

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an.

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude, George Bähr-Straße 1

Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;

Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel (Siegkreis)

Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Vereines Berlin W 9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude
George Bähr-Straße 1.

erscheint wöchentlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 7,50 Goldmark (1 Gm. = 10/42 Dollar nordamerikanischer Währung). Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 0,80 Goldmark zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Vereines, des Deutschen Beton-Vereines, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten: 180 Goldmark.

Kleine Anzeigen: 0,18 Goldmark für die einspaltige Millimeter-Zeile.

Bei 13 26 52 maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist

10 20 30% Nachlaß. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Umrechnung des Goldmarkbetrages erfolgt zum amtlichen Berliner Dollarkurs am Tage des Zahlungseingangs, 4,20 Goldmark = 1 Dollar. Die Zahlung hat innerhalb 5 Tagen nach Rechnungsdatum (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) **nur** auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet. Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.

Fernsprecher: Amt Kurfürst: 6350-53.

Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.

Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 11935 Julius Springer.

INHALT

* bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite		Seite
Untersuchungen über den Einfluß wiederholter Belastungen auf Elastizität und Festigkeit von Beton und Eisenbeton. Von E. Probst, Karlsruhe i. B.	931*	Patentbericht	949
Der Wettbewerb um den Entwurf der Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim. Von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin (Schluß)	936*	Bücherbesprechungen	950
Statische Momente und Trägheitsmomente für den Lastenzug „E“. Von Dipl.-Ing. Schleusner, Köln	945	Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen	950
Kurze technische Berichte	946	Einladung zur Hauptversammlung am 1. und 2. Dezember 1925 im Ingenieurhaus.	
Der „Saxonia“-Beton- und Mörtelmischer.* — Ermittlung der richtigen Betonmischungen für bestimmte Festigkeiten. — Belastungsannahmen für Hochbauten in Amerika.		Die Baunormung (Mitteilungen des Normenausschusses der deutschen Industrie)	61/64
Wirtschaftliche Mitteilungen	947	Mitteilungen der Geschäftsstelle. — Normung und Typung im Bauwesen und ihre Einführung in die Praxis. — Sitzungsbericht des Fachnormenausschusses für den Bergbau (Unterausschuß Bagger-Ersatzteile). — Erläuterungen. — DIN 1361—1365 Lastenaufzüge.	
Gesetze, Verordnungen, Erlasse. — Rechtsprechung.			
Die Literaturschau, bearbeitet und gesammelt von Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden, befindet sich hinter der Textseite 946.			

Bonner Doppel-Pfeil

der neue hochwertige Portland-Zement

ebenbürtig allen bisher bekannten Edelmarken!




BONNER BERGWERKS- & HÜTTENVEREIN A.-G.

Zementfabrik bei Oberkassel bei Bonn

DYWIDAG
 Dyckerhoff & Widmann A.G.
 Biebrich a./Rh.
 gegr. 1865

Wasser-Abputzen
 Ramm-Arbeiten
 Nass- u. Trocken-
 Bagger-Arbeiten



Niederlassungen bezw. Vertretungen
 an den wichtigsten Plätzen im In- u.
 Ausland

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Vor kurzem erschien:

Ergänzungen
 zur
 vierten Auflage
 des
Taschenbuches
für Bauingenieure

betreffend
 neue deutsche Bestimmungen
 für den Eisenbetonbau und den
 Eisenbau vom Jahre 1925

Von
 Dr.-Ing. e. h.

Max Foerster

Geh. Hofrat, ord. Professor für Bauingenieurwesen
 an der Technischen Hochschule Dresden

30 Seiten mit 16 Textfiguren. 1925

0,60 R. M.

BEUCHELT & Co.
 Grünberg i. Schles.



Königin Luisebrücke über die Memel bei Tilsit

BRUCKENBAU ♦ EISENHOCHBAU ♦ WAGGONBAU
TIEFBAU
DRUCKLUFTGRUNDUNGEN

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang

20. November 1925

Heft 33

UNTERSUCHUNGEN ÜBER DEN EINFLUSS WIEDERHOLTER BELASTUNGEN AUF ELASTIZITÄT UND FESTIGKEIT VON BETON UND EISENBETON¹⁾.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Das Problem des Einflusses wiederholter Belastungen auf die Festigkeitseigenschaften von Baumaterialien ist dem Ingenieur durch das unerwartete Auftreten von Brüchen bei dauerbeanspruchten Konstruktionsteilen zum erstenmal augenfällig geworden. Diese Dauerbrüche, wie man sie auch nennt, ereigneten sich vorwiegend bei Maschinenkonstruktionsteilen, die in ununterbrochenem Betrieb wechselnden Beanspruchungen ausgesetzt waren.

Die ersten Untersuchungen die sich mit den Ermüdungserscheinungen befaßten, stammen wohl von Albert aus dem Jahre 1829²⁾, fallen also in die Jugendzeit des Maschinenbaues. In den sechziger Jahren des vorigen Jahrhunderts führte Wöhler seine bekannten Untersuchungen durch. Wöhler hat hauptsächlich die Ermüdungserscheinungen an Eisenbahnachsen studiert, wurde also auch durch seine Tätigkeit auf dem Gebiete des Maschinenbaues zu diesem Problem hingeführt. Nach Wöhler befaßte sich Bauschinger in den achtziger Jahren mit der gleichen Frage.

Für viele Erkenntnisse auf diesem Gebiete bilden auch noch heute die Forschungsergebnisse von Wöhler und Bauschinger die Grundlage.

Im Bauingenieurwesen befaßte sich naturgemäß in erster Linie der Brückenbauer mit der Frage der Arbeitsfestigkeit.

Bei einer Brücke werden die Konstruktionsglieder Spannungen ausgesetzt, die von einer unteren Grenze σ_u , der Eigengewichtsspannung, nach einer oberen Grenze σ_o , der Verkehrslastspannung, und umgekehrt wechseln. Bei Gurtstäben von Fachwerkträgern liegen die Spannungsgrenzen σ_o und σ_u stets entweder im positiven oder im negativen Gebiet, bei Diagonalstäben kann σ_o und σ_u je nach der Laststellung entweder im positiven oder im negativen Gebiet liegen, so daß hier ein Spannungswechsel über 0 eintreten muß.

Es sei hier kurz an die Begriffe der Tragfestigkeit Ursprungsfestigkeit, Arbeitsfestigkeit, Schwingungsfestigkeit, Dauerfestigkeit erinnert. Nun sind die Belastungswechsel bei Brückenteilen auch nicht entfernt so häufig, wie sie im Bereich des Maschinenbaues vorkommen können. Dauerbrüche eines Brückenteiles werden deshalb sehr selten sein, weil andere Einflüsse, die zur Zerstörung führen, viel intensiver wirken oder der Lebenszeit der Brücke aus anderen Gründen ein vorzeitiges Ende bereitet wird. So kam es wohl auch, daß der Bauingenieur erst durch die Wöhlerschen Versuche angeregt wurde, der Frage Beachtung zu schenken. In einem im Jahre 1873 veröffentlichten Aufsatz³⁾ versucht Launhardt, die Ergebnisse Wöhlers für den Brückenbau zahlenmäßig zu verwerthen. Es finden sich auch in den Vorschriften für Eisenbauwerke (vorläufige Fassung 1922) Anklänge; z. B. wird die zulässige Spannung in Stäben mit wechselnder Spannung abhängig gemacht von σ_{min} und σ_{max} und niedriger festgesetzt als bei Stäben mit stets gleichgerichteten Spannungen⁴⁾.

¹⁾ Gleichzeitig in der Festschrift anlässlich der Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Karlsruhe veröffentlicht.

²⁾ Stahl und Eisen 1896: O. Hoppe, Alberts Versuche und Erfindungen.

