufgabe gleich zwei notwendig sind, erschwert natürlich ihre Verwendung. Meiner Ansicht nach wird man mit einer Schwebefähre die gestellte Aufgabe einfacher und günstiger lösen können. Möge ein zweckmäßiges und schönes Bauwerk entstehen, das der alten Hansestadt zum Nutzen und zur Zierde gereiche!

BEITRAG ZUR SPANNUNGSUNTERSUCHUNG AN KNOTENBLECHEN EISERNER FACHWERKE *).

In dem Bericht des Schweizer Versuchsausschusses über Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken sind einige Tafeln mitgeteilt über Dehnungsmessungen und Spannungen in Knotenblechen sowie Messungen von Formänderungen und

Abb. 1 und 2 angegeben, belastet, und zwar in den Knotenpunkten 5 und 3. Die dabei auftretenden Spannungen und Formänderungen wurde so sorgfältig gemessen und rechnerisch untersucht, wie vielleicht noch nie bei einem Träger geschehen, und zwar sind nicht nur die Durchbiegungen, Drehungen der Knotenpunkte, Haupt- und Nebenspannungen genau gemessen und mit den berechneten Werten verglichen worden, sondern es wurden vor

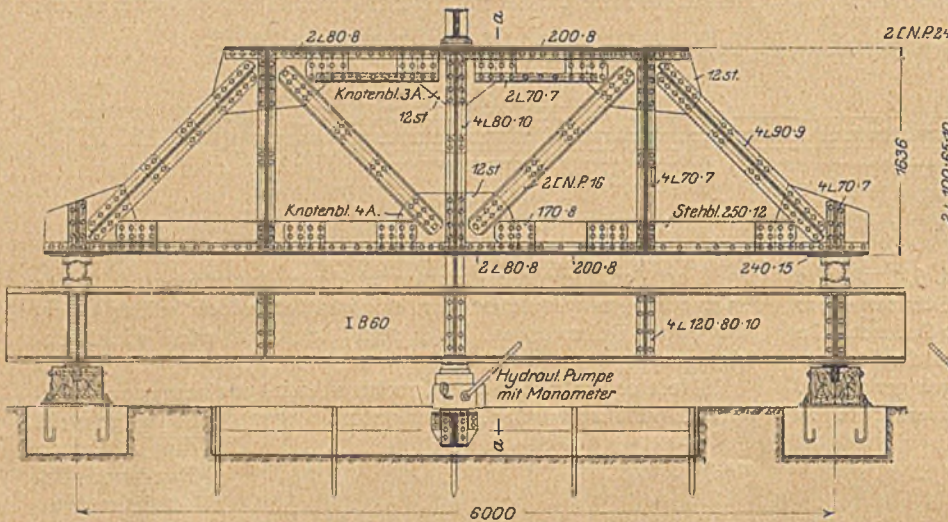


Abb. 1 u. 2. Versuchsträger und Belastungseinrichtung.

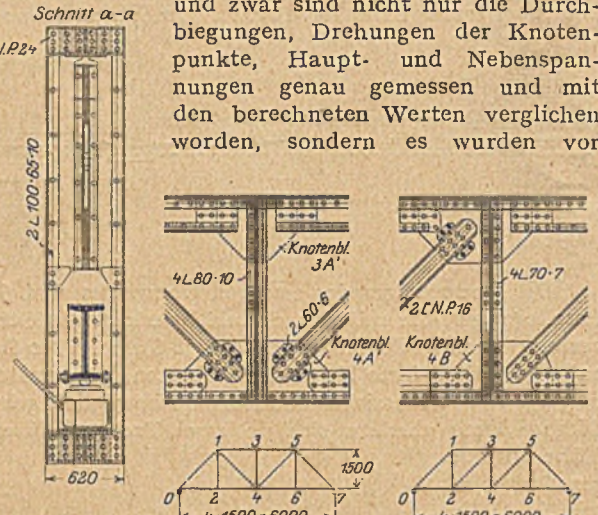


Abb. 3 u. 4. Änderungen am Versuchsträger.

Spannungen an einem Versuchsträger Wyß, die erwarten ließen, daß die ganze Arbeit, aus der sie genommen waren, für den Eisenbauer ein ebenso wichtiges Ereignis bilden würde, wie der Schweizer Bericht.

Diese Erwartung hat nicht enttäuscht. Das als Forschungsarbeit des VDI erschienene Heft ist zwar nur ein Auszug aus der sehr umfangreichen Doktorarbeit des Verfassers, aber dieser Auszug ist eine solche Fundgrube neuer Aufschlüsse, bringt zum ersten Male Licht in ein Gebiet, in das bisher nur wenige ganz Große auf dem Gebiete des Eisenbaues mehr gefühlsmäßig als auf Grund von strengen Rechnungen tastende Schritte zu tun wagten, daß er wohl immer als eine Quelle ersten Ranges gelten wird.

allein die in den Knotenblechen an den Punkten 3 und 4 am Mittelposten auftretenden Spannungen möglichst vollständig ermittelt. Hierzu wurde in die polierten Ober-

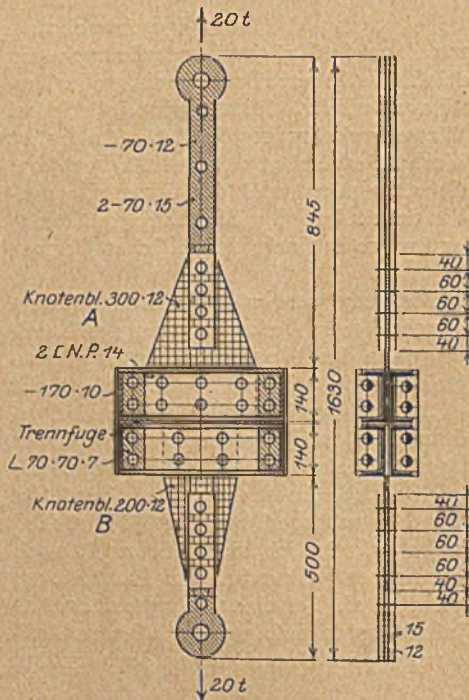


Abb. 5. Probekörper für die Vorversuche.

bleche und Stäbe die wichtigsten Fachwerkanschlüsse herzustellen. Er wurde mit einer Wasserdruknpresse, wie in

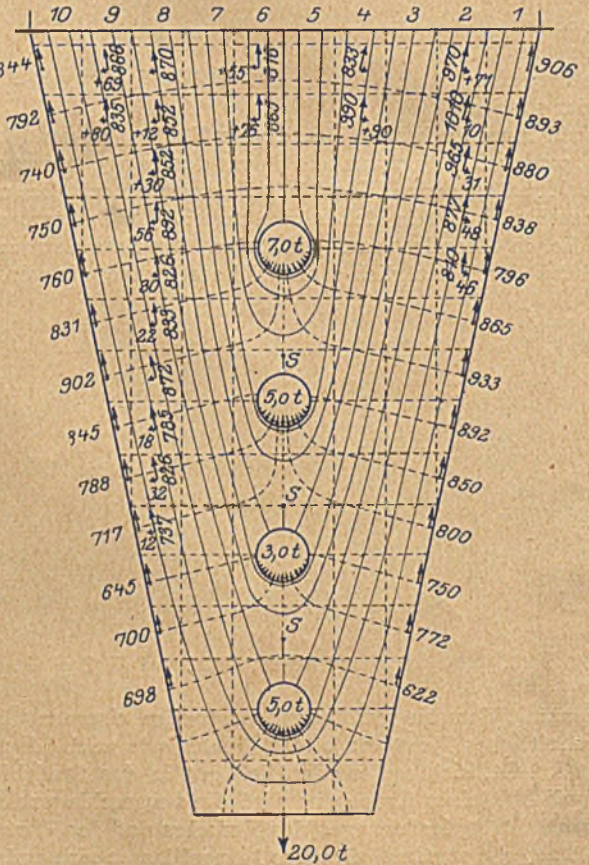


Abb. 6. Trajektorien im Knotenblech B.

*) Forschungsarbeiten aus dem Gebiet des Ingenieurwesens, Heft 262 : Dr.-Ing. Th. Wyß, Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke. Verlag V.D.I., 101 S. Text mit 38 Abb. und 16 Tafeln mit 75 Figuren.

flächen der Knotenbleche beiderseits ein sich deckendes Netz von Linien lotrecht und wagerecht eingerissen, so daß sich Quadrate von 20 mm Seitenlänge ergaben. In diesen Feldern (im allgemeinen in jedem zweiten Feld) wurden mit Okhuzenschen

Spannungsmessern von 2 cm Meßlänge und einer Ablesungs-
genauigkeit von rd. $\pm 15 \text{ kg/cm}^2$ die Spannungen in 3, z. T.
auch 4 um je 45° verschieden geneigten Richtungen gemessen.

Diese Messungen gestatten, wie in dem theoretischen Teil
der Arbeit näher ausgeführt ist, für jedes gemessene Feld die
Spannungshauptachsen und die Hauptspannungen, sowie die

Berechnung von Knotenblechen nach der üblichen Biegungs-
theorie noch viel stärker von der Wirklichkeit abweichende
Werte gibt, als es bei andern Bauteilen der Fall ist, bei denen
ein gradliniger Spannungsverlauf wenigstens annähernd vor-
handen ist. Wenn der Verfasser hierin einen Unterschied
zwischen Theorie und Erfahrung sieht, so ist doch darauf hin-

zuweisen, daß schon 1856
De St. Venant und später
Kirchhof und Poch-
hammer nachgewiesen
haben, daß die Annahme,
daß ebene Querschnitte
nach der Formänderung
eben bleiben – und das
bedeutet für Flußeisen
der gradlinige Spannungs-
zustand – nur für Stäbe
gilt, deren Abmessun-
gen im Verhältnis zur
Länge klein sind. Diese
Voraussetzung ist hier
nicht erfüllt. Die Er-
fahrung widerspricht der
Theorie nicht, sondern
nur der unzulässigen
Ausdehnung der verein-

fachten Rechnung auf ein Gebiet, auf dem sie theoretisch
falsch ist.

Auf weitere Einzelheiten einzugehen, fehlt hier der Raum,
um so mehr als Herr Prof. Dr. ing. Grüning in dieser Zeitschrift
noch auf die Arbeit von Dr. Wyß zurückkommen und mit
eigenen Forschungen zusammen besprechen wird. Es sollte
hier nur durch diese Proben die große Bedeutung der Arbeit
gezeigt und der Leser zu ihrem Studium angeregt werden.

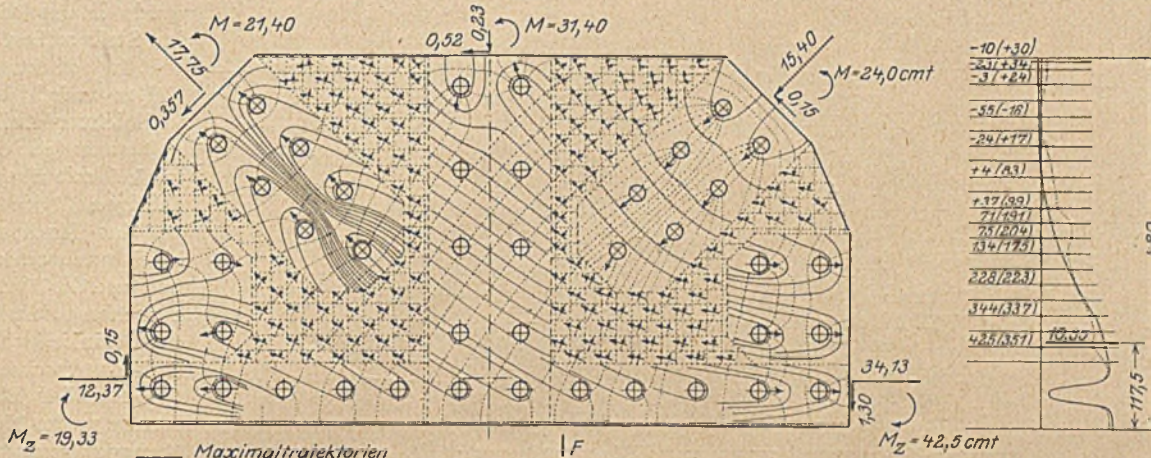


Abb. 7 u. 8. Trajektorien und Normalspannungen im Knotenblech 4A bei unsymmetrischer Belastung.

Normal- und Schubspannungen für jede Richtung zu berechnen.
Die dafür in Frage kommenden Rechnungen sind kurz und
klar zusammengefaßt.

Unter Benutzung der Versuche von Rühl (Forschungs-
arbeiten des VDI, Heft 221) ist dann für die wichtigsten ein-
fachen Fälle gezeigt, wie sich aus den so erhaltenen Spannungen
die Spannungstrajektorien herleiten lassen. Es wird daran
anschließend das Verfahren erläutert, nach dem auch in den
durch Stabteile oder Laschen verdeckten Knotenblechteilen
der mutmaßliche Spannungsverlauf ermittelt werden konnte.
Den Schluß dieser Untersuchungen bildet ein sehr wertvoller
Abschnitt über die Berechnung der Formänderung der Niete,
die freilich sehr stark von der Ausführung und der kaum zu
ermittelnden Einspannung der Niete durch die Köpfe abhängt.

Vorversuche an einem Probekörper nach Abb. 5 ergaben
die Anwendbarkeit der Theorie und das in Abb. 6 dargestellte
Trajektorienbild für das untere der beiden verbundenen Knoten-
bleche. Als weiterer Vorversuch wurde für wiederholt wachsende
und abnehmende Belastung des Trägers bis zur Höchstlast
von 50 t die Verformung des Trägers durch Biegungs- und Dreh-
winkelmessungen festgestellt.

Die Hauptversuche galten den Spannungen und dem
Trajektorienverlauf in den Knotenblechen, und zwar wurden
untersucht: die symmetrischen Knotenbleche am unteren Ende
des Mittelpostens 4A (ohne Beiwinkel an der Diagonale) und
4A' (mit Beiwinkel an der Diagonale) bei Belastung im Punkte 3
und 1, das unsymmetrische Knotenblech 4B bei Belastung
des Punktes 3 (vgl. Abb. 3 und 4) und schließlich die um eine
Mitteilung verschiedenen langen Knotenbleche 3A und 3A' am
oberen Pfostenende bei Belastung in 3 und 1.

Aus der reichen Fülle der Ergebnisse seien hier (Abb. 7
und 8) die Trajektorien im Knotenblech 4A bei Belastung in
Punkt 1 und die dabei im Knotenblech gemessenen Normal-
spannungen in dem lotrechten Schnitt F am rechten Rande
des Pfostens wiedergegeben, ferner, Abb. 9 die Trajektorien
in dem unbelasteten oberen Mittelknoten 3A' bei Belastung
in Punkt 1 und endlich, Abb. 10 bis 12, die Trajektorien und
Normalspannungen in den lotrechten Schnitten links und rechts
vom Pfosten in dem unsymmetrischen Knotenblech 4B bei
Belastung in 3.

Sie geben einen wertvollen Einblick in das Arbeiten der
Knotenbleche und werden besonders die älteren Eisenbauer
lebhaft an die alte Schwedlersche Niettheorie erinnern. Be-
sonders ist darauf hinzuweisen, daß die Spannungen in den
Schnitten keineswegs gradlinig verlaufen und daß daher die

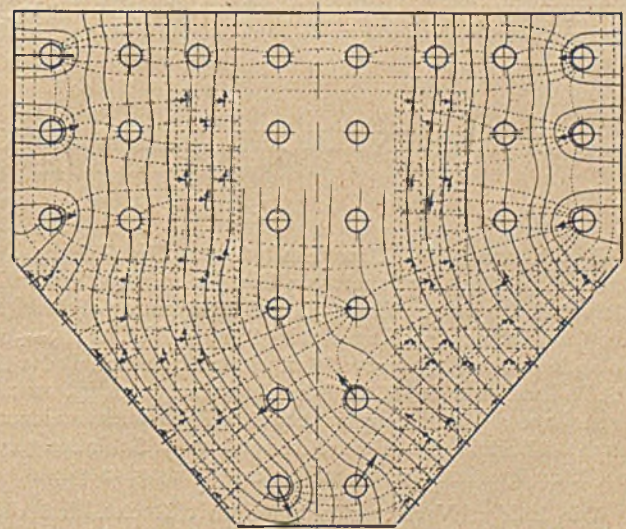


Abb. 9.
Trajektorien im Knotenblech 3A bei unsymmetrischer Belastung.

Vielleicht sind aber doch einige Bemerkungen gestattet.
So sagt Dr. Wyß (S. 49) „Die Schwerlinie als Verbindungslinie
der Schwerpunkte sämtlicher senkrechten Schnitte ist bei zu-
sammengesetzten und symmetrischen Stäben eine Wellenlinie,
in dem sich die Schwerpunkte infolge der wechselnden Niet-
abzüge ständig verschieben. Hierdurch entstehen Zusatz-
momente, die eine Veränderung der Spannungsverhältnisse
hervorrufen.“ Mathematisch ist das unzweifelhaft richtig; eine
genaue Prüfung dieser Verhältnisse durch den Versuch wäre
aber m. E. wertvoll. Es scheint mir wahrscheinlicher, daß
die Spannungen in dem durch das Nietloch geschwächten Teil
um das Nietloch herumfließen, also daß fast nur in der nächsten
Umgebung des Nietloches ein Spannungszuwachs auftritt,

weise hier gemäß „The Engineer“, 1921, Vol. 122, S. 116 kurz beschrieben sei. Diese neue Dauerbeanspruchungsmaschine wirkt auf elektromagnetischem Wege und unterscheidet sich von allen andern derartigen Maschinen vor allem durch die große Einfachheit und Leichtigkeit, mit der die relative Lage und Größe des Spannungsintervalls (position and range of stress) verändert werden kann. Ferner werden als hervorragend gerühmt: die Veränderlichkeit der Spannungsfrequenz, die Schnelligkeit der Durchführung eines Dauerversuches und die fast vollkommene Geräuschlosigkeit und das Freisein von Erschütterungen beim Gang der Maschine.

Nach der schematischen Darstellung Abb. 1 hat die Maschine zwei feststehende Elektromagnete a, b, die vertikal übereinander angeordnet sind. Dazwischen befindet sich ein Anker c, der mit der vertikalen Achse fest verbunden ist. Letztere ist oben am Probekörper d, und dieser ist am Kopf der Maschine e

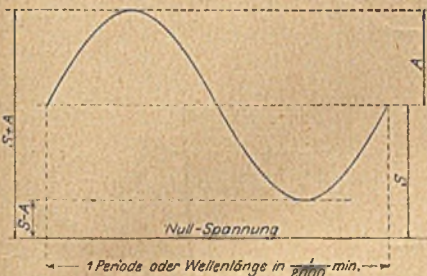


Abb. 2.

Darstellung des Spannungswechsels.

fest angeschlossen. Das untere Ende der Achse ist mit einem Federbalken f verbunden, der selbst im Mittelpunkt seiner Unterseite in verstellbarer Weise am Maschinensockel angeschlossen ist.

Durch die erzeugten magnetischen Kräfte wird die vertikale Mittelachse samt allem, was an ihr hängt, in schwingende auf- und abwärtsgehende Bewegung versetzt. Hierbei fällt dem Federbalken f eine doppelte Aufgabe zu. Er soll nämlich die Trägheitswirkung des Ankers c aufheben und außerdem eine bequeme Veränderlichkeit des Spannungsintervalls ermöglichen. Er besteht aus horizontalen Blattfedern, die mittels vier verstellbarer vertikaler Rahmen g zusammengehalten werden. Durch passende Einstellung dieser letzteren sowie der Schraube an der Unterseite des Federbalkens läßt es sich erreichen, daß diese federnde Konstruktion in der Ruhelage auf die vertikale Achse entweder eine bestimmte Zugkraft oder eine bestimmte Druckkraft oder gar keine Kraft ausübt.

Die Elektromagnete werden durch einen Zweiphasenwechselstrom mit 90° Phasenverschiebung erregt, dessen eine Phase am oberen und dessen andre Phase am unteren Magneten angeschlossen ist. Auf diese Weise wird der Anker c samt Mittelachse mit einer bestimmten, der Spannung und Frequenz des Stromes entsprechenden Kraft und Häufigkeit bald nach oben, bald nach unten gezogen.