³⁾ Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins in Hannover.

⁴⁾ Vgl. Mitteilungen aus dem Mechan.-techn. Laboratorium München 1886, Bauschinger, Über die Veränderung der Elastizitätsgrenze.

Auch die neueren Untersuchungen über die Arbeitsfestigkeit von Stählen, die in den letzten Jahren namentlich in Amerika und England gefördert wurden, aber neuerdings auch in Deutschland an Interesse gewinnen — ich nenne Howard, Hopkinson, H. J. Moore, I. B. July, C. E. Stromeyer, D. J. McAdam, J. B. Kommers, Jenkins, T. M. Jasper und in Deutschland O. Föppel — zeigen deutlich, daß hauptsächlich der Maschinenbauer ein praktisches Interesse an dieser Frage hat.

Bei Beton und insbesondere Eisenbeton als Baumaterial liegen der Natur der Verbundbauweise entsprechend Verhältnisse vor, die sich in wesentlichen Punkten von denen eines homogenen Materials unterscheiden.

Hier interessiert das Problem des Einflusses wiederholter Belastungen aus verschiedenen Gründen.

Ein Verbundbalken besteht aus drei Baustoffen: dem Beton in der Druckzone, dem Beton in der Zugzone und den Eiseneinlagen. Das Problem hat also für den Eisenbetonbau mehrere Seiten: Wie verhält sich bei Dauerbeanspruchungen 1. der auf Druck beanspruchte Beton, 2. der Betonzugteil, 3. die Eiseneinlagen?

Die letzte Frage tritt im allgemeinen zurück, da bei den üblichen Annahmen für die Festigkeitsberechnung von Eisenbetonquerschnitten (siehe unten) die tatsächliche Eisenbeanspruchung normalerweise erheblich geringer als die rechnerische und immer weit unterhalb der E-Grenze liegen wird.

Das Verhalten des auf Zug beanspruchten Betons kann von sehr großer praktischer Bedeutung sein. Die Festigkeitsberechnung erfolgt zwar stets für den ungünstigsten Fall, daß der Beton der ganzen Zugzone gerissen und die Eisen sämtliche Biegungsspannungen aufzunehmen haben. Trotzdem ist unter Umständen die Güte und Sicherheit eines Eisenbetontragwerkes mittelbar von der Rißsicherheit abhängig. Risse gewähren den Wasserdämpfen und aggressiven Gasen, wie sie namentlich im Eisenbahnbetrieb vorkommen, Zugang zu den Eisen. Der Rost, der sich dann bildet, schwächt die Eisenbewehrung und sprengt außerdem die Betonumhüllung; diese beiden Umstände können unter Umständen die Sicherheit des Bauwerks verringern.

Für Eisenbahntragwerke aus Eisenbeton ist es also von sehr großer praktischer Bedeutung, wie Dauerbelastungen auf Entstehen der Risse und ihre weitere Ausdehnung wirken.

Aus Gründen versuchstechnischer Art ist es erforderlich, auf reine Dauerzugversuche zu verzichten und das Verhalten des auf Zug beanspruchten Betons gleich in der auf Biegung beanspruchten Verbundkonstruktion zu beobachten.

Von den Dauerbiegungsversuchen an Eisenbetonträgern sind folgende zu nennen: Homann⁵⁾ beschreibt einen Dauer Versuch an einem Eisenbetonbalken. Der Versuch wurde im Auftrag der Eisenbahndirektion Berlin gemacht. Seine Anordnung war jedoch nicht derart, daß er zu bestimmten Erkenntnissen hätte verhelfen können. In den letzten Jahren hat sich die Mechan.-techn. Versuchsanstalt in Dresden im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton mit der Frage befaßt. Über die erste Versuchsreihe, die sich über die Jahre 1911—1913 erstreckt, wird in Heft 53 der Mitteilungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton berichtet. Es wird jedoch am Schluß des Berichtes erklärt, daß die Versuche abgebrochen

⁵⁾ Armierter Beton 1909.

worden seien, weil durch die Verwendung von Stampfbeton für die Probekörper keine brauchbaren Ergebnisse erzielt wurden.

Inzwischen sind auch die Ergebnisse der Untersuchungen aus den Jahren 1914 bis 1920 veröffentlicht worden. Die Probekörper waren diesmal aus plastischem Beton hergestellt. Die Balken hatten einen Plattenbalkenquerschnitt mit $B = 100 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$, $h = 38,5 \text{ cm}$, $b = 25 \text{ cm}$, $F_e = 4 \text{ } \varnothing 18 + 2 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}$, $l = 5 \text{ m}$. Die Stärke der Bewehrung war derart, daß der Bruch durch Überschreiten der Streckgrenze erfolgte.

Die Beobachtung der Rißbildung war sehr gründlich und die Anzahl der Lastwiederholungen (bis zu 7,5 Millionen) durchaus ausreichend. Nicht befriedigen kann hingegen der völlige Mangel an Feinmessungen. Die Spannungen sind mittels der gebräuchlichen Berechnungsverfahren bestimmt worden; man kann jedoch nur von Längenänderungsmessungen im Verein mit Elastizitätsmessungen erwarten, daß sie uns ein

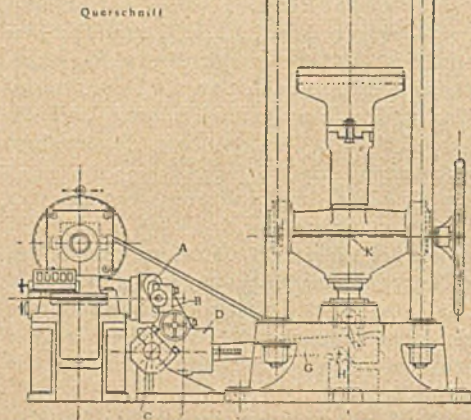


Abb. 1 a.

klares Bild von den Formänderungen und Spannungen geben.

Bei den nunmehr im Institut für Eisenbeton seit längerer Zeit im Gang befindlichen Untersuchungen ist vorerst der

Es hat sich bei unseren Versuchen gezeigt, daß Dauerbeanspruchungen die elastischen Eigenschaften so zu beeinflussen vermögen, daß ein Studium dieser Erscheinungen sowohl an sich zum Zweck vertiefter Materialkenntnisse als auch als Erweiterung unseres Wissens über die Verbundwirkung im dauerbeanspruchten Eisenbetonbalken von Bedeutung zu sein scheint. Es sollen nachher einige zahlenmäßige Angaben

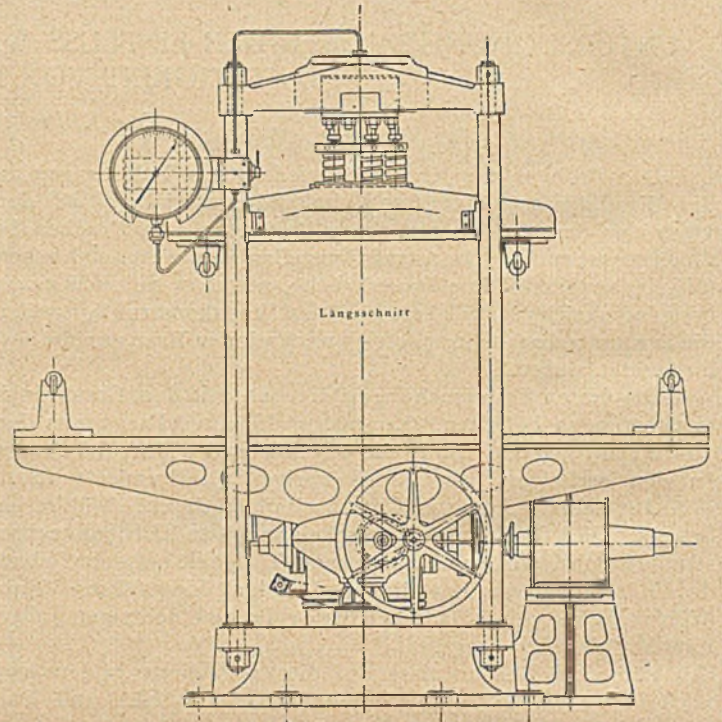


Abb. 1 b.

folgen. Zuerst soll die Dauerprüfmaschine kurz beschrieben werden (Abb. 1), die für Untersuchungen auf Druck und Biegung eingerichtet ist.