Die mittlere Belastung S des Probekörpers (s. Abb. 2) ist nur von der Einstellung des Federbalkens abhängig. Der Spannungswechsel oder die Amplitude 2 A dagegen ist proportional dem Ausdruck

$$\left(\frac{E}{f}\right)^2 = \left(\frac{\text{Stromspannung}}{\text{Stromfrequenz}}\right)^2$$

und nahezu unabhängig von der Größe des Luftspaltes der Maschine. Die Frequenz des Spannungswechsels wird variiert durch Veränderung der Frequenz des Betriebsstromes.

Normalerweise läuft die Maschine mit etwa 2000 Per/min. Dies entspricht rund 1 Million Spannungswechsel in 8 Stunden. Die Maschine kann Tag und Nacht unbeaufsichtigt weiterlaufen und besitzt außer einem Zählwerk für die ausgeführten Spannungswechsel noch einen automatischen, sehr empfind-

lichen Ausschalter, der die Maschine stilllegt, sobald der Bruch oder eine vorgeschriebene Dehnung des Probekörpers erreicht ist. Die Maschine ist ferner ausgestattet mit einem Differentialamperemeter und einem die Anspannung des Probekörpers anzeigenden Apparat, der so geeicht ist, daß er die unmittelbare Ablesung der mechanischen Spannkraft A (Abb. 2) gestattet ohne Bezugnahme auf die Spannung und Frequenz des Betriebsstromes.

III.

Die Versuche.

Bei allen Versuchen lief die Maschine mit einer Frequenz von 2000 in der Minute. Durch Vergleichsversuche wurde in dessen festgestellt, daß eine Abänderung dieser Frequenz inner-

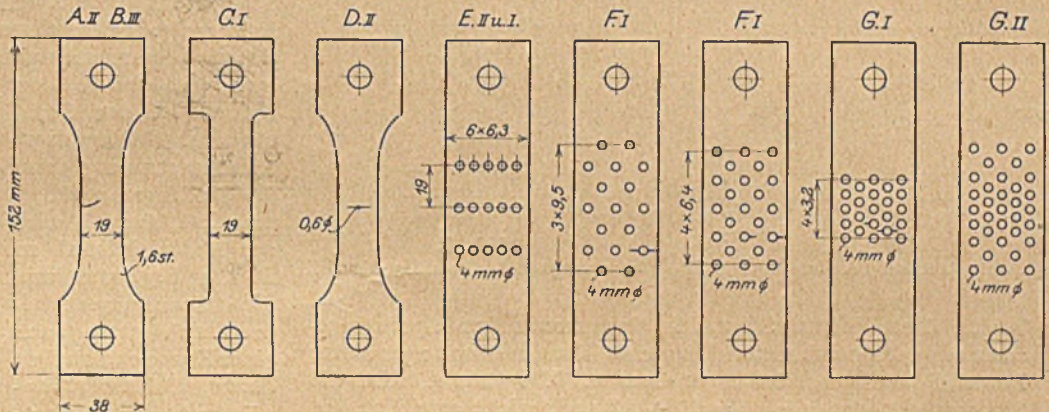


Abb. 3. Probekörper A bis G.

halb weiter Grenzen keinen merkbaren Einfluß auf die Ergebnisse der Dauerversuche hat.

Ein automatischer Ausschalter tritt in Tätigkeit, sobald die Verlängerung des Probekörpers einen vorausbestimmten Wert überschreitet. Daher wird der Versuch abgebrochen, sobald sich ein Riß öffnet und bevor eine vollständige Los-trennung der Teile von einander eintritt. Durch besondere Sorgfalt wurde auch eine so gut wie vollkommen zentrische Belastung des Stabes erreicht.

Probekörper. — Flacheisen von 38 × 1,6 mm² Querschnitt, 152 mm lang, mit und ohne Bohrungen, s. Abb. 3 A bis G. Die Abmessungen wurden gewählt mit Rücksicht auf die verfügbare Maschine sowie auf einen typischen Stab in einer Brücke, dessen ähnliche Verkleinerung der Modellstab war. Abb. 2 erklärt die verwendeten Bezeichnungen:

S = Mittelwert der begrenzenden Werte des Spannungswechsels („steady component stress“).

A = halber Betrag des Spannungsintervalls oder des Spannungswechsels oder der „Schwingung“ („semi-range“ of tension, „alternating component stress“)

$\sigma_{\max} = S + A = \text{Maximum der Spannung,}$

$\sigma_{\min} = S - A = \text{Minimum der Spannung}^1).$

Material. — Es wurden zwei weiche Sorten I und II und eine sehr harte Sorte III von Flußeisen verwendet mit folgenden Eigenschaften:

	I	II	III
Streckgrenze K_s	2045 kg/cm ²	2010 kg/cm ²	7170 kg/cm ²
Stat. Zugfestigkeit K_z	3570 kg/cm ²	3470 kg/cm ²	7260 kg/cm ²
Bruchdehnung auf 76mm Meßlänge	22,4 vH	22,7 vH	—
Verhältnis $\frac{K_s}{K_z}$	0,575	0,58	0,99

¹⁾ Statt Spannung wäre richtiger „Ausspannung“ zu sagen, s. Martens, Materialenkunde Bd. I, S. 207 u. f. Jedoch sei der Kürze halber, und weil eine Verwechslung kaum möglich ist, hier der erstere Ausdruck durchwegs beibehalten.

Die Zeiger I, II und III bei den Abb. 3 A bis G bedeuten jeweils die Verwendung dieser hier gekennzeichneten Materialien.

Der Einfluß des Verhältnisses $\frac{K_s}{K_z}$ auf die etwaige Ermüdung des Materials kann von vornherein folgendermaßen beurteilt werden: In Abb. 4 sind S und A als Koordinaten aufgetragen. Punkt Y auf der Abszissenachse entspricht der Streckgrenze K_s , Punkt U der statischen Zugfestigkeit K_z . Die Gerade Y Y' (unter 45°) gehorcht der Gleichung $S + A = K_s$. Jeder Punkt der Ebene stellt durch seine

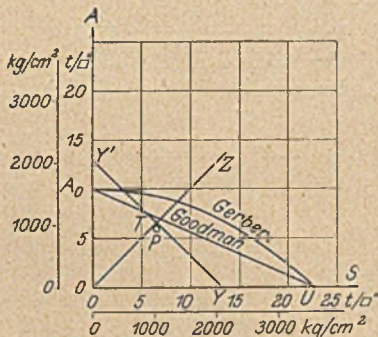


Abb. 4. Spannungswechsel bei Material I u. II.

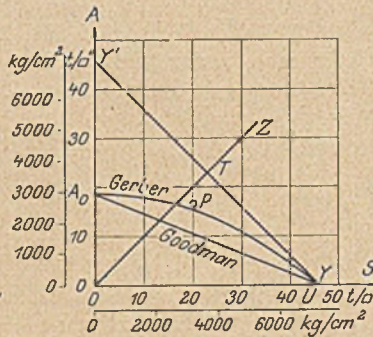


Abb. 5. Spannungswechsel bei Material III.

beiden Koordinaten S und A den maximalen Spannungszustand eines bestimmten Versuches dar, und solange dieser Punkt P noch unterhalb der Geraden Y Y' bleibt, wird die Streckgrenze durch $\sigma_{max} = (S + A)$ noch nicht erreicht.

Um ein Ausknicken der dünnen Probestäbe zu vermeiden, wurde außerdem $\sigma_{min} = (S - A)$ immer noch etwas über Null gehalten. Die Gerade O Z mit der Gleichung $S - A = 0$ gibt also eine weitere Grenze, die der dem Versuch entsprechende Punkt P nicht überschreiten darf.

Für die Materialien I und II kann die „Schwingungsfestigkeit“ ($S = 0$; Spannungswechsel zwischen $+A$ und $-A$; „basic“ fatigue limit) zu $A_0 = 0,45 K_z$ angenommen und durch den Punkt A_0 in Abb. 4 dargestellt werden. Ein Ermüdungsbruch wäre nicht zu erwarten, solange bei $S = 0$ $A < A_0$ bleibt. Wenn wir andererseits $A = 0$ machen, so haben wir den statischen Zugversuch, und der Bruch tritt ein für $S = K_z$, entsprechend Punkt U. Diese beiden Punkte A_0 und U verbindet bekanntlich die Gerbersche Hypothese durch eine Parabel, während Goodman eine Gerade annimmt (s. Abb. 4). Es hat sich aber durch alle bisherigen Versuche gezeigt, daß die Gerber-Linie die richtigere von beiden ist. Damit also ein Ermüdungsbruch eintrete, muß der charakteristische Punkt P die Gerber-Parabel gerade erreichen oder darüber liegen. Dies kann für die Materialien I und II nach Abb. 4 überhaupt nicht eintreten; denn sobald P das Dreieck OTY verläßt, wird der Bruch alsbald durch Überschreiten der Streckgrenze (Linie Y—Y'), d. h. durch starke bleibende Dehnungen herbeigeführt. Zur Bestätigung dessen dient der erste Versuch.

Experiment A. Kleines Verhältnis $\frac{K_s}{K_z}$; Material II. Probekörper nach Abb. 3 A. Querschnitt $19 \times 1,6 \text{ mm}^2$. Spannungen: $S = 1023 \text{ kg/cm}^2$; $A = 945 \text{ kg/cm}^2$; Punkt P liegt dicht unter der Spitze des Dreiecks OTY.

Nach 2,852 Millionen Spannungswechseln war der Körper noch unbeschädigt und frei von bleibenden Dehnungen. Jetzt wurde S vergrößert auf 1180 kg/cm^2 , so daß $\sigma_{max} = 2125 \text{ kg/cm}^2$ wird und P gerade über die Linie TY zu liegen kommt. Es trat ein langsames aber stetiges Fließen bzw. Strecken, jedoch nicht der eigentliche Ermüdungsbruch ein.

Beide Versuche stehen in Übereinstimmung mit der obigen theoretischen Überlegung.

Experiment B. Großes Verhältnis $\frac{K_s}{K_z}$; Material III; ein kaltgewalztes Flußeisen mit sehr hoher Streckgrenze. $A_0 = 0,40 K_s$. Probekörper nach Abb. 3 B.

In diesem Falle liegt die Spitze des Dreiecks OTY oberhalb der Gerber-Linie, Abb. 5, und es ist zu erwarten, daß bei Versuchen, deren P oberhalb letzterer, aber unterhalb OTY liegt, ein Ermüdungsbruch ohne eine merkbare Streckung des Stabes durch Fließen eintritt.

Dementsprechend wurde mit $S = 3150 \text{ kg/cm}^2$ und $A = 2500 \text{ kg/cm}^2$ ein Dauerversuch angestellt, bei dem der Probekörper warm wurde und nach nur 60000 Spannungswechseln einen Riß erhielt, wie in Abb. 3 B eingezeichnet.

Experiment C. Material I. Probekörper nach Abb. 3 C. Mit $S = 1025 \text{ kg/cm}^2$ und $A = 945 \text{ kg/cm}^2$ war auf der freien Strecke des Stabes keine Beschädigung zu erwarten. Dagegen trat nach 524 000 Spannungswechseln ein Riß auf an dem etwas plötzlichen, schroffen Übergang zum Kopfe am einen Ende des Stabes. An diese Erscheinung knüpfen die Verfasser folgende Erklärung: Unter einer mäßigen Durchschnittsspannung wird sich eine Spannungsverteilung etwa nach Abb. 6 Kurve a ergeben, mit den beiden Spitzen an den Stab-rändern. Wenn diese Spitzenspannung dann die Streckgrenze überschreitet, Kurve b, wird das Material lokal zu fließen beginnen und die Spannungsverteilung sich etwa nach einer Kurve c einstellen, deren Höchstwert annähernd der Streckgrenze entspricht. Nach Entfernung der ganzen Belastung wird das Material an den Kanten, wo es bleibende Dehnungen erfahren hat, auf Druck beansprucht

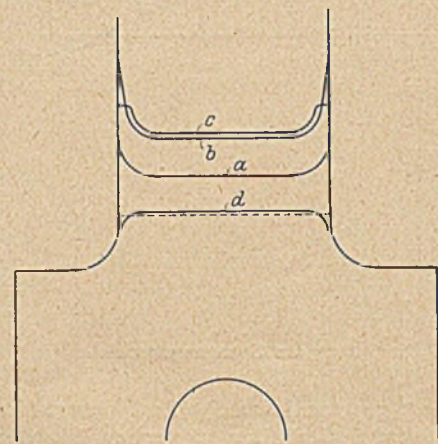


Abb. 6. Spannungsstörung durch den Übergang vom Stab zum Kopf.

werden durch den übrigen Teil des Querschnitts, der nicht über die Elastizitätsgrenze hinaus beansprucht war. Die Spannungsverteilung erfolgt dann nach Kurve d. Unter diesen Umständen wird aber eine Wiederholung der früheren Belastung in der Nähe der Kanten einen Wechsel zwischen Zug- und Druckspannungen hervorrufen. Es muß daher der Ermüdungsbruch eher an einer solchen Stelle mit Spannungsstörungen, als auf der freien Strecke auftreten.

Diese Überlegungen der Verfasser sind nicht neu, aber ihr Beleg durch Experiment C ist wichtig genug, um wiedergegeben zu werden.

Experiment D. Material II. Probekörper nach Abb. 3 D mit einem Loch von 0,6 mm Dmr. in der Mitte. Die Spannung an den Lochrändern wird annähernd das Dreifache der Durchschnittsspannung betragen.

Ergebnisse des Versuches:

1. mit $S = 788 \text{ kg/cm}^2$ und $A = 709 \text{ kg/cm}^2$ nach 5,690 Mill. Spannungswechseln noch kein Bruch,
2. „ $S = 866 \text{ kg/cm}^2$ und $A = 788 \text{ kg/cm}^2$ nach weiteren 2,976 Mill. Spannungswechseln noch kein Bruch,
3. „ $S = 945 \text{ kg/cm}^2$ und $A = 866 \text{ kg/cm}^2$ nach weiteren 2,768 Mill. Spannungswechseln noch kein Bruch,
4. „ $S = 1025 \text{ kg/cm}^2$ und $A = 945 \text{ kg/cm}^2$, also $\sigma_{max} = 1970 \text{ kg/cm}^2$ nach weiteren 0,978 Mill. Spannungswechseln Bruch, als Ermüdungsrisse, von den Lochrändern ausgehend, senkrecht zur Stabachse, siehe Abb. 3 D.

Diese letztere Spannung liegt nur wenig unter der Streckgrenze des Materials, 2045 kg/cm^2 . Das Ergebnis zeigt deutlich, daß die Wirkung der Spannungserhöhung infolge des Loches auf die Ermüdung des Materials viel geringer ist, als man im voraus annehmen möchte, wenn man die statische Spannungserhöhung betrachtet.

Experiment E. Material I und II. Probekörper Abb. 3 E. 3 Reihen von je 5 Löchern mit 4 mm Dmr. Die stehenbleibenden nutzbaren Querschnittsbreiten wurden durch genaue Messungen festgestellt.

Probekörper E II, geprüft mit $S = 1100$; $A = 945$; $\sigma_{\max} = 2045 \text{ kg/cm}^2$ gleich der Streckgrenze des Materiales. Es wurde nur eine ganze geringe Streckung beobachtet. Die 4 stehenbleibenden inneren Querschnittsteile der untersten Lochreihe sind durchgerissen nach 1,224 Mill. Spannungswechseln.

Probekörper E I. $S = 945$; $A = 790$; $\sigma_{\max} = 1735 \text{ kg/cm}^2$; nach 2,578 Mill. Spannungswechseln noch kein Riß. Die Spannungen wurden erhöht auf $S = 1260$; $A = 870$; $\sigma_{\max} = 2130 \text{ kg/cm}^2$ etwas über der Streckgrenze. Nur sehr geringe Streckung beobachtet. Nach weiteren 908 000 Spannungswechseln Ermüdungsbruch.

Die angewandten Spannungen der beiden Versuche E liegen nur wenig über der eigentlichen Arbeitsfestigkeit des Stabes, d. h. derjenigen Spannung, welche er unbegrenzt oftmals ertragen hätte. Bei dem vorhandenen kleinen Verhältnis zwischen stehenbleibender Querschnittsbreite und Lochdurchmesser war die statische Spannungserhöhung an den Rändern wesentlich geringer als bei Experiment D. Aber die hohen noch ertragenen Spannungen lassen den Schluß zu, daß die Wirkung der Spannungserhöhung im Dauerversuch überhaupt gering ist, und daß die durchschnittliche Spannung des Nutzquerschnitts maßgebend ist (the mean stress on the net sectional area is the governing factor).

Experiment F. Material I. Zwei Probekörper nach Abb. 3 F; abwechselnd zwei und drei Löcher in einer Reihe, 4 mm Dmr. Längsabstand der Reihen 9,5 mm bzw. 6,4 mm. Nutzquerschnitt bei 3 Löchern: $26,65 \times 1,65 = 44 \text{ mm}^2$. Die Spannungen werden auf diesen Querschnitt bezogen.

$S = 1100$; $A = 790$; $\sigma_{\max} = 1890 \text{ kg/cm}^2$; beide Probekörper brachen in Querschnitten mit 3 Löchern und zwar nach 534 000 bzw. 456 000 Spannungswechseln. Experiment E kann als Grenzfall von F betrachtet werden, wenn je zwei Nietreihen des letzteren in eine vereinigt werden. Bei E wurden nun höhere Spannungswechselzahlen bei größerem σ_{\max} erreicht als bei F, (σ_{\max} bezogen jeweils auf den Nutzquerschnitt). Es scheint daher, daß der größere gegenseitige Querabstand der Löcher bei F die Wirkung der Spannungsstörung an den Lochrändern fühlbar erhöht hat.

Experiment G. Material I und II. Zwei Probekörper nach Abb. 3 G. Längsabstand der Lochreihen nur 3,2 mm. Der schräge Abstand zweier Löcher in zwei benachbarten Reihen ist viel kleiner als der Querabstand zweier Löcher ein und derselben Reihe. Man rechnete daher damit, daß möglicherweise der Ermüdungsbruch durch diese schmalen diagonalen Querschnittsteile in Zickzacklinie erfolgen würde, wie in einem statischen Zerreißversuch. Aber dies war nicht der Fall.

Ohne die Spannungen auf irgendeinen Querschnitt zu beziehen, wurden die Gesamtbelastungen genau wie bei Experiment E I gewählt: $S = 394 \text{ kg}$; $A = 270 \text{ kg}$. Der Bruch erfolgte nach 538 000 Belastungswechseln durch Risse senkrecht zur Stabachse oder zur ausgeübten Zugkraft, wie das Lichtbild Abb. 7 deutlich zeigt. Und zwar liegen zwei Risse in einem Querschnitt mit 3 Löchern, wie bei Experiment F; aber außerdem trat noch ein dritter Riß auf in einem Querschnitt mit nur zwei Löchern, welches Resultat offenbar nur durch die Spannungserhöhung (stress-concentration) infolge der Löcher zu erklären ist.

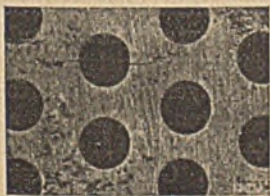


Abb. 7. Riß in Stab G I.

Der Probekörper G II erhielt außer derselben engen Lochteilung wie G I noch einige Reihen Löcher mit größerem Längsabstand, weil man vermutet hatte, daß die plötzliche

Querschnittsänderung infolge der engen Teilung bei G I vielleicht das Resultat störend beeinflussen könnte. Doch ist dies offenbar nicht eingetreten. G II wurde dann mit den geringeren Belastungen $S = 370 \text{ kg}$ und $A = 254 \text{ kg}$ geprüft und war nach 2,164 Mill. Spannungswechseln noch unversehrt.

Experiment H. Messung und Vergleich der elastischen Formänderungen von gelochten und vollen Stäben; statischer Zugversuch.

Ein weiches Material ähnlich wie I und II. Probekörper nach Abb. 8; $38 \times 1,6 \text{ mm}^2$ Querschnitt, 305 mm lang, 203 mm

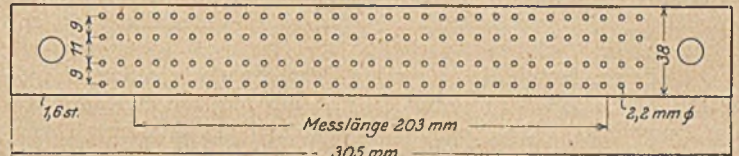


Abb. 8. Probekörper für Experiment H.

Meßlänge. Ein Probekörper ungelocht, der andre mit 4 Längsreihen von Löchern 2,2 mm Dmr. Dieser ist ein Modell im Maßstab 1:10 einer Gurtplatte mit vier längslaufenden Nietreihen.

Bei beiden Probekörpern wurden die gemessenen spezifischen Dehnungen zunächst mit den auf den vollen Querschnitt bezogenen Spannungen zusammen in Abb. 9 auf-

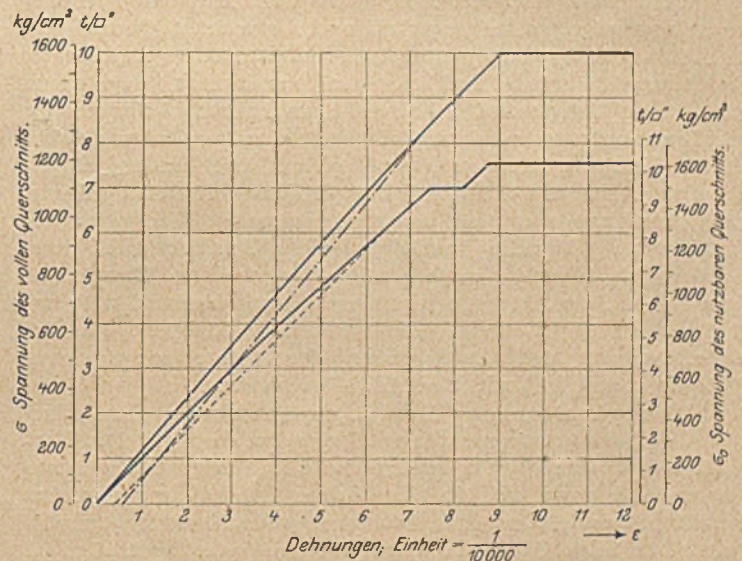


Abb. 9.

getragen. Ein seitlicher Hilfsmaßstab der Ordinaten gibt dann die Spannungen für den Nutzquerschnitt des gelochten Stabes an.

Der Unterschied im Neigungswinkel der beiden voll ausgezogenen Linien, welche der erstmaligen Belastung beider Probekörper entsprechen, zeigt schon, daß man sehr vorsichtig sein muß, wenn man Dehnungsmessungen an genieteten Konstruktionen in Spannungen umrechnen will. Die strichpunktiertere und die gestrichelte Linie entsprechen dann dem elastischen Verhalten beider Körper bei mehrmaliger Be- und Entlastung bis zu etwa $8 \text{ t/cm}^2 = 1260 \text{ kg/cm}^2$ für den jeweiligen Nutzquerschnitt.

Der ungelochte Stab ergibt nach der strichpunktieren Linie einen Elastizitätsmodul $E = 12\,150 \text{ t/cm}^2 = 1\,913\,000 \text{ kg/cm}^2$. Der gelochte Stab dagegen nach der gestrichelten Linie ergibt:

1. wenn man die Spannungen auf den vollen Querschnitt bezieht: $E = 10\,150 \text{ t/cm}^2 = 1\,600\,000 \text{ kg/cm}^2$;
2. wenn man die Spannungen auf den Nutzquerschnitt bezieht: $E = 13\,500 \text{ t/cm}^2 = 2\,125\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Hieraus folgt: Wenn man irgendeine Dehnungsmessung an der gelochten Konstruktion mit dem Modul des Vollstabes kombiniert, so wird die errechnete Spannung um etwa 11 vH zu klein gegenüber der wahren durchschnittlichen Spannung des Nutzquerschnitts.

IV.

Schlußfolgerungen. — Die Verfasser sagen, daß sie noch zahlreiche Versuche zu machen gedenken mit verschiedenen Werten $\frac{K_s}{K_z}$ des Materials, bevor sie irgendeine feste Regel ableiten möchten für die Ermittlung des eigentlich nutzbaren Querschnitts eines gelochten Stabes. Der Einfluß der die Löcher ausfüllenden Niete wäre ebenfalls noch zu untersuchen.

Indessen lassen die bisherigen Versuche doch schon einige wertvolle Schlüsse zu: Stab D mit der starken Spannungserhöhung infolge des Loches zeigte sich im Dauerversuch nur um wenig schwächer als Stab A ohne Bohrung. Ferner ist bemerkenswert, daß die Durchschnittsspannungen $\sigma_{\max} = (S + A)$ bei allen Probekörpern, die durch Ermüdung brachen, der Streckgrenze des Materiales nahe kamen. Unter diesen Umständen muß unbedingt das Material in der Nähe der Lochränder über die Streckgrenze hinaus beansprucht worden sein, und das Verhalten der Probekörper war offenbar beeinflußt von der Eigentümlichkeit des Flußeisens, unmittelbar nach Überschreiten der Streckgrenze weiterzufließen bei Spannungen, die unter der Streckgrenze liegen.

Zahlreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen der Spannungsverteilung im gelochten Querschnitt haben so hohe Spannungen ergeben, daß sie manche praktischen Ingenieure beunruhigt und bei manchen andern eine ungläubige Ablehnung hervorgerufen haben. Dem haben wieder andere mit Recht entgegengehalten, daß die in der Praxis verwendeten Materialien eine Zähigkeit (ductility) und noch andere Eigenschaften besitzen, welche sie befähigen, jene hohen Spannungen zu eliminieren oder sich ihnen anzupassen²⁾. Die oben beschriebenen Versuche bestätigen diese Ansicht nicht nur, sondern sie beweisen auch, daß unter gewissen Umständen jene hohen Spannungen, selbst wenn sie von bleibenden Formänderungen begleitet sind, die Widerstandsfähigkeit des Materiales unter den Bedingungen der Dauerbeanspruchung (fatigue conditions) nicht merklich verringern.

Bemerkungen des Berichterstatters. — Den hohen Wert der oben auszugsweise wiedergegebenen englischen Versuche wird sicher jeder praktische Eisenbauer zu schätzen wissen und darin vielleicht zu seiner Befriedigung manches bestätigt finden, was er selbst schon gedacht oder vermutet hat. Für mich bedeuten diese Versuche eine nachträgliche

vollkommene Bestätigung eines wichtigen Teiles meiner im „Bauingenieur“ 1922, S. 737 u. f. niedergelegten und auf der Dresdner Tagung des Deutschen Eisenbau-Verbandes 1922 ausgesprochenen Ansichten. Die Arbeit von Wilson und Haigh ist mir, obgleich sie schon im Sept. 1922 veröffentlicht war, erst viel später bekannt geworden. Der Leser sei gebeten, die erwähnte Arbeit im „Bauingenieur“ nochmals zur Hand zu nehmen und vor allem deren Abschnitt IX nochmals unter dem Gesichtswinkel der neuen englischen Versuche durchzudenken.

München, 7. Oktober 1923.

Erwiderung.

In „Stahl und Eisen“ 1923, Heft 14, S. 467/68 bespricht Herr Professor Richard Baumann, Stuttgart, meine im „Bauingenieur“ 1922, S. 737 u. f. veröffentlichte Arbeit „Die Zähigkeit der Flußeisensorten usw.“, wozu ich mir einige sachliche Bemerkungen erlauben möchte.

Auf die Frage Baumanns nach der Herstellungsart der Löcher meiner Versuchskörper ist zu sagen, daß dieselben sämtlich aus dem vollen gebohrt waren. Die Bemerkung Baumanns, daß zur sicheren Auswertung der Versuchsergebnisse eine genauere Kenntnis des Wesens, des Auftretens und der Verteilung der Streckfiguren erforderlich wäre, gebe ich offen zu. Meine damalige Arbeit hat den Versuch gemacht, einen neuen Weg zu beschreiten, und konnte in mancher Hinsicht nur Unvollkommenes liefern. Aber daß die Grundtendenz jener Arbeit richtig ist, halte ich neuerdings für stark gestützt durch die in Heft V und in vorliegendem Heft des „Bauingenieurs“ mitgeteilten neueren amerikanischen und englischen Versuche. Ich muß es dem geneigten Leser überlassen, sich selbst sein Urteil zu bilden.

Ganz und gar anderer Ansicht als Baumann bin ich aber, wenn er glaubt, mit seinem Hinweis auf die v. Bachsche Berechnungsmethode und Anschauungsweise über die Nietverbindungen dem Brücken- und Eisenbauer irgend etwas Besseres in die Hand zu geben oder gar das Nietproblem seiner Lösung zuzuführen. Wenn sich die genannte Methode und Anschauungsweise in drei Jahrzehnten nicht durchzusetzen vermocht hat, wenn die ganze diesbezügliche Versuchsforschung andere Wege gegangen ist, als v. Bach vorausgesagt hat, und wenn selbst die Kesselbauer immer mehr von jener Methode abkommen, so hat dies seine guten Gründe. Ich bin sicher, daß auch in den nächsten drei Jahrzehnten die Brücken- und Eisenbauer sich nicht zu jener Methode bekehren werden. Sie haben aber auch gar keine Veranlassung dazu; denn es handelt sich bei dem Nietproblem gar nicht darum, irgendeine andere, zuverlässigere oder bessere Berechnungsmethode an Stelle der bisherigen, allgemein üblichen zu setzen. Dieselbe hat sich ja in tausenden und abertausenden von Fällen aufs beste bewährt, und wir verfügen über ein so reiches Erfahrungsmaterial aus der Praxis, daß demgegenüber die Bedeutung von Laboratoriumsversuchen fast verschwindet. Das Problem liegt daher eigentlich so: nachträglich zu erweisen, daß und warum sich die Nietverbindungen so glänzend bewähren konnten trotz der vielen Bedenken, Einwände, Berechnungen und Versuche, welche gegen dieselben zu sprechen scheinen.

Wenn meine frühere Arbeit hierin nur einen kleinen Schritt vorwärts getan hat, so hat sie ihren Zweck schon erfüllt.

München, Nov. 1923.

Dr. W. Schachenmeier.

WERKLIEFERUNGSVERTRÄGE UND WÄHRUNGSVERFALL.

Von Reg.-Baumeister L. Hartmann, Stuttgart.

Der seit August 1914 langsam einsetzende und sich in den letzten Monaten katastrophal auswirkende Währungsverfall hat auf dem Gebiet der Werklieferungsverträge eine ungeheure Fülle von Versuchen gezeitigt, langfristige Werklieferungsverträge an die schwankenden und gleitenden Preisverhältnisse anzupassen und das Risiko der ständigen Preisveränderungen möglichst gerecht zwischen Werkbesteller und Werkunternehmer zu verteilen. Als am zweckmäßigsten hat sich der sogenannte Schlüsselvertrag erwiesen, der, von gewissen Preisgrundlagen ausgehend, die Angebotpreise in einzelne Hauptfaktoren zerlegte, deren Veränderlichkeit prozentual mit den Schwankungen der Hauptgrundpreise bedingt wurde. Grundsätzlich war man sich darüber einig geworden, daß eine gerechte Verteilung des Risikos vorliege, wenn der Unternehmer das Risiko seiner Leistung, d. h. seiner Kalkulation bezüglich Verbrauch von Materialien und Arbeitskräften trägt, gerechnet auf einer bestimmten Basis, während der Besteller das Risiko

derjenigen Preisschwankungen trägt, die bei Auftragserteilung noch nicht zu übersehen, bzw. nicht auszuschalten waren, d. h. das sogenannte Konjunkturrisiko. Durch die Wiedereinführung der Goldmarkrechnung scheint wieder dieses Arbeit und Abrechnung erschwerende Vertragssystem überwunden und es wird erwartet, daß in kurzem wieder langfristige Werklieferungsverträge mit Festpreisen und eingerechnetem Konjunkturrisiko kommen wie in Vorkriegszeiten. Daß dies auf eine noch lange Übergangszeit nicht der Fall sein kann, zeigen die z. Zt. noch ungeheuer schwankenden Goldgrundpreise. Wir sind aber auch der Meinung, daß es aus ökonomischen

²⁾ Wir haben hier offenbar den Fall, in welchem die Arbeitslinie eine geschlossene Hysteresisschleife bildet. Dem Material an den Lochrändern ist die Möglichkeit genommen, fortwährend neue kleine Dehnungen im gleichen Sinne aneinanderzufügen. Vielmehr wird alsbald ein gewisser stationärer Zustand der Formänderungen erreicht, und deshalb tritt kein Bruch ein. Siehe in diesem Zusammenhang „Der Bauingenieur“, 1922, S. 744-45.

Gründen so lange gar nicht erwünscht ist, ein solches Vertragssystem zu verlassen, bis eine wirklich stabile Währung auf dem Warenmarkt gesetzlich durchgeführt ist. Es ist nicht einzusehen, weshalb ein Werk durch einen Risikozuschlag verteuert werden muß, wenn es einfache Möglichkeiten gibt, diesen Risikozuschlag wegfällen zu lassen. Und diese Möglichkeit ergibt sich aus nachfolgenden Erwägungen:

1. Der Grundsatz der Vertragstreue kann zwischen zwei Vertragskontrahenten auf die Dauer eines langfristigen Vertragsverhältnisses nur dann gewährleistet werden, wenn der Wert der vereinbarten Leistung mit einer Gegenleistung abgegolten wird, die auf denselben Wertmaßstab abgestellt ist.

2. Auf einen internationalen Wertmaßstab macht Anspruch das Gold, und es ist in allen Goldwährungsländern der Preis des Zahlungsmittels auf eine bestimmte Menge Feingold gesetzlich abgestellt, d. h. gegen eine Münzeinheit ist eine gesetzlich festgelegte Menge Feingold zu liefern. Dagegen ist das Wertverhältnis sämtlicher anderer Waren zum Gold nirgends gesetzlich festgelegt. Es ist deshalb auch nicht möglich, um eine bestimmte Menge Feingold in den verschiedenen Ländern oder auch im gleichen Land zu verschiedenen Zeiten die gleiche Menge Waren zu kaufen. Eine Werkleistung setzt sich aber zusammen aus den verschiedensten Waren (Werkstoffen, Betriebsstoffen, Maschinen und menschlicher Arbeitskraft) und es ist daher auch das Gold für eine Werkleistung so lange kein ehrlicher Wertmesser, als sein Wertverhältnis zu allen Waren nicht festliegt.

3. War so das Gold schon in den stabileren Wirtschaftsverhältnissen der Vorkriegszeit kein einwandfreier absoluter Wertmesser, so ist es bei den derzeitigen, von Einzelnen, Privaten, nicht zu meisternden Wirtschafts- und Währungsverhältnissen ein verfehltes Beginnen, Leistung und Gegenleistung nach einem nicht absoluten Wertmaßstab zu messen. Ein solches Verfahren trägt den Keim ungerechter Auswirkung auf beide Vertragsteile in sich.

4. Diese Erwägungen führen dazu, als Wertmaßstab für Leistung — und Gegenleistung — die Hauptfaktoren (Sachwerte) zu nehmen, aus denen sich die Leistung zusammensetzt, also Lohnstunden, Werk- und Betriebsstoffe.

5. Preisschwankungen treten, gemessen an diesem absoluten Wertmaßstab, für den Besteller nicht auf, insofern der Unternehmer als Gegenleistung immer nur die vereinbarte Menge Arbeitsstunden, Kilogramm Werkstoffe und Betriebsstoffe zu beanspruchen hat. Insofern treffen Leistungsschwankungen und Kalkulationsfehler voll und ganz den Unternehmer, der

auch das Risiko seiner Kalkulation und Arbeitsleistung voll und ganz zu tragen hat.

6. Dagegen drücken sich Schwankungen des Wertverhältnisses der Waren, die zur Werkleistung notwendig sind, gegenüber dem Goldmaßstab (sogenannte Konjunkturschwankungen) selbstverständlich nach oben und unten in Leistung und Gegenleistung aus und treffen in ihrer belastenden Wirkung voll und ganz den Werkbesteller, ebenso wie sie in ihrer entlastenden Wirkung voll und ganz dem Werkbesteller zugute kommen.

7. Die berechtigten Interessen des Werkbestellers, hinsichtlich günstiger Konjunkturausnützung, werden gewährleistet durch Zurverfügungstellung großer Mittel zu Zeiten günstiger Warenkonjunktur (d. h. wenn die Waren am Gold gemessen billig zu bekommen sind) und durch Verlangsamung des Tempos zu Zeiten ungünstiger Warenkonjunktur.

8. Der Werkbesteller kann sich seinen Einfluß durch vertragliche Bestimmungen auf die Ausnützung günstiger Konjunkturverhältnisse jederzeit sichern, muß sich dabei lediglich vergegenwärtigen, daß jede Rechnung mit der Konjunktur ein Spekulationsrisiko einschließt, und daß ein weitsichtiger Besteller seine Lieferfristen nach der Absatzmöglichkeit und Konjunktur für sein Produkt einrichten muß.

9. Der Nachweis, daß der Unternehmer die Interessen seines Auftraggebers vertragsgemäß gewahrt hat, läßt sich jederzeit vom Besteller nachprüfen durch Vergleich der Rechnungsbelege des Unternehmers mit gleichzeitigen Rechnungen und Abschlüssen des Bestellers. Vertragliche Bestimmungen, wonach für gleichwertige Waren nur die niedrigsten Tagespreise berücksichtigt werden dürfen, sind einfach und können auf Grund der eingeholten Offerten des Unternehmers und des Werkbestellers auch nachträglich leicht nachgeprüft werden.

10. Unter der Voraussetzung der in Ziffer 7—9 erwähnten vertraglichen Bestimmungen ist jede Gewähr geboten, daß die berechtigten Interessen des Bestellers gewahrt werden, während nur durch Anlegung eines absoluten Wertmaßstabs (Lohnstunden, Werk- und Betriebsstoffe) der Grundsatz der Vertragstreue auch auf lange Vertragsdauer für beide Teile erhalten bleibt.

11. Eine weitergehende Übernahme eines Konjunktur- oder Währungsrisikos ist nur berechtigt, soweit der Unternehmer Miteigentümer des bestellten Werkes wird. Diese Möglichkeit ist gegeben durch Beteiligung des Unternehmers an dem fertigen Werk in irgendeiner Form; je nach dem Verhältnis der Beteiligung darf auch der Unternehmer an dem Konjunkturrisiko prozentual beteiligt werden.

UNTERSUCHUNGEN AM EINFACH GELOCHTEN ZUGSTAB. — EIN BEITRAG ZUM PROBLEM DER SPANNUNGSSTÖRUNGEN IN EISENBAUTEN*).

Von Dr.-Ing. O. Eiselin, Karlsruhe i. B.

Übersicht. In allen Körpern und Konstruktionen treten infolge von Querschnittsstörungen, Querschnittsübergängen u. a. Spannungsstörungen, d. h. Ungleichmäßigkeiten der Spannungsverteilungen auf. Durch Versuche am einfach gelochten Zugstab ist festgestellt worden, daß die P-Grenze an den mit $n \cdot \sigma_m$ überbeanspruchten Stellen nicht schon bei einer mittleren Beanspruchung von $\sigma_m = \frac{1}{n} \cdot \sigma_p$ überschritten wird (wobei σ_p diejenige Spannung bedeutet, bei der beim einfachen Probestab die P-Grenze erreicht wird), sondern erst weit später. Dasselbe gilt für die S- und die B-Grenze. Dieser Umstand wurde mit dem Ausdruck „elastische Festigkeitsanpassung“ bezeichnet.

Die durch Überanstrengung spannungsgestörter Stellen verursachten bleibenden Formänderungen und danach eingetretenen Verfestigungen bewirken, daß die mehr beanspruchten Stellen infolge der bei ihnen eingetretenen größeren Formänderungen und daher auch höhergradigen Verfestigungen weiterhin höhere Festigkeits-

werte aufweisen als die weniger beanspruchten; es findet also eine weitere Anpassung der Festigkeitsverhältnisse statt, welche „plastische Festigkeitsanpassung“ benannt wurde.

I.

Spannungsstörungen treten hauptsächlich da auf, wo Querschnittsübergänge und Querschnittsstörungen vorhanden sind. Den einfachsten Fall einer Spannungsstörung weist der einfach gelochte Zugstab auf, an welchem schon mehrfach praktische wie theoretische Untersuchungen angestellt worden sind. Eine der bemerkenswertesten von diesen ist die Versuchsarbeit von E. Preuß¹⁾. Mittels Dehnungsmessungen ermittelte Preuß für verschiedene Verhältnisse b/d jeweils das Diagramm der Längsspannungen für den Lochquerschnitt (Abb. 1). Das Verhältnis $\sigma_{max} : \sigma_m$ ergab sich dabei zu ca. 2,4;

¹⁾ E. Preuß: „Versuche über die Spannungsverteilung in gelochten Zugstäben“. Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens, Heft 126.

*) Auszug aus der von der Technischen Hochschule München angenommenen Doktor-Dissertation.

es wächst mit dem Verhältnis b/a einerseits und der Krümmung $1/R$ andererseits²⁾.