Sie ist in Verbindung mit der Firma J. Losenhausen konstruiert worden und hat auf Grund verschiedener Erfahrungen während der ersten Arbeiten mancherlei Abänderungen erfahren.

Die Prüfmaschine besteht im wesentlichen aus einem unteren und einem oberen Tisch, von denen der untere mit

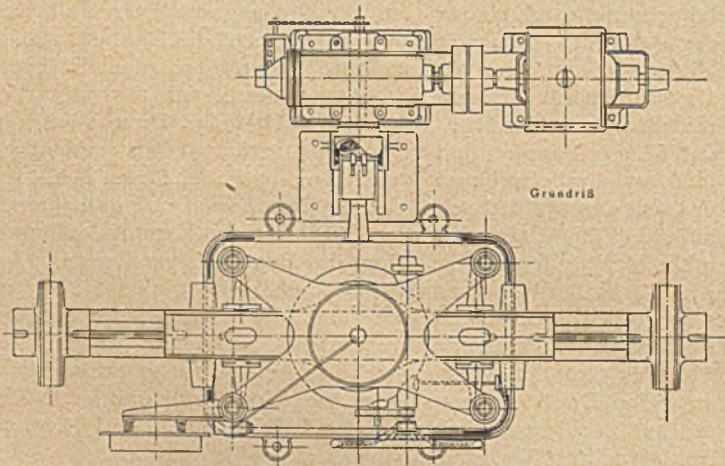


Abb. 1 c.

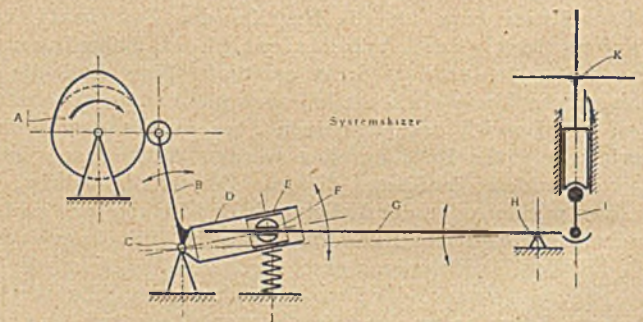


Abb. 1 d.

Einfluß wiederholter Belastungen auf Betonkörper studiert worden, die auf reinen Druck beansprucht wurden.

Die bisher in der Literatur veröffentlichten Versuche sind sehr gering. Meines Wissens hat nur der Amerikaner van Ornum bisher derartige Untersuchungen vorgenommen⁶⁾. Sein Ziel war, die Ursprungsfestigkeit von Beton zu bestimmen. Dabei hat er auf die Beobachtung der Formänderungen nur sehr geringen Wert gelegt. Gerade das ist wesentlich, und im besonderen das Verhältnis der bleibenden zu den gesamten Längenänderungen.

dem Probekörper zur Krafteinwirkung angehoben werden kann, der obere Tisch wird unter Zwischenschaltung von fünf Dämpfungsfedern zur Verminderung des Hubweges gegen ein oberes Querhaupt abgestützt, das durch vier Säulen mit der Grundplatte verbunden ist. Ein 5 PS-Motor arbeitet auf einem Schneckengetriebe, das eine Kurvenscheibe A antreibt. Diese versetzt den durch das Lager C gestützten Kniehebel B in Schwingungen. Der eine Arm des Kniehebels hat die Gestalt einer zylindrischen Büchse D. In dieser Büchse ist eine zweite Büchse E verschiebbar angebracht, jedoch ist ihre Lage während des Betriebes gegenüber der Büchse D unverschieblich. Die

⁶⁾ Transactions of the American Society of Civil Engineers 1907.

Verstellung von E gegen D ist nur vorgesehen, um die Hübe des Tisches K regeln zu können. In der Büchse E ist eine weitere zylindrische Büchse F drehbar aufgehängt. Durch die Büchse F ist der Haupthebel G geführt, der auf H fest gelagert ist. Die schwingende Bewegung des Kniehebels B wird also dem Haupthebel G durch die bewegliche Büchse F mitgeteilt, wobei die Büchse F auf dem Hebel B gleitet. Der Hebel G überträgt seine Bewegung durch das Druckgelenkstück J auf den Tisch K.

Die Büchse E ist gegenüber der Büchse D mit Hilfe einer Zahnstange verstellbar, und zwar kann ihre jeweilige Lage an einer besonderen Skala abgelesen werden. Die Einstellung des Hebelverhältnisses und damit des Tischhubes ist also mit großer Genauigkeit ($\frac{1}{10}$ mm) möglich.

Die Kurvenscheibe A ist in der Prinzipskizze der Einfachheit halber um eine zur Bildebene senkrechte Achse drehbar dargestellt. In Wirklichkeit liegt ihre Achse parallel zur Bildebene, und die Kurven sind senkrecht zur Scheibe auf deren Rand aufgebracht.

Das Lager C ist ein normales Zapfenlager ebenso wie die Aufhängung der Büchse F in der Büchse E. In der Prinzipskizze ist diese Aufhängung der Deutlichkeit halber aus der Mittellinie der Büchse D herausgerückt. Die Lagerung bei H ist ebenfalls durch einen Zylinderzapfen bewirkt. Die Kugelhöpfe des Druckgelenkstückes J sind in Kugelnzapfen gelagert.

Für die Dauerdruckversuche wurden Betonprismen von 7×7 cm² Querschnittsfläche und 28 cm Höhe verwendet. Die Querschnittsabmessungen mußten so gering gewählt werden, weil die Maschine nur für einen Höchstdruck von 10 t konstruiert war. Es soll darauf hingewiesen werden, daß die obengenannten Ausmaße für einen Betonprobekörper gering sind. Ungleichmäßigkeiten in der Struktur, die bei Beton nie zu vermeiden sind, werden sich naturgemäß bei kleinen Abmessungen mehr auswirken. Dies trifft namentlich bei Dauerbeanspruchungen zu. Es hat sich bei den Untersuchungen herausgestellt, daß einzelne Probekörper ganz aus der Reihe fielen, was offenbar darauf zurückzuführen ist, daß bei häufig wiederholter Belastung der Zerstörungsvorgang von schwachen Stellen im Beton seinen Ausgang nimmt. Ganz ähnlich, jedoch ungleich schärfer ausgeprägt liegen bekanntlich die Verhältnisse bei Eisen. So berichtet O. Föppel in der Schweizer Bauzeitung vom 1. November 1924, daß durch eine Beschädigung an der Oberfläche eines Stabes von 2 mm² Ausdehnung und 0,1 mm Tiefe — also dem bloßen Auge kaum sichtbar — die Schwingungsfestigkeit um 44 % verringert worden ist. Es ist deshalb die Herstellung der Probekörper mit großer Sorgfalt geschehen, das maximale Korn wurde — eben mit Rücksicht auf den kleinen Querschnitt — auf 15 mm begrenzt.