Die von Preuß gefundene Spannungsverteilung war lediglich für eine einzige Belastung ermittelt worden, und zwar für eine solche, bei der die P-Grenze an keinem Punkt überschritten war; sie gibt also ein Bild über die Spannungsverhältnisse im rein elastischen Zustand. Man sieht, wie beträchtlich die durch die Querschnittsstörung verursachte Spannungserhöhung ist und es interessierte deshalb in hohem Maße zu wissen, wie sich die Verhältnisse gestalten, wenn die P-Grenze an der meist angestregtesten Stelle überschritten wird.

Jenseits des elastischen Bereichs, also oberhalb einer mittleren Beanspruchung σ_m^* , bei welcher in dem am meisten beanspruchten Punkt die P-Grenze eben erreicht wird, kannte man bisher von den Spannungs- bzw. Festigkeitsverhältnissen nichts als lediglich die Bruchfestigkeit des Stabes. Diese ergibt sich — wie schon lange bekannt — bei zähen Stoffen, also gerade beim gewöhnlichen Flußeisen, immer als größer wie die des zugehörigen Vergleichsstabes, d. h. eines Stabes von ungestörten gleichmäßigen Querschnitten von der Größe des kleinsten Querschnitts des betreffenden querschnittsgestörten Stabes, und zwar — was hier besonders hervorgehoben sei — trotz der bedeutenden örtlichen Spannungserhöhung im elastischen Bereich. Erklärt hat man sich diesen Umstand so, daß nach dem ersten Überschreiten der P-Grenze ein Spannungsausgleich beginne, welcher bis zum Bruch als ziemlich vollkommen erreicht angenommen wird; der Bruch selbst aber trete deshalb später ein als beim Vergleichsstab, weil die an den kleinsten, also meist beanspruchten Querschnitt anschließenden größeren, also weniger beanspruchten Querschnitte jenen an der Einschnürung hinderten. Den Spannungsausgleich stellte man sich so vor, daß bei geradlinig ansteigender Belastung die am meisten beanspruchten Fasern, nach dem in ihnen die P-Grenze erreicht wäre, an den für die Aufnahme eines weiterhin geradlinig ansteigenden Lastanteils erforderlichen mehr als geradlinig wachsenden Formänderungen von den weniger beanspruchten benachbarten Fasern immer mehr gehindert würden; sie würden so durch diese immer mehr entlastet, und zwar so lange, bis auch die weniger beanspruchten Fasern in ihrer Dehnung bzw. Spannung dort angelangt seien, wo keine weitere Zunahme der Beanspruchung erfolgen kann. D. h. mit anderen Worten: die auf gleiche Teile des ursprünglichen Lochquerschnitts im elastischen Bereich entfallenden ungleichen Teile der Last werden vom ersten Überschreiten der P-Grenze an bis zum Bruch immer mehr einander gleich. Ob sie einander vollkommen gleich werden, ist nicht sicher, jedenfalls aber findet ein Ausgleich in diesem Sinne, nämlich in bezug auf den ursprünglichen Querschnitt statt.

Es war nun das Ziel der im folgenden beschriebenen Versuche, Klarheit über die Verhältnisse insbesondere oberhalb jener Beanspruchung σ_m^* zu schaffen.

²⁾ E. Preuß: „Versuche über die Spannungsverminderung durch Ausrundung scharfer Ecken“. Forschungsarbeiten, Heft 126.

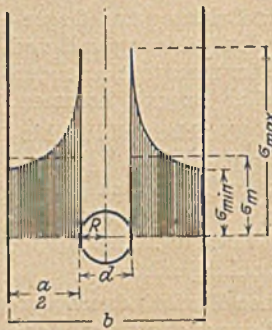


Abb. 1.

II.

Der Versuchsplan sah die Ermittlung der Belastungs-Dehnungskurven für mehrere Punkte des Lochquerschnitts, d. h. des durch die Lochmitte gehenden Querschnitts, durch Dehnungsmessungen vor, und zwar sollten diese immer bis zum Eintritt des Fließens ausgeführt werden. Aus ihnen waren dann die Längsspannungsdiagramme des Lochquerschnitts für mehrere Belastungen zu ermitteln, und zwar insbesondere diejenigen für Belastungen oberhalb jener Beanspruchung σ_m^* , also teilweise oder ganz außerhalb des elastischen Bereichs; denn dies sollte ja — wie unter I angeführt — gerade das besondere Ziel der vorliegenden Arbeit sein. Mangels anderer Beziehungen war vorgesehen, zur Ermittlung der Spannungen oberhalb der E-Grenze die aus den zugehörigen, natürlich ungelochten Probestäben gewonnene Spannungsdehnungskurve zu benutzen. Dabei mußte von der Ermittlung der Querdehnungen abgesehen werden, was deshalb unbedenklich erschien, weil deren Einfluß auf die Längsspannungen nach den Preußschen Versuchen nicht wesentlich war. (Auf die Vernachlässigung der Querdehnungen wird später nochmals zurückgegriffen werden.)

Da an jedem Meßpunkt des Lochquerschnitts bis zum Eintritt des Fließens gemessen werden sollte, war man genötigt, für jeden dieser Meßpunkte einen neuen Stab zu verwenden. Es wurde demgemäß eine Anzahl gleicher Stäbe hergestellt. Die Form dieser Stäbe war ungünstig (vergl. Abb. 2), doch war sie wegen der Verhältnisse der Versuchsmaschine nicht anders möglich. Die Löcher waren gebohrt. Das Material der Versuchsstäbe wurde an Probestäben untersucht und wies folgende Festigkeitswerte auf:

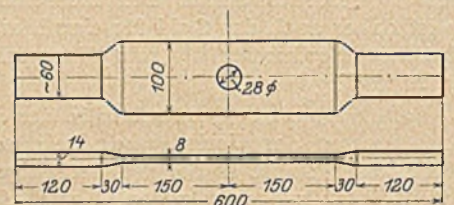


Abb. 2.

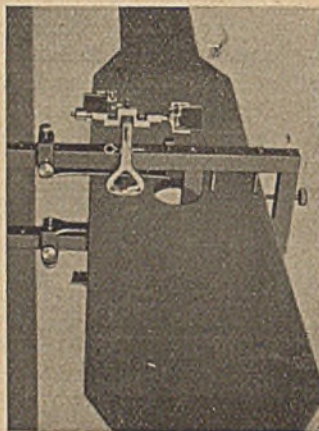


Abb. 3.

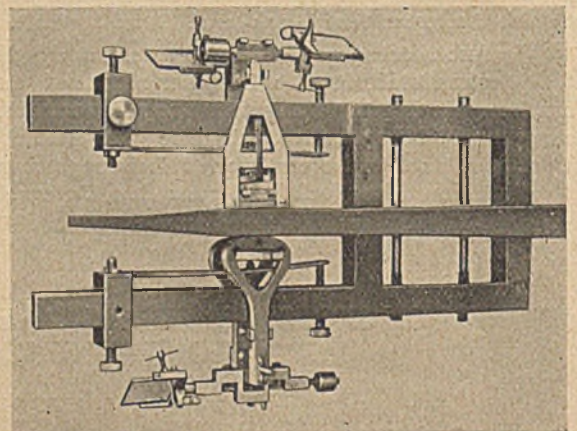


Abb. 4.

- Spannung bei Erreichung der P-Grenze: $\sigma_p = 2000 \text{ kg/cm}^2$
- Spannung bei Erreichung der S-Grenze: $\sigma_s = 2450 \text{ „ „}$
- Maximale Beanspruchung bezogen auf den ursprünglichen Querschnitt: $\sigma_{0 \text{ max}} = 3900 \text{ kg/cm}^2$
- Bruchbeanspruchung bezogen auf den ursprünglichen Querschnitt: $\sigma_{0B} = 3300 \text{ kg/cm}^2$
- Effektive maximale und Bruchbeanspruchung: $\sigma_B = 6600 \text{ kg/cm}^2$.
- Elastizitätsmodul $E = 2110000 \text{ kg/cm}^2$.
- Spezifische Bruchdehnung bezogen auf eine Meßstrecke von 10 mm: $E_{10B} = 0,85$.

Als Dehnungsmesser standen zwei Preuß'sche Apparate für 2 und 10 mm Meßstrecke zur Verfügung. (Abb. 3 u. 4).³⁾ Die Maschine war eine gewöhnliche Amsler-Zerreißmaschine. Die durch die Form der Versuchskörper, ihre gegenseitigen etwaigen Verschiedenheiten, die Verschiedenheit der Meßstrecken, die Biegemomente u. a. bedingten Ungenauigkeiten wurden durch ein besonderes Mittelungsverfahren nach Möglichkeit abgeschwächt.

Es wurden drei Gruppen von Versuchen ausgeführt: solche an ungebrauchten Stäben, solche an örtlich überanstrengten und verfestigten und solche an vollständig überanstrengten und verfestigten Stäben.

III.

An noch nicht vorbelasteten Stäben nach Abb. 2 wurden für die Punkte 2, 6, 10, 15 u. 31 die Längsdehnungen für fortschreitende Belastungen von Laststufe zu Laststufe gemessen und als Abszissen in einem Koordinatensystem aufgetragen mit den Belastungen — ausgedrückt in mittleren Beanspruchungen σ_m — als Ordinaten. (Die Ziffern, mit welchen die Punkte des Lochquerschnittes hier benannt sind, bedeuten dabei jeweils deren Abstände vom Lochrand in mm). Hieraus ergab sich eine Kurvenschar, welche in Abb. 5 dargestellt ist. Die Kurven für die äußersten Punkte 0 und 36 (in der Abb. 5 gestrichelt) waren durch Extrapolation gewonnen. Die P-Grenzen der einzelnen Kurven wurden durch eine Linie verbunden, die P-Linie, die S-Grenzen ebenfalls durch eine solche, die S-Linie. Im gleichen Maßstab wurde dann noch die an den zugehörigen Probestäben ermittelte Material-Spannungs-Dehnungskurve strichpunktiert eingezeichnet.

Aus Abb. 5 fällt zunächst auf, daß die P-Linie von P 36 bis P 0 aus fast senkrechter in nahezu wagerechte Richtung

sprungen Querschnittspunkte; es entsteht damit sofort die Frage, welchen Einfluß dieser Umstand auf die Spannungsverteilung für die einzelnen Belastungen oberhalb jener Beanspruchung σ_m^* hat, und wie sich überhaupt jetzt die Beziehung zwischen Dehnungen und Spannungen für die einzelnen Punkte des Lochquerschnittes gestaltet. Es fällt außerdem noch auf, daß die Kurvenstücke zwischen ihren P- und S-Grenzen verschieden sind; für Punkt 0 ist dieses Stück sehr groß im Verhältnis zur Material-Spannungs-Dehnungskurve des ungelochten Probestabes, für Punkt 36 sehr klein.

Bis zu jener Belastung, bei welcher an dem meist ange-strengten Punkt gerade diejenige Dehnung Δl_p erreicht ist, welche beim Probestab der P-Grenze entspricht, im vorliegenden Falle also bis zu der mittleren Beanspruchung $\sigma_m = 830 \text{ kg/cm}^2$ gilt sicherlich die gewöhnliche lineare Beziehung (Gebiet I). Hier kann man sich also ohne weiteres auf die Spannungs-Dehnungskurve des Materials beziehen, wie es in Abb. 5a für eine mittlere Beanspruchung von $\sigma_m = 1000 \text{ kg/cm}^2$ graphisch dargestellt ist; man geht von dem Schnittpunkt jeder Kurve mit der Abszisse 1000 senkrecht bis zur Material-Spannungs-Dehnungskurve und von den Schnittpunkten mit dieser nach rechts jeweils bis zu den Loten durch die betreffenden Querschnittspunkte des daneben gezeichneten Stabes in Abb. 5a; so erhält man das Längs-Spannungs-Diagramm für $\sigma_m = 1000 \text{ kg/cm}^2$.

Anders werden die Verhältnisse oberhalb der Beanspruchung $\sigma_m = 830 \text{ kg/cm}^2$, z. B. für die Belastung $\sigma_m = 1500 \text{ kg/cm}^2$. Die P-Linie zeigt, daß bis hierhin die P-Grenze noch an keinem Punkt erreicht ist, daß jedoch jene Dehnung Δl_p , bei welcher für das Material die P-Grenze erreicht wird (man beachte in Abb. 5 das Lot durch den P-Grenzen-Punkt

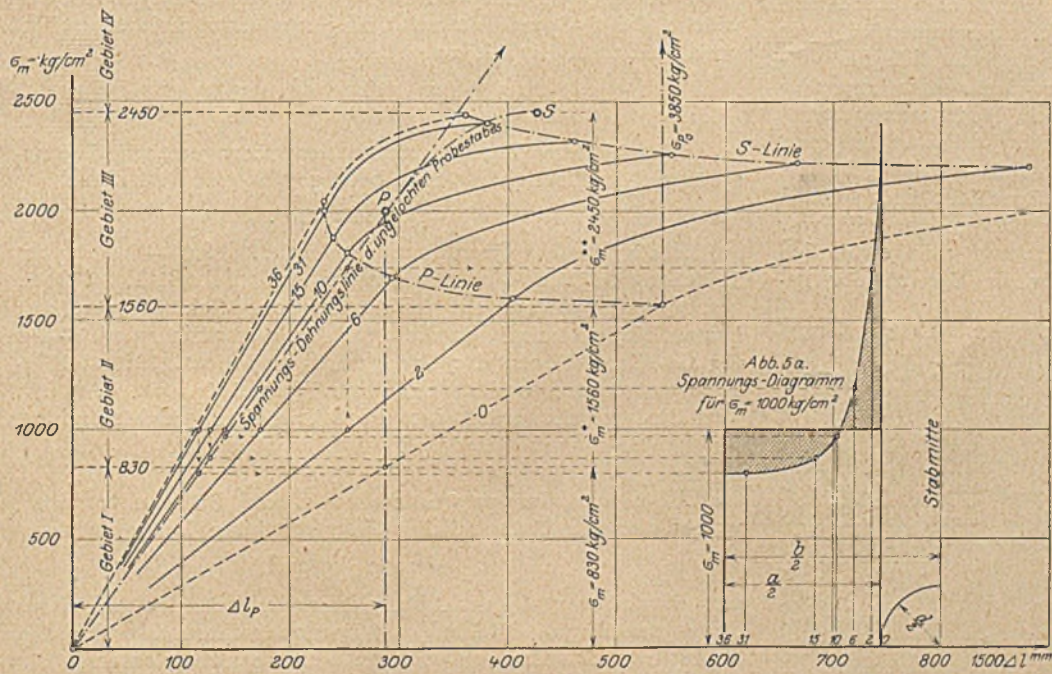


Abb. 5.
Belastungs-Dehnungskurven für verschiedene Punkte des Lochquerschnittes bei einem gelochten Zugstab.

übergeht; die Dehnungen, bei welchen die P-Grenzen der einzelnen Querschnittspunkte erreicht werden, sind also alle verschieden; sie wachsen gegen den Lochrand zu sehr stark. Dasselbe gilt für die S-Linie und zwar in noch höherem Grade. Dieser im allgemeinen zur senkrechten Richtung stark geneigte Verlauf der P- und S-Linie bedeutet nichts anderes als eine wesentliche Hebung der P- und S-Grenzen für die mehr bean-

wird (Δl_p). Da sie sich aber von hier ab mehr als proportional dehnen müßten, um weiterhin eine proportionale Zunahme ihres Lastanteils aufnehmen zu können, so wäre anzunehmen, daß sie eben jetzt nicht mehr so viel aufnehmen könnten, mithin die andern Fasern von da ab zur Aufnahme der Last mehr herangezogen würden. Dies hätte zur Folge, daß diese infolge einer mehr als proportionalen Zunahme ihrer Lastanteile mehr als proportionale Längsdehnungen erleiden, ihre Belastungs-Dehnungskurven also von einer Geraden abweichen müßten. Daß dies jedoch nicht geschehen kann, bevor nicht die Belastungs-Dehnungskurven der von vorn-

³⁾ Die Versuchskörper wurden von der Maschinenfabrik Augsburg Nürnberg, -Werk Nürnberg, die Messapparate von Herrn Werkmeister Mertel am Mechanisch-technischen Laboratorium der Techn. Hochschule München hergestellt.

herein mehr beanspruchten Fasern von einer Geraden abweichen, versteht sich von selbst. Es ist ebenfalls einleuchtend, daß die noch außerdem herrschenden Querspannungen diese Differenz nicht aufbringen können, da sie dann ebenfalls von dort ab mehr als proportional wachsen müßten.

Es scheint auf Grund dieser Überlegungen die einzig mögliche Erklärung für diese Verhältnisse darin zu bestehen, daß von jener mittleren Beanspruchung $\sigma_m = 830 \text{ kg/cm}^2$ bis zu derjenigen, bei welcher die P-Grenze zum ersten Mal überschritten wird, im vorliegenden Fall also bis zu der Beanspruchung

$$\sigma_m = 1560 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_m^*$$

(Gebiet II) die geradlinige Beziehung zwischen Dehnung und Spannung weiterhin besteht. Es müßte demnach z. B. für Punkt 2 die Spannungs-Dehnungskurve des Materials bis zum Lot durch die P-Grenze für Punkt 2 (P_2) geradlinig weiterverlaufen. Bis zu der mittleren Beanspruchung σ_m^* würden also die Spannungs-Diagramme, wie ein solches für $\sigma_m = 1000 \text{ kg/cm}^2$ in Abb. 5a gezeichnet ist, weiterhin einfach proportional anwachsen. In Punkt o bekäme man auf diese Weise für jene mittlere Beanspruchung σ_m^* die außerordentlich hohe Spannung von

$$\sigma_{p_0} = 3850 \text{ kg/cm}^2,$$

bei welcher also in Punkt o die P-Grenze noch nicht überschritten wäre. Dies erschien zunächst sehr zweifelhaft und es interessierte deshalb vor allem zu wissen, ob diese P-Grenzen auch die E-Grenzen wären⁴⁾. Es wurden deshalb besondere Stäbe daraufhin untersucht und, soweit es die Meßapparate mit ihren kleinen Meßstrecken erlaubten, festgestellt, daß an Punkt 1 bis zu der mittleren Beanspruchung $\sigma_m = 1400 \text{ kg/cm}^2$ noch keine bleibenden Formänderungen beobachtet werden konnten. Sollte man also annehmen dürfen, daß die P-Linie mit der E-Linie zusammenfällt, wie es ja nach den meisten neueren Ansichten bezüglich des Verhältnisses zwischen P- und E-Grenze auch hier zutreffen müßte, so erschiene das Ergebnis noch bemerkenswerter.

Der Fall ist durchaus problematisch. Vielleicht daß man auf einem Umweg zu einer tieferen Erkenntnis gelangen könnte; die verhältnismäßig sehr hohe Bruchlast eines solchen gelochten Zugstabes könnte einen Hinweis geben. Es war unter I hervorgehoben worden, daß trotz der ungewöhnlich großen Spannungserhöhung im elastischen Bereich der ge-

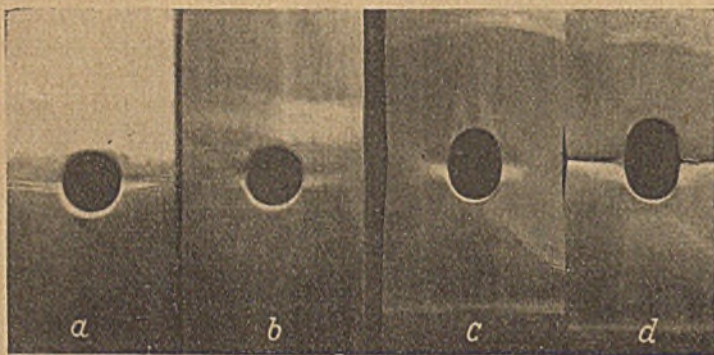


Abb. 6.

lochte Stab nicht nur nicht früher, sondern meist sogar erst später bricht als der Vergleichsstab. Aus Abb. 6, welche die von W. Schachenmeier⁵⁾ auf ihre Fließfiguren untersuchten

⁴⁾ C. Birault will in seiner wertvollen Versuchsarbeit (siehe Le Génie Civil vom 19. VII. 13: „Influence du perçage sur la résistance des aciers doux“) die E-Grenzen für mehrfach und verschiedenartig gelochte Zugstäbe allgemein festgestellt haben. Da nach den vorliegenden Versuchsergebnissen die E-Grenze für die einzelnen Punkte des Lochquerschnitts verschieden hoch liegt, so dürften die von Birault erhaltenen absoluten Werte, die übrigens sehr hoch liegen, nicht ganz einwandfrei sein.

⁵⁾ Siehe „Bauingenieur 1922“, S. 437: „Die Zähigkeit der Flußeisensorten als Sicherheitsfaktor bei Eisenbauten“.

4 gelochten Zugstäbe zeigt, ist zu erkennen, wie kurz vor dem Bruch die Einschnürung in der Gegend des Lochrandes viel stärker ist als gegen den Stabrand zu; es ist dies gleichbedeutend damit, daß die effektiven Spannungen bis zum Bruch stark erhöht bleiben. Die effektive Bruchspannung in Punkt o — und auf diese kommt es ja an — ist demnach noch viel höher als die effektive Bruchspannung des Vergleichsstabes. Aus dieser Folgerung darf man mit Sicherheit annehmen, daß dieser Umstand, der die Hebung der effektiven Bruchspannung für die mehr beanspruchten Punkte des Lochquerschnittes bewirkt, derselbe ist, wie derjenige, der deren P- und S-Grenzen so bedeutend erhebt.

Eine erschöpfende Lösung dieses Problems soll Späterem vorbehalten bleiben; hier möge nur die Tatsache betrachtet und begrifflich erfaßt werden, was am geeignetsten mit dem Ausdruck

„elastische Festigkeitsanpassung“

geschieht. In der Tat sind ja diejenigen Stellen, welche größeren Beanspruchungen unterworfen sind, befähigt, auch größere Beanspruchungen zu ertragen, bis in ihnen jene Fixpunkte ihres mechanischen Verhaltens, nämlich P-, S- und Bruchgrenze erreicht werden. (In dem Ausdruck „elastische Festigkeitsanpassung“ ist das Wort „elastisch“ kausal zu verstehen, indem nämlich elastische Kräfte die Ursache dieser Festigkeitsanpassung sind, im Gegensatz zur weiter unten definierten „plastischen Festigkeitsanpassung“, welche durch vorangehende plastische Formänderungen bedingt ist.)

Auf Grund der für das Gebiet II angestellten Überlegungen kann an eine Ermittlung der Längsspannungen aus den Längsdehnungen für das folgende Gebiet III auf diesem Wege nicht mehr gedacht werden. Dieses Gebiet erstreckt sich von jener mittleren Beanspruchung σ_m^* an bis zu derjenigen, für welche die S-Grenze an allen Punkten überschritten ist, in vorliegendem Falle bis zu

$$\sigma_m = 2450 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_m^{**}$$

Dasselbe gilt für Gebiet IV.

Die mittlere Bruchbeanspruchung bezogen auf den ursprünglichen Lochquerschnitt betrug:

$$\sigma_m^B = 3390 \text{ kg/cm}^2.$$

Bezüglich der Querdehnungen, welche hier — wie unter II schon erwähnt — vernachlässigt werden mußten, sei noch gesagt, daß sie auf die hier gezogenen Schlußfolgerungen keinen Einfluß haben, da diese sich im wesentlichen nicht auf die Größen-Werte der Spannungs- und Festigkeitsverhältnisse erstrecken, sondern auf deren Verhältnisse. An den Verhältnissen aber würde ihre Berücksichtigung nichts ändern.

IV.

Als zweite Gruppe wurde eine Anzahl Stäbe untersucht, welche vor der Untersuchung einer mittleren Beanspruchung von

$$\sigma_m^I = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

unterworfen waren. Aus Abb. 5 ist ersichtlich, daß bei dieser Beanspruchung die S-Grenze im Lochquerschnitt von Punkt o an bis ungefähr Punkt 6 erreicht oder überschritten ist.

Gemäß der ungleichmäßigen Längsspannungs-Verteilung im elastischen Bereich sind nach Überanstrengungen auch die bleibenden Längsdehnungen ungleichmäßig. Sie sind in Punkt o am größten und nehmen gegen den Stabrand zu allmählich ab; eine nach der Überanstrengung eingetretene Verfestigung ist deshalb in Punkt o auch von höherem Grad und nimmt ebenfalls gegen den Stabrand zu ab. Es war deshalb zu erwarten, daß die P-, S- und Bruchgrenzen für die mehr beanspruchten Punkte mehr gehoben werden als die für die weniger beanspruchten, noch mehr als sie unter Belastung durch die elastische Festigkeitsanpassung gehoben werden.

Die Versuche an dieser Gruppe von Stäben, welche nach der Vorbelastung zum Zwecke der Verfestigung auf 100° C angelassen worden waren, bestätigen dies in hohem Maße.

Abb. 7 zeigt die Schar der Belastungs-Dehnungskurven mehrerer Querschnittspunkte für diese Stabgruppe; man sieht, um welch wesentliches Stück die P- und S-Grenzen

d. h. bis zu jener Beanspruchung σ_m^* , die in diesem Falle $\sigma_m^* = 1980 \text{ kg/cm}^2$ beträgt, gilt wie bei den nicht vorbelasteten Stäben die geradlinige Beziehung, wie sie durch die geradlinig weitergeführte Material-Spannungs-Dehnungskurve veranschaulicht ist. Es ergibt sich dabei wiederum aus dem Schnittpunkt dieser mit dem Lot durch P.

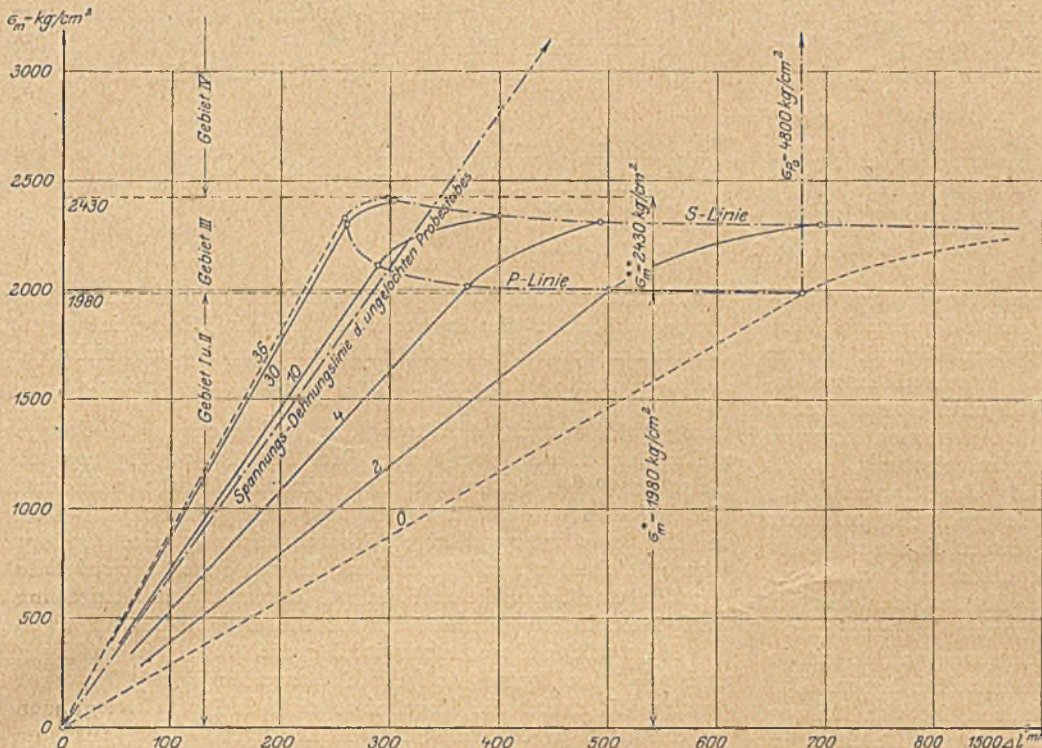


Abb. 7. Belastungs-Dehnungskurven für verschiedene Punkte des Lochquerschnittes bei einem gelochten Zugstab. Vorausgegangene Kaltreckung mit $\sigma_m^* = 2200 \text{ kg/cm}^2$, darnach erfolgte Anlassen auf 100° C .

für die meist beanspruchten Stellen weiterhin gehoben sind; die P-Linie verläuft hier bedeutend flacher, die S-Linie schon bald wagerecht.

Die nach erfolgter sechsmonatlicher Ruhe und dadurch eingetretener Verfestigung ermittelten Belastungs-Dehnungs-

Dem Begriff der elastischen Festigkeitsanpassung entsprechend kann hier der Einfluß der Verfestigung des Materials im Lochquerschnitt als

„plastische Festigkeitsanpassung“ bezeichnet werden; denn dadurch, daß infolge der Überanstrengung des Lochquerschnittes die meist beanspruchten Stellen sich mehr verfestigen als die weniger beanspruchten — falls natürlich die Verfestigung überhaupt eintritt —, werden sie befähigt, bei höherer Inanspruchnahme höhere Spannungen ertragen zu können, verhältnismäßig noch höhere als bereits infolge der elastischen Festigkeitsanpassung vor der Verfestigung aufgenommen werden konnten.

Über eine Ermittlung der Spannungs-Diagramme für Gebiet III und auch für Gebiet IV sei gesagt, daß hier erst recht keine einfache Beziehung zwischen Dehnungen und Spannungen hergestellt werden kann, da ja für jeden Punkt infolge des verschieden hohen Grades der Verfestigung andere Festigkeitsverhältnisse bestehen. Bis zu Gebiet III jedoch,

$$\sigma_{P0} = 4800 \text{ kg/cm}^2$$

Die Erreichung der S-Grenze über den ganzen Lochquerschnitt tritt hier ein bei

$$\sigma_m^* = 2430 \text{ kg/cm}^2.$$

Die mittlere Bruchbeanspruchung bezogen auf den ursprünglichen Lochquerschnitt betrug bei dieser Stabgruppe

$$\sigma_m^{0B} = 4100 \text{ kg/cm}^2.$$

Als dritte Gruppe wurde eine Anzahl Stäbe untersucht, welche mit einer mittleren Beanspruchung von

$$\sigma_m^r = 2600 \text{ kg/cm}^2$$

vorbelastet wurden. Abb. 5 zeigt, daß bei dieser mittleren Spannung die S-Grenze an allen Punkten des Lochquerschnittes überschritten ist.

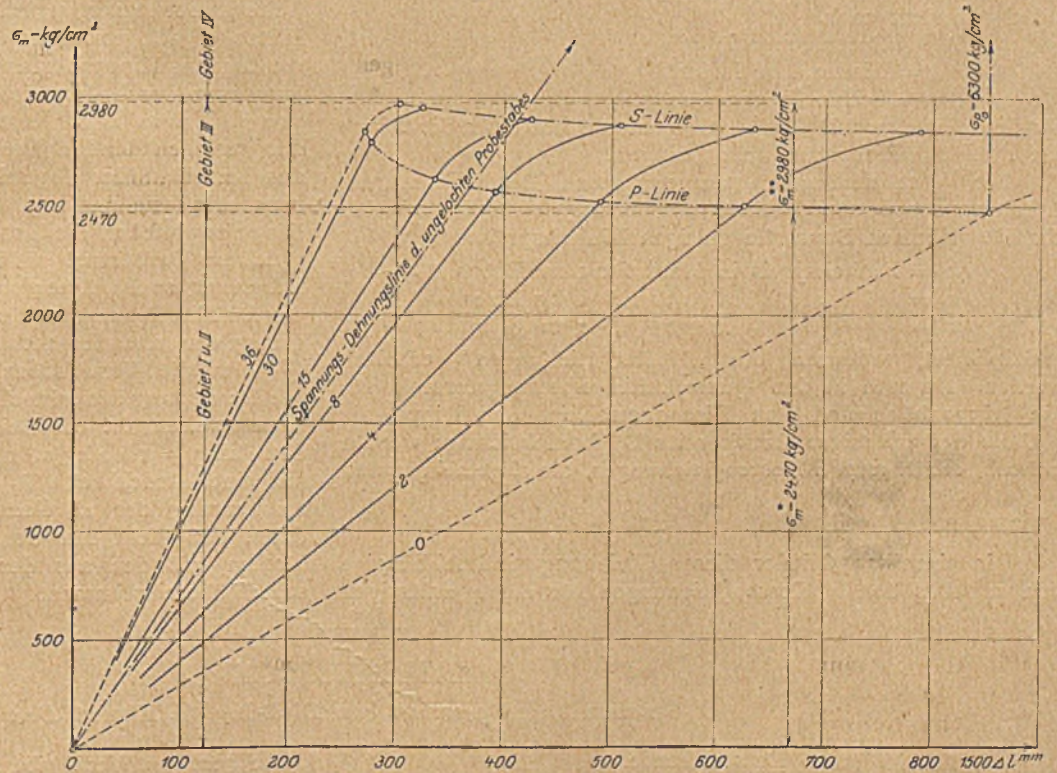


Abb. 8. Belastungs-Dehnungskurven für verschiedene Punkte des Lochquerschnittes bei einem gelochten Zugstab. Vorausgegangene Kaltreckung mit $\sigma_m^* = 2600 \text{ kg/cm}^2$, darnach erfolgte Ruhe von 6 Monaten

kurven für verschiedene Punkte des Lochquerschnittes sind in Abb. 8 dargestellt. Es zeigt sich hier dem höheren Grad der Verfestigung entsprechend ein noch flacherer Verlauf der

P- und S-Linie, vor allem hat sich die Verflachung der P-Linie auch auf die Gegend am Stabrand erstreckt. Die plastische Festigkeitsanpassung ist hier naturgemäß von höherem Grad als bei der zweiten Stabgruppe und sie dürfte auch ihren Größtwert erreicht haben, d. h. ein höherer Grad von Vorstreckung und danach erfolgter Verfestigung würde die P-

und S-Linie wohl nicht noch mehr verflachen. Die kritischen Spannungen ergaben sich hier zu:

$$\sigma_m^* = 2470 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_m^{**} = 2980 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{p_0} = 6300 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_m^{0B} = 4900 \text{ kg/cm}^2.$$

Im übrigen gilt im Prinzip dasselbe wie für die Stäbe mit örtlicher Überanstrengung und Verfestigung. (Forts. folgt.)

DIE WIRTSCHAFTLICH GÜNSTIGSTE BEMESSUNG DER RIPPENABSTÄNDE BEI PLATTENBALKEN-STRASSENBRÜCKEN *).

Von Dipl.-Ing. Johannes Lange, Köln.

Die richtige Bemessung der Rippenabstände einer Eisenbetonplattenbalkenbrücke ist in erster Linie für die wirtschaftlich günstigste Lösung der Aufgabe von großem Einfluß. Dieser Rippenabstand, genannt z , wird für Plattenbalkenstraßenbrücken untersucht und in allgemein gültigen mathematischen Formeln entwickelt. Als einschränkende Annahmen kommen in Frage: gleichmäßig verteilte Verkehrsbelastung, unbeschränkte Bauhöhe und freie Auflagerung der Rippen.

Der Gang der Untersuchung ist folgender: Man stelle sich eine sehr breite Brücke vor und denke sich aus dieser einen Streifen von der Breite z herausgeschnitten, zu dem einmal die Platte und ferner die Rippe gehört. Es bestehen nun bei gegebener Belastung p und der Spannweite l Beziehungen zwischen z , l und p , aus denen sich die Abmessungen und mithin die Massen für die Platte und die Rippe herleiten lassen. Um möglichst genaue Endergebnisse zu erhalten, ist von Anfang an darauf zu sehen, daß alle Entwicklungen und Ableitungen möglichst genau und frei von Annahmen durchgeführt werden. So ist es erforderlich, den Querschnitt und mithin das Gewicht der Platte aus dem statischen Moment herzuleiten und dergleichen auch die Höhe und den Eisenquerschnitt der Rippe ebenfalls so zu bestimmen. Die so ermittelten Massen werden dann für die Platte und die Rippe getrennt aufgestellt und zwar gesondert nach

B_m = Betonmenge in m^3

E_m = Eisenmenge in kg

S_m = Schalungsmenge in m^2

für die Platte und B'_m , E'_m , S'_m entsprechend für die Rippe auf 1 m^2 Brückengrundfläche bezogen.

Die jetzt rechnerisch aufgefundenen Beton-Eisen und Schalungsmengen der Platte sowie der Rippe werden mit den für die einzelnen Baustoffe gültigen Einheitspreisen

k_b = Einheitspreis in Mark für 1 m^3 Beton

k_e = „ „ „ „ 1 kg Eisen

k_s = „ „ „ „ 1 m^2 Schalung

multipliziert, wodurch die „Kostengleichungen“ erhalten werden. Da nun in den Querschnittsbemessungsformeln für die Rippenhöhe und den Eisenquerschnitt der Rippe die 4 Fälle der zulässigen Druckbreite B berücksichtigt werden müssen, erhält man 4 Kostengleichungen, die allgemein lauten

$$K = B_m \cdot k_b + E_m \cdot k_e + S_m \cdot k_s + B'_m \cdot k_b + E'_m \cdot k_e + S'_m \cdot k_s$$

Die einzelnen Glieder dieser Gleichung sind Abhängige von z . Aus den 4 Kostengleichungen für die 4 zulässigen

Druckbreiten kann man jetzt Gleichungen zur Berechnung des gesuchten z -Wertes herleiten, die als „Endgleichungen“ bezeichnet werden. Man bildet für jede der 4 Kostengleichungen den Differentialquotienten $\frac{dK}{dz}$, setzt diesen gleich Null und erhält durch Auflösen der gefundenen Gleichungen 4 Rippenabstände, von denen einer für die jeweilig gegebene Belastung und Stützweite der wirtschaftlichste sein muß. Um diesen nun zu ermitteln, setzt man die gefundenen z -Werte in die jeweilig zugehörige, Kostengleichung ein, wodurch man 4 Preise für 1 m^2 Brücke erhält, von denen derjenige den günstigsten Rippenabstand liefert, der mit der statisch zulässigen kleinsten Druckbreite die niedrigsten Kosten ergibt.

Eine solche Berechnung ist für die Fälle $p = 500 \text{ kg/m}^2$ und $p = 1000 \text{ kg/m}^2$ und für Stützweiten von 5 bis 15 m durchgeführt und die Ergebnisse sind in Form von Schaubildern aufgetragen. Die Schaulinien zeigen, daß der Rippenabstand z mit wachsender Stützweite der Rippen ebenfalls zunimmt. Der Grund hierfür liegt darin, daß die Kosten der Rippe in einem gewissen Verhältnis zu denen der Platte stehen, wie aus den Endgleichungen deutlich hervorgeht. Da das Kostenverhältnis zwischen Platte und Rippe für alle Stützweiten das gleiche ist, muß der mit zunehmender Stützweite immer teurer werdenden Rippe auch eine teurer werdende Platte gegenüberstehen, was nur durch einen immer größer werdenden Rippenabstand zu erreichen ist. — Weiterhin kann man durch Vergleich der Schaubilder für $p = 500 \text{ kg/m}^2$ und $p = 1000 \text{ kg/m}^2$ ersehen, daß die Größe der Belastung nur geringen Einfluß auf den Rippenabstand hat, was auch aus dem Bau der abgeleiteten Gleichungen hervorgeht. Bei zunehmender Belastung wird der Preis für die Platte und die Rippe zwar teurer, die Kosten ändern sich jedoch in annähernd gleichem Verhältnis. Was den Einfluß der Druckbreite B_0 anbelangt, so ist dieser von geringer Bedeutung; denn die für die 4 Fälle B_0 aufgezeichneten Schaulinien weichen nur sehr gering von einander ab.

Um die Verwendbarkeit der aufgestellten Gleichungen zur Ermittlung des wirtschaftlich günstigsten Rippenabstandes nachzuweisen, ist ein Beispiel durchgerechnet und zwar für den Fall $p = 1000 \text{ kg/m}^2$ und für eine Stützweite von $l = 10 \text{ m}$ mit einer Druckbreite $B_0 = 16 \text{ d}$ und unabhängig von einer Auswertung der abgeleiteten Endgleichungen. Man findet dann, daß nicht nur der Rippenabstand, sondern auch die Kosten mit den aus den Gleichungen gefundenen Werten scharf übereinstimmen.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

326. 10 Jahre hochwertiger Sonderportlandzement. Von Oberbaurat Ing. Spindel. Tonindustrie-Zeitung 1924, Nr. 24, S. 246—249. Angeregt durch die Ungleichwertigkeit des Zements, hat Verfasser vor zehn Jahren bei der Prüfungsstelle für Baustoffe bei der Staatsbahndirektion Innsbruck Ver-

suche gemacht, Verf. gibt in der Folge einen Bericht der Ergebnisse und schließt mit einer Bindemittel-Tafel.