Die Arbeitsfestigkeit in der Strenge der Definition zu bestimmen, ist unmöglich. Selbst wenn ein Körper 1000 Millionen Belastungen ausgehalten hat — derartig hohe Zahlen sind bei amerikanischen Untersuchungen erreicht worden —, so ist damit immer noch nicht bewiesen, daß er beliebig viele Beanspruchungen auszuhalten vermag. Um die Untersuchungen irgendwie zu begrenzen, wurde die Höchstzahl der Lastwiederholungen auf 1 500 000 festgelegt. Es zeigte sich, daß diese Zahl von Wiederholungen im Verein mit sorgfältigen Feinmessungen zum Studium der Ermüdungserscheinungen ausreichte. Variiert wurden die Belastungsgeschwindigkeit und die Grenzen der Beanspruchungen. Die Belastungsgeschwindigkeit konnte zwischen 30 und 90 Hüben pro Minute mittels eines Widerstandes eingestellt werden. Es zeigte sich, daß die Höhe der Vorspannung, also die Differenz $\sigma_0 - \sigma_u$, von erheblicher Einwirkung ist. Diese Tatsache hat bekanntlich Wöhler für Eisen gefunden und als einen Hauptsatz bezeichnet⁷⁾. Man kann es etwa in der Form allgemein fassen, daß alle typi-

⁷⁾ Wöhler, Versuche über die relative Festigkeit von Eisen, Stahl und Kupfer, Zeitschrift für Bauwesen 1866.

sehen Erscheinungen des Dauerversuchs um so schwächer werden, je kleiner die Differenz $\sigma_0 - \sigma_u$ bei gleichem σ_0 ist. So wurde ein Prisma mit $\sigma_u = 8$ kg/cm², ein anderes mit $\sigma_u = 100$ kg/cm² der Dauerprüfung unterworfen, wobei beide Male $\sigma_0 = 130$ kg/cm² (etwa 70 % der statischen Druckfestigkeit) betrug. Das erste Prisma wurde nach 341 000 Belastungen zerstört, das andere hielt 1,5 Millionen Belastungen aus.

Wie bereits oben ausgeführt, sollte nicht nur die Arbeitsfestigkeit des Betons unter Variation der verschiedenen beeinflussenden Faktoren beobachtet, sondern es sollte gerade die Einwirkung der Dauerbeanspruchungen auf die elastischen Eigenschaften des Materials studiert werden. Zu diesem Zweck blieben die Meßgeräte jeweilig während der ganzen Versuchsdauer an den Probekörpern. Die Feinmessungen geschahen mit Martenschen Spiegelapparaten. Es wurde 500fache Vergrößerung eingestellt; da die Skala Millimereinteilung besitzt, kann bei einer Meßstrecke von 20 cm genau $\epsilon = \frac{1}{100\,000}$ abgelesen und ziemlich sicher $\frac{1}{1\,000\,000}$ geschätzt werden. Es hat sich herausgestellt, daß die Apparate die vielen Drehungen, die bis zu 1,5 Millionen gingen, mitmachten, ohne in ihrer Lage im geringsten nachzugeben. Nur dadurch wurde es möglich, zu jeder Zeit leicht die Formänderungen festzustellen. Die bleibenden Deformationen hätten überhaupt anders gar nicht festgehalten werden können.

Im folgenden sei über einen Dauerversuch kurz berichtet, bei dem die Höchstspannung $\sigma_0 = 55,6$ kg/cm² und $\sigma_u = 8$ kg/cm² betrug. Die statische Druckfestigkeit (Prismenfestigkeit) betrug 148 kg/cm². Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 60 Hübe/min.

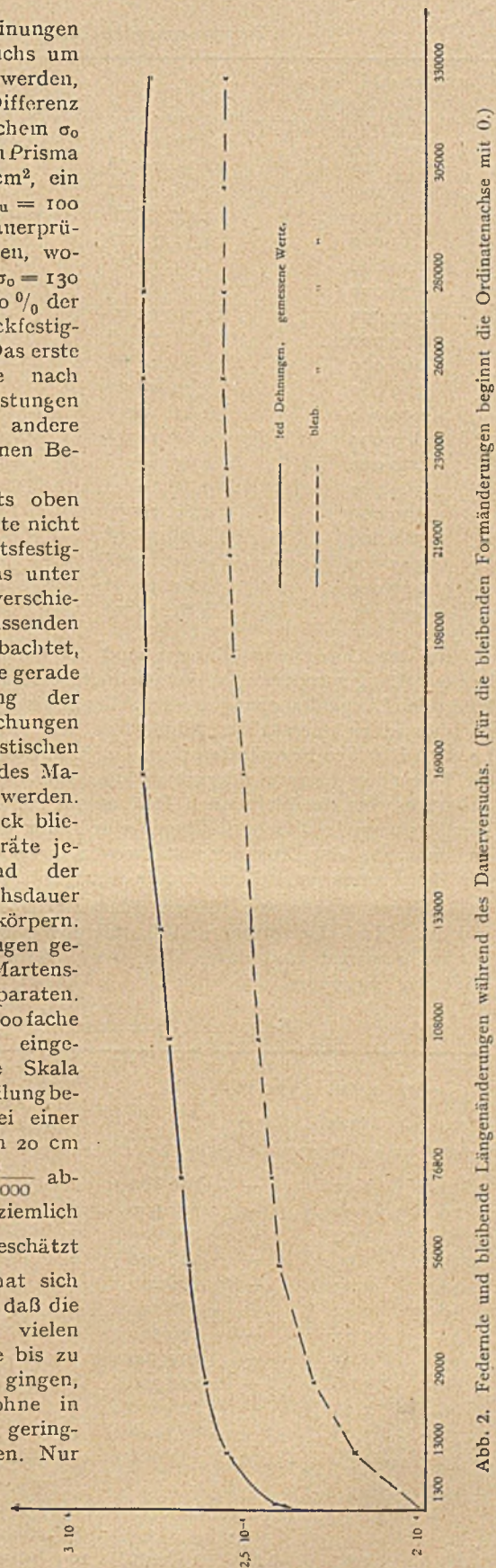


Abb. 2. Federnde und bleibende Längenänderungen während des Dauerversuchs. (Für die bleibenden Formänderungen beginnt die Ordinatenachse mit 0.)

Zusammenstellung 1.

v = Anzahl der Belastungen	ϵ_f	ϵ_{bl}
1	2,30 · 10 ⁻⁴	0,01 · 10 ⁻⁴
10	2,34 · 10 ⁻⁴	0,03 · 10 ⁻⁴
100	2,38 · 10 ⁻⁴	0,06 · 10 ⁻⁴
1 300	2,43 · 10 ⁻⁴	0,20 · 10 ⁻⁴
13 000	2,57 · 10 ⁻⁴	0,29 · 10 ⁻⁴
29 000	2,63 · 10 ⁻⁴	0,34 · 10 ⁻⁴
76 000	2,70 · 10 ⁻⁴	0,44 · 10 ⁻⁴
133 000	2,76 · 10 ⁻⁴	0,50 · 10 ⁻⁴
169 000	2,81 · 10 ⁻⁴	0,52 · 10 ⁻⁴
198 000	2,80 · 10 ⁻⁴	0,55 · 10 ⁻⁴
219 000	2,79 · 10 ⁻⁴	0,56 · 10 ⁻⁴
239 000	2,81 · 10 ⁻⁴	0,57 · 10 ⁻⁴
260 000	2,81 · 10 ⁻⁴	0,58 · 10 ⁻⁴
280 000	2,81 · 10 ⁻⁴	0,58 · 10 ⁻⁴
305 000	2,81 · 10 ⁻⁴	0,58 · 10 ⁻⁴
330 000	2,81 · 10 ⁻⁴	0,58 · 10 ⁻⁴
366 000	2,80 · 10 ⁻⁴	0,58 · 10 ⁻⁴
394 000	2,81 · 10 ⁻⁴	0,57 · 10 ⁻⁴
427 000	2,81 · 10 ⁻⁴	0,58 · 10 ⁻⁴
453 000	2,81 · 10 ⁻⁴	0,58 · 10 ⁻⁴

In der Zusammenstellung 1 sind die federnden und bleibenden Längenänderungen verzeichnet. Zuerst nehmen die federnden Längenänderungen ϵ_f schneller zu als die bleibenden ϵ_{bl} , nachher ist es umgekehrt. Allmählich tritt ein Beharrungszustand in den Formänderungen ein, und zwar werden zuerst die federnden Längenänderungen konstant. Erheblich länger dauert es, bis die bleibenden Dehnungen zur Ruhe kommen. Nach 453 000 Lastwiederholungen wurde der Versuch beendet, da, wie aus der Zusammenstellung 1 hervorgeht, offenbar der Beharrungszustand eingetreten war (Abb. 2).