327. Hochwertige Portlandzemente. Von Dr. Haegermann. Zement 1924, Nr. 12, S. 111—113. Nach allgemeinen Erörterungen über Sonder-Portlandzemente bespricht Verfasser darauf bezügliche Versuche, und zwar über Siebrückstand, Abbindezeit und Festigkeiten, gibt die Analyse an und stellt in einer Zusammenfassung die Ergebnisse der Untersuchungen fest.

*) Auszug aus der an der Technischen Hochschule zu Braunschweig eingereichten Doktor-Dissertation.

328. Welche Anforderungen stellt heute die deutsche Betonindustrie an Zement? Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst (Karlsruhe). Tonindustrie-Zeitung 1924, Nr. 24, S. 243—245. Nach vorherigem Eingehen auf die derzeitige Lage in der Zementherstellung gibt Verfasser den Wunsch zu erkennen, daß unsre deutschen Erzeugnisse in Zukunft allgemein wieder nicht nur in der Gleichmäßigkeit, sondern auch in der Güte den erhöhten Anforderungen entsprechen, die das Bauwesen aus technischen und wirtschaftlichen Gründen an den Zement stellt.

329. Kieselsäurereiche Zemente und Schachtofen. Von O. F. Tonindustrie-Zeitung 1924, Nr. 25, S. 267—268. Veranlaßt durch die Auffindung eines stark kieselsäurehaltigen Steingemenges, das neben einer Kalkmergel-Abraumerde unbedingt verwendet werden mußte, wurden die vom Verfasser angeführten Untersuchungen in Angriff genommen, deren Ergebnis einen Zusatz des Steingemenges von 25 % als günstigste Verwendung ergab.

330. Der vollkommene Zement. Von Dr.-Ing. Fricsecke. Tonindustrie-Zeitung 1924, Nr. 24, S. 245—246. Nach einer Feststellung, daß der deutsche Zement gegenüber anderen Zementen nicht eine volle Hochwertigkeit besitzt, erörtert Verfasser die Ansprüche, die an einen vollkommenen Zement zu stellen sind, dessen Gütemerkmale folgende sind: Farbe, Beginn des Abbindens, Einfluß erhöhten Wasserzusatzes auf die Festigkeit, Druckfestigkeit nach 3 und 28 Tagen, Zug- und Schlagfestigkeit, Dehnungsfähigkeit, Schwindung und Widerstand gegen chemische Einwirkung.

331. Tonerdezement. Von Dr. Richard Grün. Tonindustrie-Zeitung 1924, Nr. 24, S. 249—251. Nach einer Zusammenstellung über die chemische Zusammensetzung der Zemente erläutert Verfasser die Bezeichnung der Tonerdezemente, einiges Geschichtliches, die Zusammensetzung der Tonerdezemente, die Erhärtung, die Eigenschaften, faßt die Ergebnisse zusammen und gibt zum Schluß noch einschlägige Literatur an.

332. Heizöl in der Zementindustrie. Von Dr. A. Spengel, Tonindustrie-Zeitung 1924, Nr. 25, S. 270—271. Über die künftige Bedeutung der Ölheizung für die Zementindustrie spricht Verfasser in der Folge und betont vor allem, daß neben allen anderen Vorteilen durch die verbilligte Beförderungsweise durch Tankschiffe der Heizölbrand dem Kohlenbrand vorzuziehen sei.

333. Beton in Meerwasser. Von Dr. S. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 13, S. 105—106. Verfasser bespricht die Ergebnisse von Versuchen an verschiedenartigen Zement- und Betonwürfeln, welche an verschiedenen Stellen dem Meerwasser ausgesetzt worden sind, deren Zustand nach 1—20 Jahren und gibt eine Tabelle über die Druckfestigkeit der Mörtelwürfel, die in Meerwasser aufbewahrt wurden.

334. Amerikanischer Temperguß. Von Dr.-Ing. Rudolf Stotz. Stahl und Eisen 1924, Nr. 13, S. 333—337. Verfasser gibt eine Zusammenstellung des für den europäischen Fachmann wichtigsten Inhalts des Buches von H. A. G. Schwartz über amerikanischen Temperguß.

335. Das Greifen von Walzen bei veränderlicher Walzgeschwindigkeit. Von W. Tafel, Breslau und E. Schneider, Gleiwitz. Stahl und Eisen 1924, Nr. 12, S. 306—309 mit 9 Abb. Nachdem die Theorie des Greifvorganges behandelt wurde, sprechen die Verfasser über den Einfluß der Stoffbeschaffenheit, den der Walzgeschwindigkeit auf die Reibungszahl, die Verlagerungszeit und die Geschwindigkeit für das Greifen. Anschließend werden Versuche an glatten und gerauten Walzen beschrieben und die günstigste Walzgeschwindigkeit festgestellt.

336. Über den Perlit. Von A. Schrader, Charlottenburg. Stahl und Eisen 1924, Nr. 12, S. 309—311 mit 5 Abb. Bezug nehmend auf die mikroskopische Analyse der Eisenkohlenstoff-Legierungen von Osmond, berichtigt Verfasser diese Theorie dahin, daß sich Perlit, Troostit und Sorbit wesensgleich erweisen.

337. Perlitguß. Von Direktor K. Emmel, Mülheim (Ruhr). Stahl und Eisen 1924, Nr. 13, S. 330—333 mit 7 Abb. Verfasser nimmt Stellung zur Frage der Darstellung von Perlitguß, beschreibt Gefügebilder und die Struktur von Kolbenringguß.

338. Wasserlöslichkeit und Hydratation der Calciumaluminat. Von Dr. H. Kühl und H. Thüring. Zement 1924, Nr. 12, S. 109—111. Anschließend an Versuche im zementtechnischen Institut der Technischen Hochschule-Berlin machen die Verfasser Mitteilungen über die Hydratationsvorgänge der Aluminat, als der Hauptbestandteile der Bauxitzemente; desgleichen über derartige Versuche mit Bezug auf Portlandzement.

339. Vergleichende Versuche mit 50-t-Baustoffprüfern. Von Dr. Hans Hecht. Tonindustrie-Zeitung 1924, Nr. 24, S. 251—252 mit 1 Abb. Verfasser gibt die durch

Vergleichsversuche der Baustoffprüfer untereinander und mit einer 30-t-Amslerpresse mit Quecksilber-Manometer erreichten Ergebnisse in Tabellen wieder.

340. Aus Versuchen über die Druckelastizität von Mauerwerk. Von Otto Graf, Stuttgart. Bautechnik 1924, Nr. 14, S. 151—152 mit 2 Abb. Angeregt durch verschiedene Anfragen, sowie Erörterungen von Bauschäden wurden früher aufgenommene Untersuchungen mit Mauerwerk fortgesetzt, deren Ergebnisse Verfasser in der Folge mitteilt.

341. Wärmewirtschaft in Kalksandsteinfabriken. Von Prof. Chr. Eberle, Darmstadt. Tonindustrie-Zeitung 1924, Nr. 26, S. 279—281 mit 6 Abb. Um eine Grundlage für die Beurteilung der Wärmebewirtschaftung zu gewinnen, wurden auf Veranlassung des Reichsvereins der Kalksandsteinfabriken in zwei Werken eingehende Untersuchungen über den Wärmeverbrauch, die Wärmeverteilung auf die einzelnen Arbeitsvorgänge und Ausnutzung der Wärme durchgeführt, deren Ergebnisse hier besprochen werden.

342. Ist eine Trockenanlage über dem Ofen einer solchen zu ebener Erde vorzuziehen? Von J. Kotterbe (Görlitz). Entgegnung von Dämmler. Tonindustrie-Zeitung 1924, Nr. 25, S. 268—269. Trotz höherer Baukosten gibt Verfasser an, daß die Trockenanlage über dem Ofen einer solchen zu ebener Erde der niedrigeren Betriebskosten halber vorzuziehen ist, während in der Entgegnung Herr Dämmler die Trockenanlage zu ebener Erde bevorzugt.

Baumaschinen.

Statik und Festigkeitslehre.

343. Eine einfache Formel zur statischen Berechnung durchlaufender Brückengewölbe auf elastischen Pfeilern und nachgiebigem Untergrund. Von Dr.-Ing. S. Schwätzer, Wien. Der städtische Tiefbau 1924, Nr. 5/6, S. 15—18 mit 4 Abb. Bezug nehmend auf eine von Max Ritter aufgestellte einfache Näherungsformel für den Horizontalschub einer belasteten Öffnung, gibt Verfasser eine noch einfachere Näherungsformel an, die für eine Belastung aller Öffnungen gültig sein soll.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

344. Die Umgestaltung der New-Yorker Verkehrsanlagen beim Bau der Hudsonbrücke. Von Dipl.-Ing. A. Müllenhoff, Sterkrade. Bautechnik 1924, Nr. 14, S. 148—149 mit 1 Abb. Verfasser beschreibt die von Lindenthal seit 30 Jahren geplante Brücke über den Hudson, deren Ausführung für den erweiterten Verkehr zwischen New York und dem gegenüberliegenden Festland unbedingt notwendig geworden ist, da die unterirdischen Verkehrswege, sowie auch die Fähren, den Verkehr nicht bewältigen können.

b) Hölzerne Brücken.

c) Stein- und Betonbrücken.

d) Eisenbetonbrücken.

e) Eiserne Brücken.

345. Der Ideenwettbewerb „Verkehrsanlage Woltmershausen“ über die Weser bei Bremen. Von Baurat E. Burghart, Bremen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 12, S. 93—96 mit 8 Abb. Verfasser beschreibt die bei dem Ideenwettbewerb „Verkehrsanlage Woltmershausen“ eingegangenen Projekte, bei deren Entwurf auf die Seeschifffahrt mit ihren hochragenden Schiffsaufbauten Rücksicht genommen werden mußte. Die preisgekrönten und angekauften Projekte umfassen zwei Hubbrücken, wovon eine den ersten Preis errang, zwei Schwebefähren und zwei Hochsteg.

Industriebauten.

*(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

346. Binderkonstruktion für ein Kohlenschuppdach von besonderer Bauart. Von Oberg. von Teng, Hannover. Industriebau 1924, Nr. 2, S. 31. Verfasser erläutert einen Fall, bei dem Bandtransportanlagen durch die Dachkonstruktion hindurchlaufend ausgeführt werden mußten, wobei die Binder von 15 m Spannweite eine besondere Form erhalten haben. Anschließend gibt Verfasser die der Binderberechnung zugrunde liegenden Belastungen an.

Gründungsarbeiten usw.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

347. Wasserwirtschaft und Heimatschutz. Vortrag von Ministerialrat Prof. A. Stürzenacker, Karlsruhe. Schweizerische Wasserwirtschaft 1924, Nr. 3, S. 39—46 mit 6 Abb. Nach allgemeinen Erörterungen der Gegensätze zwischen Heimatschutz und Volkswirtschaft, im besonderen Wasserwirtschaft, gibt Verfasser Anregungen zur Lösung der kulturellen Aufgaben der Technik.

348. Eine neue Methode der Wassermessung. Von Prof. F. K. Th. van Iterson. De Ingenieur 1923, Nr. 51, S. 1038 mit 1 Abb. Aus der Größe des Druckhöhenunterschiedes des Wassers vor dem Eintritt in eine Zentrifugalpumpe und bei dem Austritt aus derselben wird auf die erzielte Wassergeschwindigkeit und von dieser auf die geförderte Wassermenge geschlossen; vergleichende Angaben über Versuchsmessungen; große Genauigkeit des Verfahrens.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

349. Verbilligung des Schleppbetriebes auf Binnenwasserstraßen. Von Reg.- u. Baurat Piper, Fürstenwalde. Bautechnik 1924, Nr. 14, S. 147—148. Um eine billigere Methode des Schleppbetriebes, als es die des Schleppens mit Schleppbooten ist, festzustellen, vergleicht Verfasser in der Folge die Vor- und Nachteile anderer Schleppmethoden, und zwar die der Kettenschlepperei, des Schleppzugs vom Lande, der Unterwasserschleife und der Überwasserschleife, welche letzterer Verfasser neben der freien Schleppschiffahrt den Vorzug gibt.

350. Trockendock für Tandjong Priok. De Ingenieur 1923, Nr. 52, S. 1045—1051 mit 17 Abb. Beschreibung des für 8000-t-Schiffe von Burgehout's Maschinenfabrik und Schiffswerft, Rotterdam, nach den Plänen des Hamburger Dockbaubüros Matthiesen & Müller in den Jahren 1922/23 erbauten selbstdockenden Schwimmdocks (also kein Trockendock); Bau, Stapellauf, Ausrüstung des Docks, das auf dem Seewege nach Tandjong Priok in Ostindien ohne Unfall geschleppt wurde.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

351. Aufgelöste oder Massivtalsperre. Von Dr.-Ing. Enzweiler. Deutsche Wasserwirtschaft 1924, Nr. 2, S. 58—61. Angeregt durch den Einsturz der Glano-Talsperre, vergleicht Verfasser die Vorteile der aufgelösten Talsperren mit Massivtalsperren und gibt eine Zusammenstellung von Talsperren in aufgelöster Bauweise im Ausland.

352. Die Anwendung des Eisenbetons zum Bau von Talsperren. Von Dr.-Ing. Fritz, Maler, Karlsruhe. Deutsche Wasserwirtschaft 1924, Nr. 2, S. 65—68 mit 4 Abb. Nach allgemeinen Erörterungen über die bei der Konstruktion und dem Entwurf von aufgelösten Talsperren zu beachtenden technischen Gesichtspunkte beschreibt Verfasser im Hinblick auf jene den Entwurf und die derzeitige Bauausführung der Vöhrenbachtalsperre.

353. Der Einsturz der Gleno-Talsperre. Von Prof. Dr.-Ing. Adolf Ludin. Deutsche Wasserwirtschaft 1924, Nr. 2, S. 33—48 mit 36 Abb. Eingehende Untersuchungen der Konstruktion und Bauausführung der Gleno-Talsperre ließen Verfasser zu folgendem Resultat kommen: Die Hauptfehler sind 1. fehlerhafte Gründung der Grundmauer, 2. mangelhafte Bauausführung der Grundmauer, 3. unzulängliche Bemessung und Bewehrung der Gewölbe, 4. mangelhafte Betonausführung, 5. fehlerhafte Konstruktion des Pfeilers und 6. fehlerhafte Gründung der hoch beanspruchten Pfeiler auf dem minderwertigen Kalkmörtelmauerwerk.

354. Die geologischen Voraussetzungen für die Errichtung von Talsperren in Deutschland und die Durchführung geologischer Vorarbeiten bei ihrer Planung. Von A. Leppla. Deutsche Wasserwirtschaft 1924, Nr. 2, S. 55—58. Verfasser bespricht allgemeine Forderungen an die geologische Beschaffenheit als Voraussetzung für einen Talsperrenbau, sowie die dafür notwendigen Vorarbeiten.

355. Ein Beitrag zur statischen Berechnung aufgelöster Gewölbestaumauern. Von Baudirektor Link und Dipl.-Ing. Gaebele (Essen). Deutsche Wasserwirtschaft 1924, Nr. 2, S. 50—55 mit 12 Abb. Nach allgemeinen Erläuterungen über die Berechnung aufgelöster Gewölbestaumauern gibt Verfasser eine zahlenmäßige Berechnung einer solchen von 65 m Höhe, und zwar zunächst die Bestimmung des Schwerpunktes, dann die der Kerngrenzen, gibt eine Berechnung der Kräfte und Momente und am Ende eine solche der Spannungen und der Gleitsicherheit.

356. Zum Wasserkraftausbau im deutschen Mittelgebirge. Von Reg.-Baurat Mauber. Deutsche Wasserwirtschaft 1924, Nr. 2, S. 68—69. Verfasser gibt in vor-

liegendem Aufsatz einen kurzen Beitrag über die bei einem großzügigen Wasserkraftausbau erforderlichen wirtschaftlichen Erwägungen unter besonderer Berücksichtigung des deutschen Mittelgebirges.

357. Vom Bau des Walchenseekraftwerkes. Von R. Wasserkraft 1924, Nr. 7, S. 90—92 mit 5 Abb. Nach Angabe der drei verschiedenen Baulose des Walchenseewerkes, beschreibt Verfasser das zweite und schwierigste, den Kesselbergdurchstich, umfassend das Einlaufbauwerk im Urfeld und den Druckstollen; das Wasserschloß und die anschließende Rohrbahn, ausgeführt durch die Tiefbauunternehmung Rud. Wollé.

358. Mittlere-Isar-Werke. Walchenseewerk. Baubericht von Ing. Kronenfeldt. Zeitschrift des Österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1924, Nr. 11/12, S. 97—98. Verfasser bespricht den Bau und die Anlage zunächst des mittleren Isar-Werkes, beschreibt die Einteilung in Abfanggraben, Speicherweiher, das Wehr, vier Stufen und die Kraftwerke. Vom Walchenseewerk bespricht Verfasser die schon in Betrieb befindliche elektrische Anlage.

359. Der Ausbau der mittleren Isar. Vortrag von Ministerialrat Krieger. Wasserkraft 1924, Nr. 7, S. 83—89 mit 2 Abb. und 2 Tafeln. Nach allgemeinen Betrachtungen über die Kraftwerke der mittleren Isar und Vergleichen mit anderen Kraftwerken, bespricht Verfasser das Wehr bei Oberföhring, das Einlaufbauwerk, den daran sich anschließenden Speicherweiher, welcher bei dem nachbeschriebenen Kraftwerk Freising in einen Kanal endet; beschreibt die beiden Großstufen in letzterem bei Aufkirchen und Eitting und die angeschlossenen Kraftwerke und beendet seinen Vortrag mit der Beschreibung der Zurückleitung des Wassers in die Isar.

360. Die Wasserleitungskraftwerke Lunz—Gaming—Kienberg. Von Oberbaurat Ing. Bodenseher. Zeitschrift des Österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1924, Nr. 11/12, S. 94—97 mit 2 Abb. Verfasser beschreibt die durch Trinkwasser betriebenen Wasserleitungskraftwerke Lunz—Gaming—Kienberg, bei deren Anlage besondere Rücksicht darauf genommen werden mußte, daß das Trinkwasser nicht geschädigt und der Wasserleitungsbetrieb nicht gestört wurde.

361. Ausfuhr elektrischer Energie und Ausbau der schweizerischen Wasserkraft. Referat von Ing. W. Trüb u. Korreferat von Dr.-Ing. E. Steiner. Schweizerische Bauzeitung 1924, Nr. 13, S. 149—155. Verfasser nehmen Stellung zu der Frage, ob eine planmäßige Regelung des Kraftwerkbauens, sowie auch der Energieausfuhr im Interesse der schweizerischen Volkswirtschaft wünschenswert erscheint, und wenn ja, in welcher Weise.

362. Die Wasserkraft Jugoslawiens. Von Ing. Stephan Szawits-Nossan. Zeitschr. d. Österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1924, Nr. 11/12, S. 98—101. Es werden in der Folge die bereits ausgebauten Wasserkraftwerke in Jugoslawien, dann die baureifen Entwürfe und die ferneren reichen Möglichkeiten der Wasserkraftnutzung im Königreich der Serben, Kroaten und Slowenen vorgeführt.

363. Schwedens Wasserkraft und deren Ausnutzung. Von Dr.-Ing. eh. V. Hansen. V. d. I. 1924, Nr. 14, S. 321—327 mit 13 Abb. Nach einer zahlenmäßigen Zusammenfassung der heutigen ausnutzbaren Wasserkraft in Schweden und ihrer Leistungsfähigkeit, sowie seiner zukünftigen Ausnutzungen, spricht Verfasser über die Organisation der königl. Wasserfalldirektion, erklärt gesetzgeberische Maßnahmen zur Förderung der Wasserkraft-Ausnutzung und behandelt die technische Ausführung einiger kennzeichnender Wasserkraftwerke.

364. Leistungsversuche an einer Kaplan-turbine. Von Prof. Dr. H. Meixner und Prof. K. Zickler, Brünn. H. d. I. Mitteilungen 1924, Nr. 2, S. 23—25 mit 2 Abb. Verfasser beschreiben die in dem Kraftwerk der Elektrizitätsgenossenschaft Wiesenberg mit einer von der Firma Storek in Brünn gelieferten Kaplan-turbine gemachten Versuche, geben eine kurze Darstellung der Einrichtung sowie des Ergebnisses dieser Leistungsversuche.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

365. Das Bespritzen von Stollenwandungen und -Verkleidungen mit Beton im Niederländischen Minenbezirk. Von W. H. D. De Jongh. De Ingenieur 1924, Nr. 12, S. 207—209 mit 4 Abb. Kurzer Bericht über das Torkretverfahren und seine bekannten Anwendungsmöglichkeiten, Einführung auf Versuchsstrecken als Stollenverkleidung; bisher keine Erfahrungen.