Sodann wurde der Körper Elastizitätsmessungen unterworfen. Nach Belastung und Entlastung wurde jeweils eine Minute gewartet und dann abgelesen. Zusammenstellung 2 zeigt das Ergebnis:

Zusammenstellung 2.

kg/cm ²	ϵ_f in 1/10 000	ϵ_{bl} in 1/10 000	E kg/cm ²	Anzahl der Lastwechsel bis zum Beharrungszustand
24,0	1,22	—	196 800	2
29,2	1,47	—	197 500	2
34,4	1,74	—	197 600	2
39,4	1,99	—	198 000	2
44,2	2,23	—	198 200	2
48,0	2,42	—	198 200	2
52,4	2,67	—	196 500	2
55,6	2,81	—	197 500	2
60,8	3,06	—	198 700	2
66,2	3,34	—	198 000	2
71,0	3,58	—	198 200	2
75,0	3,86	0,05	194 000	7
82,0	4,37	0,14	188 000	10
85,6	4,66	0,22	184 000	10
143,0	Bruch	—	—	—

Der Elastizitätsmodul ist bis $\sigma = 71$ kg/cm², also über die obere Spannungsgrenze $\sigma_0 = 55,6$ kg/cm² hinaus eine konstante Größe geworden. Bleibende Längenänderungen treten bis

$\sigma = 71$ kg/cm² nicht auf. Der Beharrungszustand in den federnden Formänderungen ist gleichfalls sofort nach der ersten Belastung vorhanden. Das Wiederauftreten von bleibenden Längenänderungen bei höheren Spannungen fällt mit dem weiteren Sinken des Elastizitätsmoduls zusammen. Man kann also, sagen, daß der Körper bis über seine Vorspannung hinaus durch die Dauerbeanspruchung elastisch geworden ist. Diese Erkenntnis ist durch eine Reihe weiterer Versuche, über die später berichtet werden soll, belegt. Man vergleiche damit Bauschingers⁸⁾ Satz:

„Durch oftmals wiederholte Anstrengungen zwischen σ und einer oberen Spannung, welche mehr oder weniger über die ursprüngliche Elastizitätsgrenze gegangen ist, wird diese gehoben, und zwar bis über, manchmal weit über die obere Grenze hinaus.“

Hinter der gehobenen Elastizitätsgrenze findet eine ziemlich rasche Zunahme der Formänderungen, und zwar der bleibenden sowohl wie der federnden, statt.

Sodann wurden Elastizitätsmessungen an jungfräulichen Prismen durchgeführt, die Mittelwerte von drei Versuchen sind in Zusammenstellung 3 angegeben.

Zusammenstellung 3.

kg/cm ²	ϵ_f in 1/10 000	ϵ_{bl} in 1/10 000	E kg/cm ²	Anzahl der Lastwechsel bis zum Beharrungszustand
24,0	0,81	0,03	296 000	6
34,4	1,20	0,03	286 000	10
44,2	1,58	0,11	280 000	10
55,6	2,22	0,20	251 000	10
66,2	2,95	0,31	224 000	10
71,0	3,32	0,39	214 000	10
75,0	3,65	0,47	205 000	10
82,0	4,28	0,57	191 000	10
148,0	Bruch	—	—	—

Ein Vergleich zeigt folgendes: Die gesamten bleibenden und federnden Formänderungen sind bei dem dauerbeanspruchten Körper auf der Laststufe $\sigma = 55,6$ größer als die des jungfräulichen Körpers. Bei höherer Belastung holt indes letzterer die Formänderungen des ersteren wieder ein, und zwar die federnden schneller als die bleibenden. Die Dehnungskurve des dauerbeanspruchten Prismas ist steiler (für die σ als Ordinaten und die ϵ als Abszissen), es ist offensichtlich verfestigt worden. Die Bruchfestigkeiten sind nicht nennenswert verschieden. Man vergleiche hiermit das Verhalten von Eisenstäben, die über die Proportionalitäts- und über die Streckgrenze hinaus dauerbeansprucht wurden, bzw. das Verhalten von Gußeisen bei Belastungswechseln⁹⁾. Es kann an dieser Stelle nicht weiter auf Analogien und Verschiedenheiten mit Erscheinungen aus dem Bereich der Metallprüfung eingegangen werden. Dies ist nur an Hand eines reicheren Versuchsmaterials möglich.

In Abb. 4 sind die federnden Formänderungen der Versuchskörper in logarithmischen Koordinaten aufgetragen worden. Es zeigt sich hierbei bestätigt, daß sie einem Potenzgesetz folgen. In Abb. 5 sind die federnden Formänderungen während des Dauerversuchs in logarithmischen Koordinaten über v aufgezeichnet. Die Kurve zeigt deutlich drei Äste, die auch an anderer Stelle bei unseren Versuchen beobachtet wurden.

⁸⁾ Mitteilungen, München 1886, Seite 38.

⁹⁾ Bauschinger, Über die Änderung der Elastizität usw. Blatt I. S. Berliner, Über das Verhalten des Gußeisens bei langsamem Belastungswechsel. Annalen der Physik 1906, S. 531.

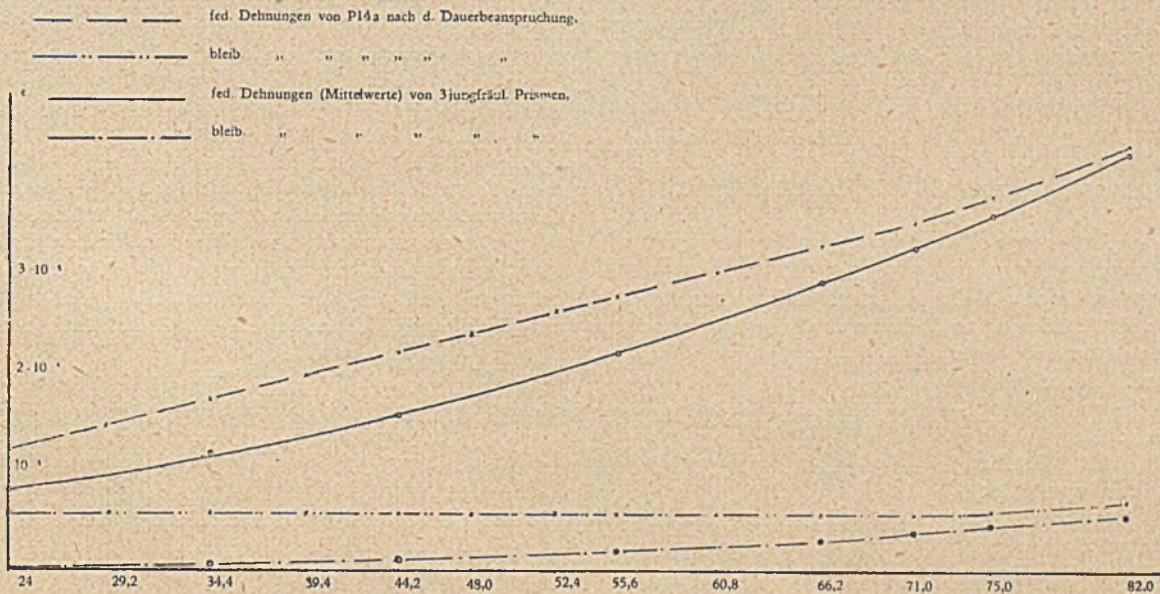


Abb. 3.

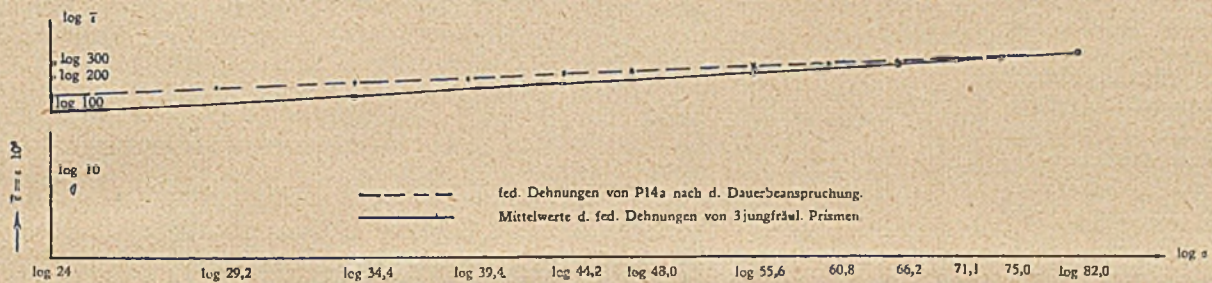


Abb. 4.

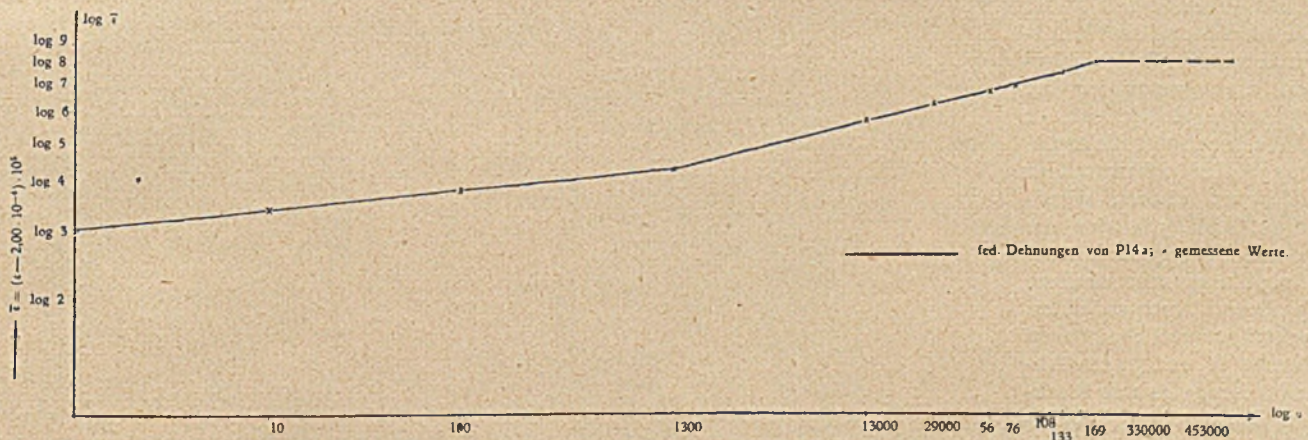


Abb. 5.

Interessant ist namentlich der scharfe Knick bei Eintritt des Beharrungszustandes. Das Eintreten eines Beharrungszustandes bei Dauerprüfungen, allerdings in andern Zusammenhang — bei Darstellung der v über σ , wobei v diesmal die Zahl der zum Bruch notwendigen Belastungswechsel bedeutet —, zeigt ähnliche Bilder¹⁰⁾.

Im vorstehenden habe ich über die ersten Ergebnisse der Untersuchungen berichtet, die mein Assistent, Diplom-Ingenieur

¹⁰⁾ H. F. Moore and J. B. Koppers, An investigation of the fatigue of metals. University of Illinois, 1921.

Mehmel, seit etwa 1½ Jahren ausführt. Der erste Teil der für die nächsten Jahre in meinem Institut vorgesehenen Untersuchungen wird von ihm Ende dieses Jahres beendet und in einer besonderen Arbeit niedergelegt werden.

Es ist mir ein Bedürfnis, der Helmholtz-Gesellschaft an dieser Stelle herzlichst zu danken, daß sie mir durch Zuwendung reicher Mittel ermöglicht hat, nach längeren Vorbereitungen die Maschinen und Feinmeßapparate zu beschaffen, die für die Ausführung der von mir seit langem geplanten Untersuchungen erforderlich waren.

DER WETTBEWERB UM DEN ENTWURF DER FRIEDRICH-EBERT-BRÜCKE ÜBER DEN NECKAR IN MANNHEIM.

Von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin.

(Schluß von Seite 920.)

11. Kennwort: „Baustahl 48“, zweiter Preis.

Verfasser: Dipl.-Ing. Lorentz, Architekt Alfred Müller und Architekt Rösinger in Mannheim.

Der Entwurf ist in den Abb. 49, 50 u. 51 dargestellt. Die 102,07 m weite Mittelöffnung und die beiden je 47,40 m weiten Seitenöffnungen sind wie bei Entwurf 10 durch 2 außerhalb der Fahrbahn liegende Hauptträger, jedoch ohne Gelenke, überspannt. In der Mittelöffnung ist der niedrige Blechträger durch Stabbogen in Parabelform verstärkt, in welchem ersterer durch Hängesäulen aufgehängt ist. Das System ist äußerlich statisch unbestimmt, also gegen nachträgliche Senkungen der Pfeiler empfindlich. Eine statische Berechnung ist nach der „Beurteilung des Preisgerichts“ nicht dem Entwurf beigefügt. Es ist angesichts der vor der Beurteilung zum Ausdruck gebrachten Meinung des Preisgerichts, daß Entwürfe den Vorzug verdienen, die äußerlich statisch bestimmt sind, nicht verständlich, weshalb dieser Entwurf als der zweitbeste erkannt worden ist. Das Preisgericht bemängelt mit Recht die Anordnung der Hauptträger ganz außerhalb der Fahrbahn, da die Querträger bei 19 m Stützweite reichlich schwer werden. Auch bedingt die große Entfernung der Hauptträger einen schweren oberen Windverband (s. Abb. 50), der die Vorteile, das Eisengewirre über der Fahrbahn einzuschränken, wieder aufhebt. Auch tadelt es, daß Blechträger und Stabbogen 2 Stehbleche in nur 50 cm Abstand aufweisen, was mit Rücksicht auf den nötigen Arbeitsraum bei den Erhaltungsarbeiten zu knapp sein dürfte. Gut ist die Anordnung, daß alle Versorgungsleitungen unter den Gehwegen sich befinden, da, wie ich schon früher betonte, bei Holzpflaster die Unterbrechung durch Einsteigöffnungen nicht empfehlenswert und unter allen Umständen im Interesse der Erhaltung des Holzpflasters zu vermeiden ist. Infolge der großen Entfernung der Hauptträger hat jedes Auflager der Mittelstützen einen besonderen Pfeiler erhalten

(s. Abb. 50), wodurch an Gründungskosten gespart wird, obwohl dann auch eine Empfindlichkeit durch verschiedene Senkungen in der Queraussteifung entsteht. Die Kosten sind trotz der Ersparnis nach dem nicht bindenden Anschlag reichlich hoch. Sie betragen 1 768 720 RM. Die Beurteilung des Preisgerichts lobt eine Reihe von Einzelheiten der Ausbildung der Stützmauern

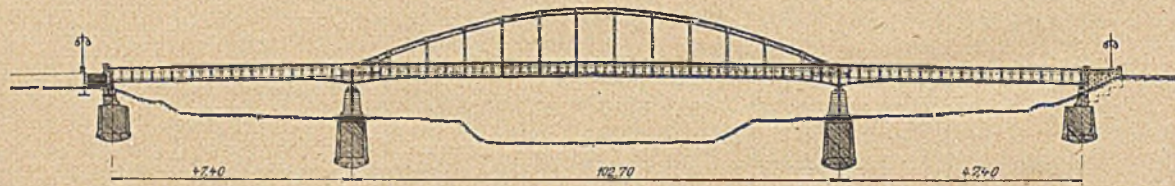


Abb. 49. Gesamtansicht.