Straßenbau.

366. Aufzeichnungen über moderne Straßenkonstruktionen und einzelne Anwendungen auf Staatsstraßen. Von D. A. Van Heyst. De Ingenieur 1924, Nr. 1, S. 1—4 mit 2 Abb. Beschreibung der mit Teer,

bituminösen Stoffen und Beton in den Jahren 1921/22 hergestellten Probestrecken. Langjährige Erfahrungen liegen noch nicht vor.

Eisenbahnbau und -betrieb.

367. Zur Frage der Turbolokomotive. Von Obering. O. T. Post, Schladern a. d. Sieg. V. D. I. 1924, Nr. 13, S. 302—304. Verfasser bespricht die Anwendung der Kondensation auf Lokomotiven und die Ersparnis an Kohle bei einer Turbolokomotive gegenüber einer normalen Kolbenmaschine, vergleicht eine Turbolokomotive mit einer preußischen P 8, gibt Gewichte und Konstruktionseinzelheiten an und zeigt die Vor- und Nachteile ausgeführter Turbolokomotiven.

368. Leistungsmaßstab für Lokomotivausbesserungswerke. Von Oberreg.-Baurat Weese, Magdeburg-Buckau (Forts.). Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1923, Nr. 12. Im fünften Teil seiner Ausführungen spricht Verfasser über die Aufstellung der Ausbesserungseinheiten, und zwar über die Arbeiten an Gestell und Maschine, die Arbeiten am Kessel und am Tender.

369. Die Personen-, Gepäck- und Tiertarife der Regiebahnen im besetzten Rhein- und Ruhrgebiet. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1924, Nr. 13, S. 228—229. Verfasser gibt eine Zusammenstellung der Tarife für Personen, Gepäck, Tier- und Frachtgüter und spricht über die Art der Transporte.

370. Weniger Stückgut, mehr Wagenladungsverkehr. Von Eisenbahnersekretär Beyer, Dresden. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1924, Nr. 13, S. 229—230. In der Folge werden Untersuchungen angestellt, welche Vor- und Nachteile der Stückgut- und der Wagenladungsverkehr haben und welche Maßnahmen zur Einschränkung des Stückgutverkehrs notwendig wären.

371. Die elektrische Zugförderung in Schweden. Von Oberreg.-Baurat Naderer, München (Forts.). Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1923, Nr. 12, S. 242—247 mit 8 Abb. Als Ergebnis einer Studienreise durch Schweden berichtet Verfasser über die Bahnstromfernleitungen, die Unterwerke, die Streckenausrüstung, die Schwachstromanlagen, die Betriebsmittel, den Betrieb und die Betriebsziffern und schließt mit einigen Mitteilungen über die weiteren Elektrierungspläne Schwedens.

372. Die Verwaltungsform des sächsischen Eisenbahnnetzes und ihre Neugestaltung. Von Oberreg.-Baurat Friedrich. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1924, Nr. 13, S. 221—228. Beschreibung der im vormals sächsischen Eisenbahnnetz eingeleiteten Neugliederung der Organisation, Darstellung der jetzigen und künftigen Verwaltungsform.

373. Jugoslawische Anschlußbahnen zur Adria. Von Prof. Ing. Hacevic. Zeitschr. d. Österr. Ing. u. Arch.-Vereins 1924, Nr. 13/14, S. 111—113. Der vorliegende auszugsweise übersetzte Bericht behandelt den letzten Stand der von der jugoslawischen Öffentlichkeit besonders lebhaft besprochenen Verbindungsmöglichkeiten zur Adria.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

374. Trägheitsmomente bei Eisenbetonrahmen. Von Dr.-Ing. Schmidmann, Stuttgart. Beton und Eisen 1924, S. 75—77 mit 2 Abb. Der Aufsatz enthält eine kurze Kritik der bisher üblichen, verschiedenen Methoden der Querschnittsannahmen bei Entwurfsarbeiten. Verfasser fordert eine möglichste Übereinstimmung der der Rechnung zugrunde gelegten Querschnitte mit denen bei der Dimensionierung gewählten.

375. Der Kesselhausumbau in Eisenbeton auf Grube „Stadt Görlitz“ in Kohlfurt i. Schl. Von W. Iwand, Breslau. Beton u. Eisen 1924, Heft 7, S. 73—75 mit 8 Abb. Beschreibung der Eisenbetonkonstruktion, einer zwei-stieligen Rahmenbinders, der Bauausführung, sowie der Gesamtanlage.

376. Nomographie in der Eisenbetonrechnung. I. Teil. Von Reg.-Bmstr. R. Jacki, Erfurt. Beton und Eisen 1924, S. 77—82 mit 17 Abb. Es werden an der Hand von Beispielen mit Hilfe von Fluchtentafeln und Fluchtenrechtecken häufig im Eisenbetonbau vorkommende Berechnungen nomographisch gelöst.

377. Reformbedürftigkeit der Betonvorschriften. Von Dr. techn. E. Proksch, Sinaia. Zeitschr. d. Österr. Ing. u. Arch.-Vereins 1924, Nr. 13/14, S. 120—122. Es

handelt sich um die österreichischen Vorschriften. Nach Ansicht des Verfassers ist eine Ermäßigung der zulässigen Eisenbetonzugspannungen sowie eine Erhöhung der zulässigen Temperaturspannungen am Platze.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau).

Holzbau.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

378. Vom Bürohaus des Allgemeinen Deutschen Gewerkschaftsbundes in Berlin. Von Baurat Karl Bernhard. Deutsche Bauzeitung 1924, Nr. 27, S. 49—54 mit 17 Abb. (Schluß.) Anschließend an die vorangegangene Beschreibung der allgemeinen Anlage des Baues und die besonderen Anordnungen, die mit Rücksicht auf den die Baustelle unterfahrenden Tunnel der Untergrundbahn nötig wurden, stellt Verfasser nachstehend die konstruktiven Gesichtspunkte und Anordnungen dar und gibt in Kürze einige eigenartige Einzelheiten.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

379. Die Technik des Arbeiterschutzes. Von Dr.-Ing. Konrad Hartmann. Gesundheits-Ingenieur 1924, Nr. 13, S. 97—101. Aus einer vierzigjährigen Erfahrung heraus stellt Verfasser zusammen, wodurch der augenblickliche Stand der Arbeiterschutztechnik sich kennzeichnet, welche Wege für die weitere Ausgestaltung bereits eingeschlagen und mit Aussicht auf Erfolg weiter zu verfolgen sind und was unter den bestehenden Verhältnissen als erreichbares Ziel angesehen werden kann.

380. Soziale Versicherungen und Verhütung von Betriebsunfällen. Von W. Buschmann (Hannover). Tonindustrie-Zeitung 1924, Nr. 25, S. 269—270. Angeregt durch einen Aufsatz in Nr. 13 d. Ztschr. über die Verhütung von Betriebsunfällen gibt Verfasser im Folgenden eine Entgegnung, die einige aufklärende — den Gegenstand natürlich nicht erschöpfende — Ausführungen enthalten.

381. Wirtschaftliche Anordnung von Tragkonstruktionen. Von Ing. Dr. F. Glaser, Wien. Zeitschr. d. Österr. Ing. u. Arch.-Vereins 1924, Nr. 13/14, S. 116—117. Verfasser gibt einige kurze Ratschläge zur Betrachtung wirtschaftlicher Gesichtspunkte beim Entwurf von Decken- und Dachkonstruktionen, sowie von Fahrbahngerippen bei Straßenbrücken.

382. Ein baukünstlerischer Wettbewerb in der Hildesheimer Altstadt. Von Gensel. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 12, S. 96—97 mit 2 Abb. Es handelt sich hier um eine Bauaufgabe, die von dem Standpunkte des Städtebaus, der Denkmalpflege und des Wohnungsbaues regste Anteilnahme verdient, die aber auch trotz ihres verhältnismäßig bescheidenen Umfanges an den Baukünstler, besonders an seine Selbstverleugnung und Anpassungsfähigkeit, ungewöhnlich hohe und strenge Anforderungen stellt.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalmeldungen. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

383. Über materialgerechten Natursteinbau, Ziegelrohbau und Putzbau. Von Prof. Dr. H. Seipp, Erfurt. Bautechnik 1924, Nr. 14, S. 150—151. Im Vorstehenden behandelt Verfasser eine Anzahl ästhetischer Forderungen, welche für die gegenwärtigen Darlegungen nur soweit in Betracht kommen, als die Verwendung der verschiedenen baulichen Werkstoffe: Naturstein, Ziegel, Putz an der ästhetischen Wirkung für den Auf- und Ausbau Anteil hat.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

Baunfälle.

Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

27. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS (E. V.).

Kurze Auszüge der am 25. und 26. April in Berlin gehaltenen Vorträge.

1. Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten.

Vortrag von Professor H. Spangenberg, München.

Zuerst wird an Hand von Lichtbildern ein Überblick über die neueren weitgespannten Eisenbetonbogenbrücken des Auslandes sowie über eine Anzahl nicht ausgeführter Entwürfe großer Eisenbetonbogenbrücken gegeben. Diese Übersicht wird benutzt, um den Einfluß zu untersuchen, den der Eisenbetonbau auf die Entwicklung weitgespannter massiver Bogenbrücken ausgeübt hat. Dabei erkennt man, daß die Eisenbetonbauweise zwar für die konstruktive Durchbildung der Wölbbrücken sehr wertvoll gewesen ist, daß aber die durch sie erzielten Fortschritte in der Überwindung größerer Spannweiten gegenüber Bogenbrücken in Mauerwerk oder Beton überraschend gering sind.

Während die größte eiserne Bogenbrücke 300 m Spannweite besitzt, hat man erst in neuester Zeit mit zwei Eisenbetonbogenbrücken die Spannweite von 100 m überschritten, ein Maß, dem man sowohl in Bögen aus Mauerwerk wie aus Beton sehr nahe gekommen ist.

Die Gründe für die bisherige Entwicklung werden dargelegt und dabei werden als hauptsächliche Hindernisse für eine starke Steigerung der Spannweiten erkannt: die geringe Ausnutzung der Eiseneinlagen in den hauptsächlich auf Druck beanspruchten großen Gewölben und die Abhängigkeit von den zur Bauausführung erforderlichen hölzernen Lehrgerüsten.

Unter Würdigung der Mängel und Gefahren, die in der gewöhnlichen Bauweise für weitgespannte Eisenbetonbrücken liegen, wird gezeigt, wie durch ein besonders vom Vortragenden angegebene Bauverfahren das bekannte System Melan auch für sehr große Spannweiten erschlossen werden kann. Es wird dadurch nicht nur eine einwandfreie und sichere Ausführung großer Eisenbetonbögen gewährleistet, sondern es ist damit auch die Möglichkeit einer rationellen Verwendung von hochwertigem Eisen, z. B. von Nickelstahl, für weitgespannte Eisenbetonbogenbrücken gegeben.

Der vorgeschlagene Weg wird an einem baureif durchgearbeiteten Entwurf einer Elbbrücke in Dresden von 136 m Spannweite und dem sehr kühnen Pfeilverhältnis von 1:15 im einzelnen erläutert und zum Schluß werden die in dem vervollkommenen System Melan liegenden Entwicklungsmöglichkeiten für die Überwindung sehr großer Spannweiten durch Eisenbetonbögen gestreift.

2. Die Einschleusung und Erweiterung des Fischereihafens zu Geestemünde, insbesondere der Bau der Doppelschleuse und die bisherigen Erfahrungen mit Gußbeton.

Vortrag von Regierungs- und Baurat Gaye, Geestemünde.

Die Notwendigkeit, nach dem verlorenen Kriege von der Einfuhr ausländischer Seefische unabhängig zu werden, und die schnelle Entwicklung des 1896 fertiggestellten Fischereihafens zu Geestemünde haben die preussische Bauverwaltung veranlaßt, die Erweiterung und Einschleusung des Geestemünder Fischereihafens in Angriff zu nehmen. Durch einen 10 km langen Deich wird das Watt an der Luneweser und die preussisch-oldenburgische Luneplate (zusammen rd 1720 ha) sturmflutfrei eingedeicht und auf preussischem Gebiet ein Hafengelände von 530 ha gewonnen. Zunächst wird ein rd 1500 m langes Hafenbecken für Fischereizwecke angelegt.

Der bisher offene Fischereihafen wird geschlossen und eine neue Einfahrt durch eine gegenüber der Bremerhavener Mole erbaute, sehr leistungsfähige Doppelschleuse (100 und 105 m Länge bei 30 und 12 m Breite und je 10 m Tiefe bei M.H.W.) geschaffen. Beide Schleusen werden durch Schiebetore verschlossen.

Die Doppelschleuse ist ohne Verblendung, Putz, Isolierschicht in reinem Gußbeton nach dem amerikanischen Gußbetonverfahren hergestellt worden. Diese Bauweise hat es ermöglicht, die 32 voneinander durch Fugen getrennten, bis zu 20 m hohen Baublöcke in 2—5 m hohen, in sich vollständig homogenen Arbeitsschichten zu gießen. Untersuchungen an zahlreichen herausgestemmteten Betonwürfeln haben ergeben, daß

1. eine Entmischung nirgends eingetreten ist,
2. der Gußbeton ein vollständig gleichmäßiges und vor allem sehr dichtes Gefüge aufweist,
3. die Festigkeit des Gußbetons im Bauwerk die Festigkeit von Stampfbeton im Bauwerk (Deichpflastersteine von 80 x 40 x 50 cm Abmessungen) bei gleichem Mischungsverhältnis mindestens erreicht, zum Teil übersteigt.

Die an einigen Stellen der Umläufe beobachteten Spannungsrisse von $\frac{1}{10}$ bis $\frac{4}{10}$ mm Weite und rd 60 bis 80 mm Tiefe sind als bedeutungslos anzusehen.

Die Wirtschaftlichkeit des Gußbetonverfahrens wird sich bei

planmäßigem Ausbau der Gießanlagen, zu dem die Fabriken für Baumaschinen herangezogen werden müssen, noch steigern lassen.

Kleine Bauwerke können, ohne Verwendung von Gießtürmen und Rinnen, aus Loren gegossen werden, wenn gemischtkörnige Zuschlagstoffe verwendet werden.

Der Gußbeton ist technisch und wirtschaftlich dem Stampfbeton überlegen.

Das Neubauamt wird demnächst eine eingehende Veröffentlichung über seine Erfahrungen mit Gußbeton bringen.

3. Einrichtung von Gußbetonbaustellen.

Vortrag von Oberingenieur Sturm, München.

Die bisherigen Veröffentlichungen über Gußbeton befassen sich im wesentlichen mit rein wissenschaftlichen Untersuchungen über die Qualität des Gußbetons im Verhältnis zum Stampfbeton. Die praktische Durchführung des Gießverfahrens auf der Baustelle ist selten behandelt. Der Inhalt des Vortrages umfaßt:

1. Die Erklärung einiger Gesichtspunkte, auf die bei der Einrichtung von Gußbetonbaustellen zu achten ist,
2. eine Schilderung mehrerer im vergangenen Jahrzehnt durch die Firma Gebr. Rank, München, ausgeführter Bauten, die mit Hilfe des Gießverfahrens erstellt wurden.

Kurze Bemerkungen zu Ziffer 1.

Eine Hauptaufgabe bei der Einrichtung von Gußbetonbaustellen ist die richtige Wahl des Standortes für den Gießturm. Einerseits muß dafür gesorgt sein, daß der Abtransport von Kies, Sand, Zement und sonstigen zu verarbeitenden Stoffen möglichst einfach und übersichtlich ist; die Lage des Anschlußgleises des Zementschuppens, des Kiesdepots usw. ist von ausschlaggebender Bedeutung. Andererseits ist die Lage des Gießturmes oder bei mehreren Baustellen der Gießtürme dadurch bestimmt, daß ortsfeste Gießtürme von einer Stelle aus das ganze Bauwerk nach Höhe, Länge und Breite im Aktionsbereich des Turmes liegt, oder daß aber bei beweglichen Gießtürmen die einzelnen nacheinander durch den Turm einzunehmenden Stellungen die Bauwerke in einzelne Abschnitte teilen, so daß der Turm durch Verschieben die Möglichkeit besitzt, nacheinander seinen Wirkungsbereich auf das ganze Bauwerk auszudehnen. Bei der Höhe des Turmes ist darauf Rücksicht zu nehmen, ob von einer endgültigen Stellung der Betonmaschine aus das Gießverfahren durchgeführt werden soll oder ob die Mischeinrichtung im Turm selbst mit höher aufwachsendem Bau ebenfalls um ein Stockwerk höhergelegt wird. Bei Großbaustellen, wie sie in der letzten Zeit im Gießverfahren vereinzelt ausgeführt wurden, ergibt sich eine Fülle von Kombinationen, mehrere Gießtürme, teils ortsfest, teils beweglich, mehrere Mischanlagen in einem Turm übereinander und dadurch von verschiedenem Aktionsbereich, Fördereinrichtung mit Fahrstühlen oder Gossen, leistungsfähige Vermischanlagen, welche eine automatische oder halbautomatische Trockenmischung im gewünschten Mischungsverhältnis vornehmen u. dgl.

II. Als Beispiele ausgeführter Gußbetonanlagen und ihre Einrichtung führen wir folgendes an:

1. Kohlensilo der städtischen Gas- und Elektrizitätswerke Pforzheim. Ein ortsfester Gießturm von 40 m Höhe, symmetrisch vor der Längsfront stehend, die Mischmaschinen in ihrer Arbeit für die untersten Stockwerke mit einem Fallrohr versehen. Die Zufuhr von Sand und Zement erfolgt von einer Zufahrts- und Sturzbrücke aus.
2. Mischsalzsilo Oppau der Badischen Anilin- und Sodafabrik Ludwigshafen. Derselbe wurde bei der Explosionskatastrophe 1921 vollkommen zerstört. Der Silo zeigte die bekannte Trogform, infolgedessen war die Aufstellung eines fahrbaren Gießturmes in der Längsachse des Gebäudes praktisch. Der Turm wurde in 4 Stellungen verwendet und diente gleichzeitig zum Gießen und Schalungsversetzen.
3. Kesselhaus im Leunawerk bei Merseburg. Für den gleichen Bauherrn wurde in den Revolutionsjahren die südliche Hälfte des etwa 300 m langen Kesselhauses in Leuna mit Hilfe des Gießverfahrens erstellt. Der Gießturm ist mit Rücksicht auf die engen Fabrikverhältnisse vor Kopf des Bauwerkes aufgestellt und bestrich im wesentlichen die ganze Länge des Kesselhauses. Fahrbare Türme konnten hier nicht aufgestellt werden; es war notwendig, einen kleineren Teil des Betons von der hochgelegenen Mischmaschine erst in Muldenkippern horizontal zu verfahren und dann mit Hilfe des Rinnensystems in die Schalen zu gießen. Dieser Bau machte sich nicht nur durch eine besondere Stundeneinsparung, sondern auch durch wesentlich abgekürzte Bauzeit angenehm bemerkbar. Wir führen beide Vorzüge auf das Gießverfahren zurück.

4. Doppelschleuse Fischereihafen Geestemünde. Ich kann mich hierbei kurz fassen, da das wesentliche schon durch Herrn Reg- und Baurat Gaye im vorhergehenden Vortrag gebracht wird. Die Systemanordnung der Gießtürme besteht aus zwei ortsfesten und einem fahrbaren Gießturm. Die Rinnenlängen waren hier so groß, daß die Gelenk- bzw. Knotenpunkte nicht mehr wie sonst an Auslegern oder Derrickkränen, sondern mit Hilfe von weitgespannten Tragsilen aufgehängt wurden.

Der sogenannte große Turm, vom Erdboden an 52 m hoch, sowie der verschiebbare Turm waren beide mit zwei Mischmaschinensätzen versehen, welche in verschiedener Höhe des Turmes eingebaut waren und mit separaten Fahrstühlen bzw. Gossenaufzügen beschickt wurden. Die Systemanordnung ergibt sich auch hier aus dem Lichtbild. Die Turmbereiche sind so gelegt, daß jeder Punkt des Bauwerkes mit Hilfe einer Rinne erreicht werden kann.