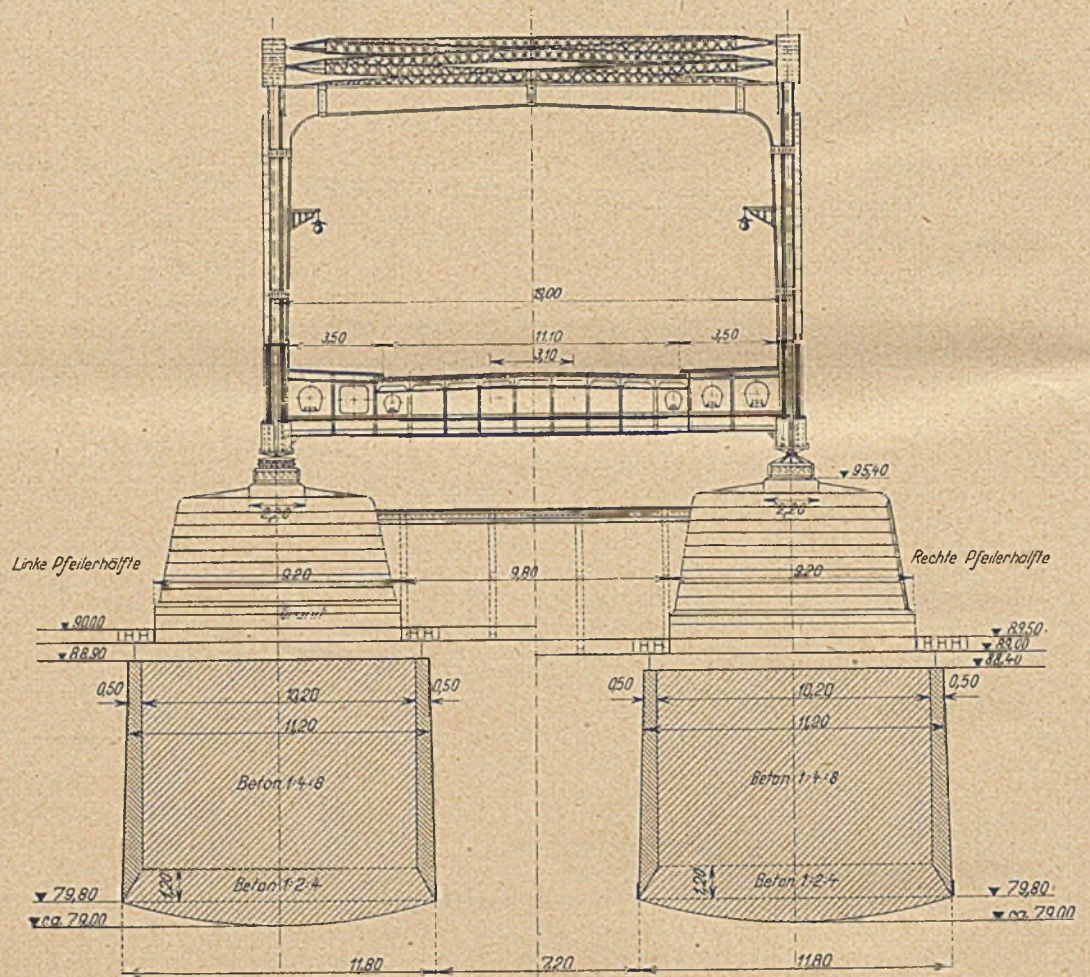


Abb. 50. Querschnitt durch die Mittelöffnung und die Mittelpfeiler.

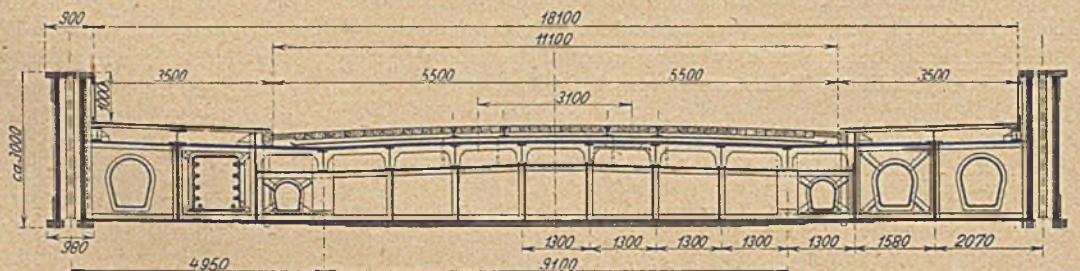


Abb. 51. Querschnitt durch die Seitenöffnung.

und Ufer aus örtlichen Gründen und hebt das angenehme Bild der Linienführung hervor und deren gute Einpassung in die Landschaft trotz der schwerwiegenden Nachteile des unnötigen Abstandes der beiden Hauptträger und des hochliegenden schweren Windverbandes. Jedenfalls wird in dieser Hinsicht der auf gleiche Stufe gestellte unter 2 besprochene Entwurf „Freier Uferblick“ dem Entwurf „Baustahl 48“ in seiner Hauptsache überlegen sein, allein schon infolge der Anordnung der Hauptträger zwischen Fahrbahn und Gehweg und nur zweier Querriegel über der Fahrbahn.

Nach Angabe eines der Preisrichter, Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe, in der „Bautechnik“ 1925, S. 430 ist der Entwurf „Baustahl 48“ nahezu übereinstimmend mit dem unter Leitung des verstorbenen Vorstandes des städtischen Tiefbauamtes Mannheim, Oberbaurat Stauffert, bereits vor dem Kriege angefertigten Brückenentwurf. Dieser Entwurf ist nach Mitteilungen der „Neuen Mannheimer Zeitung“ vom 29. Juni d. J. von drei Beamten der Mannheimer Stadtbauverwaltung eingereicht. Gegen die Teilnahme städtischer Baubeamten an außerhalb ihrer Amtstätigkeit liegenden öffentlichen Wettbewerben ist grundsätzlich meines Erachtens nichts einzuwenden. Die meisten Fachgenossen werden aber einer Eingabe an den Stadtrat zu Mannheim seitens der Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen und des Bundes Deutscher Architekten Mannheim zustimmen, deren Inhalt die genannte Zeitung wie folgt darstellt: „Es muß aber stärkstes Befremden erregen, daß Beamten, die schon über zwölf Jahre mit der Aufstellung der Entwurfsarbeiten für eine dritte Neckarbrücke und von der Stadt bei der Ausschreibung des Wettbewerbes sicherlich mit den dazu erforderlichen Vorarbeiten betraut waren, die ferner den Wettbewerbern als Vertrauensstelle der Stadt für technische Auskünfte in dem Brückenwettbewerb dienten und nach Eingang der Wettbewerbsentwürfe wohl auch die Vorsichtungsarbeiten für das Preisgericht geleistet haben, von eben dieser Stadt gestattet wird, sich an dem Wettbewerb zu beteiligen. Schon eine Beteiligung „außer Konkurrenz“ dürfte unter diesen Voraussetzungen nicht angängig sein, da es doch ein äußerst ungleicher Kampf ist, sich mit Fachgenossen zu messen, die ohne vorherige Kenntnis der Verhältnisse ganze zwei

Namen der Verfasser dieser Zusammenhang mehr oder weniger klar sein mußte, hätte man auch vom Preisgericht eine Stellungnahme hierzu erwarten dürfen.