5. Das Kraftwerk Töging a. Inn, erbaut in den Jahren 1921—1924, in Gemeinschaft mit der Firma Hüser & Cie., Obercassel, für die Bayer. Aluminium A.-G. München-Töging, insofern besonders bemerkenswert, als hier für das große Kraftwerk keine besonderen Gießtürme benötigt waren, sondern die natürliche Gefällstufe zwischen Ober- und Unterwasser wurde auch für die Konstruktion der Kiesgerüste bzw. für das Gußverfahren ausgenützt. Es waren in der Rohrbahn drei Gießtürme aufgestellt, welche durch horizontale Brücken mit dem unerschöpflichen Kiesvorrat des Wasserschloßwerkes verbunden waren, die Betonierung des Wasserschloßes selbst wurde mit zwei Gießtürmen vorgenommen.

Etwa 25 Lichtbilder werden meinen Vortrag erläutern. Am Schluß wird dem Wunsche Ausdruck gegeben, daß auch diese Darlegungen dazu dienen, dem Gießverfahren neue Freunde zuzuführen und die Erkenntnis in der Fachwelt zu stärken, daß der Gußbeton bei größeren Ausführungen dem Stampfbeton nicht nur qualitativ, sondern auch wirtschaftlich überlegen ist.

4. Erfahrungen und Versuche über chemische Angriffe auf Beton. Von Baudirektor Helbing, Essen.

Zahlreiche Schädigungen an Betonbauwerken durch sulfathaltige Grund- und Sickerwässer veranlaßten die Emschergenossenschaft schließlich, eingehende Versuche zur Ermittlung von Betonmischungen, die gegen derartige Angriffe widerstandsfähig sein würden, anzustellen.

Nach Feststellung des Versuchsprogramms wurden die Versuche und Untersuchungen in der Bautechnischen Versuchsanstalt an der Techn. Hochschule Karlsruhe unter Leitung des Herrn Prof. Dr.-Ing. Probst, sowie z. T. im Laboratorium der Emschergenossenschaft in Essen ausgeführt. Die Ergebnisse der chemischen Feststellungen und der mechanischen Prüfungen sind in einem Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Zimmermann in der diesjährigen Hauptversammlung des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten bekannt gegeben worden. Im vorliegenden Vortrage werden die hauptsächlich den Bauingenieur interessierenden Gesichtspunkte hervorgehoben.

An einer Reihe von Lichtbildern werden Zerstörungen, wie sie an verschiedenen Bauwerken der Emschergenossenschaft durch sulfathaltige Grundwässer vorgekommen sind, ferner die Ausbesserungsweise dieser Bauwerke und bautechnische Vorkehrungen zur Abhaltung von Grundwasserangriffen gezeigt.

Die Versuchsergebnisse lehren, daß, soweit die von der Emschergenossenschaft geprüften Stoffe, Portlandzement, Traß, Hochofenzement, in Betracht kommen, es noch keine Mischung gibt, die aus diesen Stoffen zusammengesetzt ist, die dem Angriff einer 2 1/2%igen Magnesiumsulfatlösung innerhalb 20 Monaten standhält. Es scheint danach, daß eine absolut sulfatbeständige Betonmischung aus den genannten Stoffen gar nicht zu erzielen ist. Immerhin wurden verschiedene Mischungen von Portlandzement und Traß gefunden, die viel besser dem Sulfatangriffe widerstehen als andere. Auch guter Hochofenzement erscheint diesbezüglich besser wie Portlandzement.

Im Laufe der Versuche wurde eine Anzahl verschiedener Mischungen auf Zug-, Druck- und Biegefestigkeit geprüft, sowie ein reichhaltiges Material zusammengebracht, das für den Statiker von Belang ist.

Die Auswertung der Karlsruher Ergebnisse wird noch längere Zeit in Anspruch nehmen. Die Emschergenossenschaft beabsichtigt auch, die Versuche weiter fortzusetzen, zumal in der letzten Zeit neu aufgetauchte Bindemittel die Möglichkeit eröffnen, daß es doch noch möglich sein wird, ausreichend sulfatbeständige Betonmischungen zu finden. Inzwischen sind jedoch bautechnische Vorkehrungen das Wichtigste. Es werden durch Lichtbilder weitere Beispiele derartiger Vorkehrungen gezeigt.

Schließlich wird darauf hingewiesen, daß es bei Tiefbauwerken in weiterem Maße, als das bisher im allgemeinen geschah, notwendig ist, vor Inangriffnahme des Baues den Untergrund und das Grundwasser chemisch zu untersuchen, um festzustellen, ob nicht etwa Schädigungen durch chemische Umsetzungen der Betonsubstanz zu befürchten sind. Insbesondere ist dies dort der Fall, wo man nicht im gewachsenen Boden baut, sondern in aufgeschüttetem Gelände, wie es zahlreich namentlich in gewerblichen Gebieten vorkommt.

5. Der Einsturz der Gleno-Talsperre in Oberitalien.

Vortrag von Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel, Siegbkreis.

Der Vortragende hat die Unfallstelle Anfang April 1924 besucht. Er besprach zunächst die Konstruktion der Mauer und die Vorgänge bei Einsturz sowie dessen Umfang und Folgen. Alsdann ging er auf die so mangelhafte Bauausführung ein, bei der in erster Linie zu beanstanden ist, daß die Talabschlußwand, die einen Teil der aufgelösten Konstruktion zu tragen hatte, in Bruchsteinmauerwerk mit Kalkmörtel (z. T. sog. Fettkalk) aufgemauert wurde. Ein weiterer Fehler war, daß man die Bruchsteinmauer auf den glatten Felsen ohne Verzahnungen u. dergl. aufgesetzt hatte. Das Stauwasser konnte also in das Bruchsteinmauerwerk in die Fuge zwischen Grundmauer und Felsen eindringen und bewirkte einen ständig zunehmenden Unterdruck, da das Stauwasser schon während der Bauausführung hinter der Mauer stand und mit dem Höherführen der Mauer stieg. Der Beton der aufgelösten Konstruktion war an vielen Stellen porös und ungleichmäßig, hatte aber doch so viel Festigkeit, daß er die auftretenden Druck- und Zugspannungen aushalten mußte. Der Vortragende ist daher der Ansicht, daß das Zerstörungswerk nicht in der aufgelösten Betonkonstruktion begann, sondern in dem schlechten Fundament aus Bruchsteinmauerwerk, und daß in ihm die eigentliche Ursache des Einsturzes liegt.

Zum Schluß erwähnte der Vortragende noch kurz einige Betonausführungen, die er bei den in Oberitalien im Bau begriffenen Bodenentwässerungsanlagen besichtigen konnte.

6. Neuere Ausführungen in Eisenbeton für Kohlenförderung und -verarbeitung.

Vortrag von Dipl.-Ing. F. Baumstark, Dortmund.

Der Vortragende berichtet über die Erfahrungen, die mit dem Eisenbeton im Laufe der Jahre im Bergbau gemacht worden sind und weist an ausgeführten Beispielen nach, wie die zweckmäßige Querschnitts- und Grundrißgestaltung in Verbindung mit wagerechten und senkrechten Quetschfugen ein viel wirksameres Bild gegen die Zerstörung des Ausbaues ist, als übermäßige Stärke. Er erwähnt, daß neben dem Gebirgsdruck auch häufig die unter Tage herrschende Wärme Ursache der Zerstörung der Eisenbetonausbauten werden kann, indem nämlich die übermäßige Wärme dem Beton das zum Abbinden erforderliche Wasser entzieht. Durch den Einbau von Entwässerungsrohren kann der Wassergehalt auf der für die Erhärtung notwendigen Höhe gehalten werden.

Vom Gewinnungsort der Kohle führt uns der Vortragende zu ihrer Aufbereitung und erörtert die Schwierigkeiten, die sich der Gewinnung einer genügend und gleichmäßig trockenen Kohle für die Koksbereitung wegen der mangelhaften Entwässerung in den Koks-kohlentürmen infolge des Ton- und Lettegehaltes der Kohle entgegenstellen. Auf Grund von durchgeführten Versuchen ist die Entwässerung einer solchen Kohle bei einer Schütthöhe von mehr als 8—10 m stark beeinträchtigt. Bei den bisher mit wesentlich größerer Schütthöhe ausgeführten Türmen hat sich der Einbau von Quer- und Längswänden, oder aber die Verringerung der Schütthöhe durch Einbau von Zwischentrichtern als wirksam erwiesen.

Bei den Koks-kohlentürmen ist auf die infolge des Bergbaues zu erwartenden Bodensenkungen zu achten. Der Vortragende berichtet über eine Anordnung, bei der die den Kohlensilo tragenden Säulen durch einen Horizontalschnitt in ein Ober- und ein Unterteil zerlegt sind, die an den Berührungspunkten schachtbrettartig ineinander greifen. Das Geraderichten des Turmes erfolgt dann derartig, daß nach dem Schiefstellen durch Anheben des oberen Teiles mittels hydraulischen Pressen entsprechend vorgerichtete Eisenkeile in die Fugen eingebracht und vergossen werden.

Wie bei diesen Koks-kohlentürmen ist bei allen Bauten im Bodensenkungsgebiet möglichst die Anordnung statisch bestimmter Tragkonstruktionen zur Vermeidung von Zusatzmomenten infolge Verschiebung der Auflager anzustreben. An ausgeführten Beispielen wird die Möglichkeit dieser Anordnung durch Verwendung von Gelenken, ganz besonders aber durch Auflagerung des Bauwerkes auf nur drei Punkten gezeigt. Als hervorragendes Beispiel dieser Art wird der zur Zeit auf der Grube Mauritz der Staatsmijnen in Heerlem in Ausführung befindliche 35 m hohe Förderturm mit obenliegender maschineller Einrichtung vorgeführt.

7. Das Innwerk in Wort und Bild.

Vortrag von Baudirektor F. Kennerknecht, Mühldorf i. Bayern.

Die neue Großwasserkraftanlage des Innwerks ist, ohne, daß davon in der Öffentlichkeit viel bekannt wurde, gleichzeitig mit den Wasserkraftanlagen des Walchenseewerks und der Mittleren Isar entstanden. Der Größenordnung nach ist sie der bekannten „Mittleren Isar“ an die Seite zu stellen. Die ungünstige geographische Lage des Innlusses, die geringen Bodenschätze und wenig entwickelte Industrie des Hinterlandes und die ungünstigen Gefälls-, Geschiebe- und Eisverhältnisse haben zusammen gewirkt, um bisher diesen Voralpenfluß den Interessen der Wasserkraftindustrie zunächst zu entrücken. Der Weltkrieg hat aber auch hier umwälzend gewirkt und trotz aller Schwierigkeiten die Erbauung dieser ersten Großwasserkraftanlage am Inn in Angriff nehmen lassen. Im Früh-

jahr 1919 setzten die Bauarbeiten ein, die Durchführung gestaltete sich infolge der Schwierigkeiten in der Materialbeschaffung, Gewinn von Arbeitskräften und Erwerbung des erforderlichen Grund und Bodens nicht leicht. In der Hauptbauzeit war es nur durch Einführung mehrfacher Arbeitsschichten möglich, die umfangreichen Leistungen in der vorgesehenen Zeit zu bewältigen.

Die Anlage gruppiert sich um die oberbayerische Stadt Mühlendorf; ein mit Druckluft gegründetes Wehr staut den Inn bei Niederwasser um etwa 6,5 m auf und leitet das Betriebswasser durch einen 20 km langen Oberwasserkanal dem Kraftwerk bei Töging zu, wobei die größte Wassermenge von 300 m³/sec eine größte Kraftentwicklung von rd. 100 000 PS entfaltet; durch einen 3 km langen Unterwasserkanal fließt das Betriebswasser wieder in den Inn zurück. An Hand einer größeren Anzahl von Lichtbildern konnte man einen Einblick in das Entstehen der Anlage gewinnen, wobei naturgemäß der Bau der Wehranlage und des Krafthauses mit Wasserschloß und Rohrbahn den weitesten Raum einnahmen. Für die 16 über den Kanal führenden Brücken ist durchweg Beton mit und ohne Eiseneinlagen als Baumaterial gewählt, eine dreiecksige Eisenbahnbrücke ist ebenfalls in Stampfbeton als Dreiecksbogen ausgebildet. Nur 2 Eisenbahnbrücken mußten wegen der geringen verfügbaren Konstruktionshöhe in Eisen ausgeführt werden.

Heute steht die Anlage fertig da, in wenigen Wochen wird der Betrieb aufgenommen werden.

8. Das erste deutsche Eisenbetonhochhaus.

Vortrag von Oberingenieur Kraus, Düsseldorf.

In der Stadt Düsseldorf wurde die Idee der Errichtung von Hochhäusern, die in den letzten Jahren auch in Deutschland aufgegriffen worden ist, zum ersten Male in unserer Vaterlande verwirklicht durch Erbauung eines nach dem Namen des ehemaligen Oberbürgermeisters Marx mit „Wilhelm Marx-Haus“ bezeichneten Hochbaues.

Zu der Errichtung des Hauses hat die Verwaltung der Stadt Düsseldorf in hervorragender Weise durch Mitbeteiligung an der zu

diesem Zwecke gegründeten „Bürohausgesellschaft m. b. H.“ beigetragen. Das Gebäude, welches ganz in Eisenbeton hergestellt wurde, besteht aus zwei Seitenflügeln, die außer dem Kellergeschoß sieben aufgehende Geschosse und eine Höhe von Oberkante Straße bis zur Traufe von 24 m haben und aus der Turmpartie, welche außer dem Kellergeschoß 12 aufgehende Geschosse aufweist, und von Straßenkante bis zur Turmhelmspitze 55,70 m mißt. Diese Höhe wurde bei einem Etagenhaus in Europa bisher nicht erreicht.

Das Gebäude ist wegen des unregelmäßigen Baugrundes auf einer biegungsfesten Fundamentplatte gegründet. Der Heizkeller liegt unter dem Grundwasserspiegel und wurde unter Wasserhaltung hergestellt. Die Decken in den einzelnen Geschossen wurden für eine Nutzlast von 300- bzw. 350 kg pro m³ berechnet und als Rippendecken mit einem Abstände der Rippen von 1,30 m ausgeführt.

Im Turmhelm ist ein Wasserbassin von 31 m³ Inhalt für Feuerlöschzwecke untergebracht.

Das Haus soll im wesentlichen als Bürohaus dienen. Dem Personenverkehr dient ein Paternosteraufzug, der die unteren sieben Geschosse durchfährt, während ein schnellfahrender Kabinenaufzug mit 1,50 m/Sekundengeschwindigkeit den Verkehr nach den Turmetagen und umgekehrt vermittelt.

Bei der Ausführung eines solch hohen Eisenbetongebäudes werden besondere Maßnahmen für einen rationellen Materialtransport und zur Vermeidung von Unglücksfällen erforderlich. Den Eisenbetonstützen ist als besonders wichtiges Bauglied eine erhöhte Bedeutung zugemessen.

Es ist zu hoffen, daß in unserer Vaterlande in den nächsten Jahren durch die deutsche Beton-Industrie weitere Bauwerke dieser Art zur Ausführung gelangen.

Über einzelne der obigen Vorträge sowie über die Aussprache betr. „Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit der Verwendung hochwertiger Zemente mit besonderer Berücksichtigung des Schmelzements“ wird in den nächsten Heften ausführlich berichtet werden.

Die Schriftleitung.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Tagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen im März 1924 in Berlin.

Wie schon kurz mitgeteilt, veranstaltete die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 6., 12. und 14. März im Rahmen des Außeninstituts der Technischen Hochschule eine Vortragsreihe über Fragen des praktischen Baubetriebes mit drei Vorträgen. In dem ersten Vortrag über „Die Periode des schwankenden Geldstandes als Bildnerin bleibender Werte im Verdingungswesen“ gab Privatdozent Dr.-Ing. Hasse zunächst die Begriffe des Verdingungsanschlages und die Gliederung in vorausschbare (Gestehungs-)Kosten und in nicht vorausschbare Kosten (Unkosten), erläuterte weiter die Entwicklung des Vergabe- und Abrechnungsverfahrens während der letzten Jahre des schwankenden Geldstandes sowie die verschiedenen Methoden der Vergabe mit gleitenden Preisen und die damit gemachten Erfahrungen. Zum Schluß hob er als das bleibende Wertvolle, was auch unter stabilen Verhältnissen unbedingt erstrebt werden sollte, hervor: 1. Besseres Aufteilen der Positionen in die preisbildenden Faktoren, 2. tieferes Eindringen in den Preisbildungsvorgang auf seiten des Auftraggebers wie des Auftragnehmers, 3. größere Selbständigkeit der vergebenden Stellen (Baubeamte).

Im zweiten Vortrag über „Massenbeförderung auf Baustellen“ erörterte der Vortragende, Dr. Garbotz-Berlin an Hand zahlreicher Lichtbilder die Geräte zur Beförderung von Baustoffen für größere Holz-, Stein- und Betonbauten, ferner die Maschinen zur Erdbeförderung bei Trockenbauten. Im ersten Teil wurden die Bau-Schwenkkräne, Bauaufzüge, Portal- und Einstützen-Turmdrehkräne, ferner die Einrichtungen zum Mischen und Fördern großer Betonmassen, Preßluftförderung durch Zementspritzen, Zementinjektor, schließlich Kabelkräne und Seilbahnen, im zweiten Teil die gebräuchlichen namentlich neueren Baggerformen für die verschiedenen Bodenarten Löffelbagger und Greifbagger, die Vorbedingungen ihrer Verwendung und ihrer Leistungen behandelt. Die anschließende lebhafteste Aussprache brachte noch interessante Einzelheiten mit Lichtbildern über Bauart und Verwendung der Trockenbagger durch die Lübecker

Maschinenfabrik und Orenstein & Koppel, über Förderwagen und Eimerbagger durch Krupp, Essen, über neuere Löffel- und Greifbaggerkonstruktionen durch Menck & Hambrock, sowie über das Torkretverfahren durch die Torkretgesellschaft.

Der dritte Vortrag über „Anwendungsgebiete der Preßluft im Baubetriebe“ von Direktor Dr.-Ing. Hübler-Mannheim bot eine eingehende Darstellung der Anwendungsmöglichkeiten der Druckluft zur Schaffung eines wasserfreien Arbeitsraumes, zum Antrieb von Arbeitsmaschinen und zur Förderung von Stoffen aller Art, mit Lichtbildern.

Taucherglocken, Taucherschächte, Druckluftsenkkästen verschiedener Bauart und Einrichtung, Vortriebsschilde für Tunnel bildeten den ersten Teil, im zweiten Teil wurden die Druckluftlokomotiven, Druckluftbohrwerkzeuge, Stoßbohrmaschinen, Bohrhämmer elektropneumatischen Pulsatormaschinen, Bohrschärfmaschinen, Druckluftstamper, -Nietthämmer, Sandstrahlgebläse erörtert. Der dritte Teil behandelte die Spülmaschinen, Bohrpfähle mit Druckluft-Beton-spritzverfahren. Auch hier gestaltete sich die Aussprache sehr lebhaft, besonders über den Unterwassertunnelbau. Auf den Inhalt der Vorträge wird voraussichtlich im Hauptteil noch eingehender zurückgekommen werden können.

Versammlung der Gruppe Brandenburg.

Am 21. Mai ds. Js. wird die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ortsgruppe Brandenburg ihre letzte Versammlung vor der Sommerpause abhalten. Herr Dr.-Ing. Georg Müller wird über das Ergebnis des internationalen Wettbewerbs für den Bau der Brücke über den Hafen von Sydney, die bekanntlich an eine englische Brückenbauanstalt vergeben ist und als eiserne Bogenbrücke bisher größter Spannweite von rund 500 m ausgeführt werden soll, sprechen.

Die geplante Aussprache wird Gelegenheit geben, die Ansichten über die beabsichtigte Lösung dieser bedeutenden Aufgabe auszutauschen und verspricht deshalb zweifellos viel Anregung.

STELLENÜBERSICHT.

Diplom-Ingenieur m. mehrj. Praxis im Eisenbetonbau, nur 1. Kraft, als Statiker u. Konstrukteur f. mein hiesiges techn. Büro z. sofortigem Eintritt gesucht. Bewerbungsschreiben mit Lebenslauf u. Lichtbild, sowie Ang. d. frühesten Eintrittstermins erbeten an Bauunternehmung Carl Brandt, Saarbrücken 3, Bismarckstraße 17. (26. 4. 24)

Diplom-Ingenieur f. Eisenbetonbau m. mehrj. Unternehmerpraxis, gewandt im Verkehr mit Bauherren, für Büro und Außendienst von größerer Bauunternehmung z. mögl. baldigem Eintritt ges. Es kommen n. Bewerber in Frage, d. ihren Wohns. i. bes. Gebiet haben oder bereits Einreiseerlaubnis bes. Ang. m. Zeugnisabschr. u. A. M. 119 a. R. Mosse, Mannheim.