V. Eisenbetonbrücken mit steifer Eiseneinlage (nach Melan).

12. Kennwort: „Zwanzigstes Jahrhundert“.

Dritter Preis (s. Schaubild Abb. 5 unter III.)

Verfasser: Dr.-Ing. Boros, Architekt Herfort und Ing. Wendt zu Berlin.

Wie allen Betonbrücken mit der Fahrbahn über den Bögen haftet auch diesem Entwurf der Nachteil an, daß die Kämpfer in das Hochwasser tauchen. Hier ist dieser mit 2 m Tauchung am kleinsten, der Brückenscheitel ist jedoch gegenüber den Wettbewerbsbedingungen nicht gehoben, was als Vorzug zu verzeichnen ist. Ein weiterer Vorzug ist, daß die Rohrleitungen unter den Gehwegen, wenn auch mit zu wenig Spielraum für die Rohrverbindungen, untergebracht, also leichter zugänglich gemacht als dort, wo sie unter dem mit Holz gepflasterten Fahrdamm angeordnet sind, in dem Einsteigöffnungen besonders unvorteilhaft für die Erhaltung des Holzpflasters sind. Das Tragwerk besteht aus Zweigelenbögen mit steifer Eiseneinlage unter den Bürgersteigen und aus Dreigelenkbögen unter der Fahrbahn (s. Abb. 52, 53 und 54). Die Hauptöffnung hat 80 m Lichtweite bzw. 79 m Spannweite zwischen den Gelenken und die beiden Nebenöffnungen 52,80 bzw. 53,30 m zwischen den Gelenken erhalten, der Pfeil für erstere ist 5,275 m ($h/l = 1/15$), für letztere 3,65 m ($h/l = 1/14,5$). Abb. 55 und 56 zeigen die Querschnittsanordnung des eigenartigen und in der Grundidee geschickten Tragwerkes. Je zwei Zweigelenbögen liegen zunächst den Brückenstirnen unter den Gehwegen mit dem für Rohrleitungen erforderlichen Zwischenraum und sind mit steifer Bewehrung aus Flußstahl St. 48 ausgebildet. Sie sollen durch eine Bauweise nach Melan in Vorspannung gesetzt werden. Dazwischen liegen in rd 12 m Breite unter der Fahrbahn die Dreigelenkbögen aus Eisenbeton in hochwertigem Zement mit 0,8 bis 1,2 % Bewehrung, auf denen sich durch Einzelpfeiler und Eisenbetonplatten die Fahrbahn aufbaut. Besonders zu erwähnen ist, wie sich die Verfasser die Ausführung gedacht haben. Zunächst

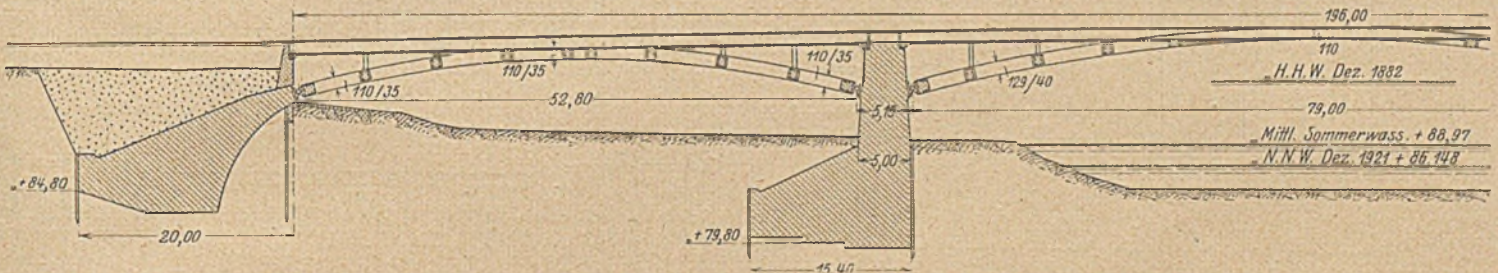


Abb. 52. Längenschnitt in den Gehwegen.

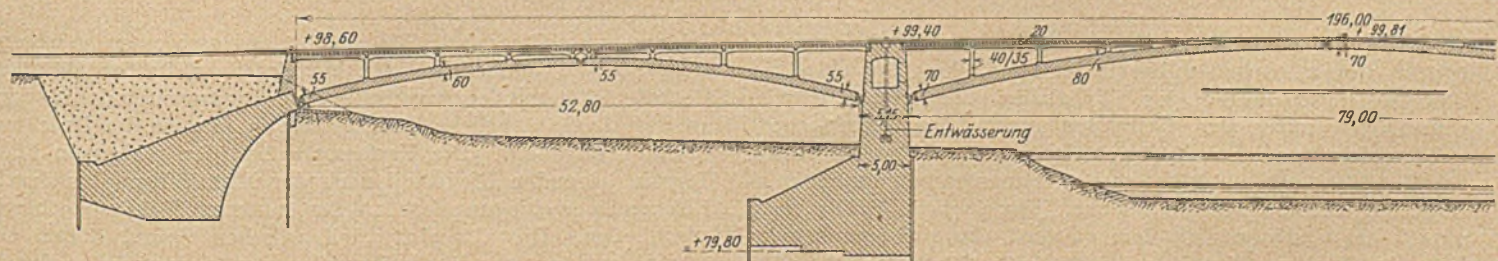


Abb. 53. Längenschnitt in Brückenachse.

Monate Zeit für eine Entwurfsbearbeitung haben, während man selbst sich mit der Sache schon 12 Jahre in Ausübung des Dienstes zu beschäftigen hatte“.

Da dem Preisgericht auch die in der Mehrzahl befindlichen Angehörigen der städtischen Verwaltung nach Feststellung der

sollen die vier eisernen Bogenträger (s. Abb. 57) aufgestellt werden. Je zwei nebeneinander stehende Bögen erhalten außerhalb des Scheitels und der Leitungsräume bleibende Querverbände. Außerdem werden Hilfsverbände angeordnet, die alle vier Einzelbögen bis zur Fertigstellung der Fahrbahntafel

aussteifen. Sie liegen soweit unterhalb der eisernen Bögen, als es die spätere Betonierung erfordert. Die liegenden Pfosten dieses Verbandes sollen biegefest und streifenweise als Lehrgerüstträger für die Betonierung der Fahrbahngewölbe dienen. Zunächst werden die vier Tragbögen nebst ihren bleibenden Verbänden einbetoniert mit entsprechender Rundeisenbewehrung gegen Schwind- und Temperaturrisse nebst Anschluß-eisen für den Querverband versehen. Da in diesem Zustande die Tragfähigkeit der äußeren Bögen nur etwa $\frac{2}{3}$ ausgenützt

Entlastung des Lehrgerüsts unter dem fertigen Streifen neben dem im Bau begriffenen einige Schwierigkeiten bieten dürfte.

Die Anordnung von äußeren Zweigelenk-Einzelbögen als getrenntes Tragwerk gegenüber dem Hauptgewölbe mit drei Gelenken ist im Hinblick auf ihren festen Zusammenhang in der Querrichtung und den verschiedenen Bewegungsmöglichkeiten der Tragwerke nicht einwandfrei durchgebildet. Bei weiterer Durcharbeitung wäre jedoch die Möglichkeit, einen guten

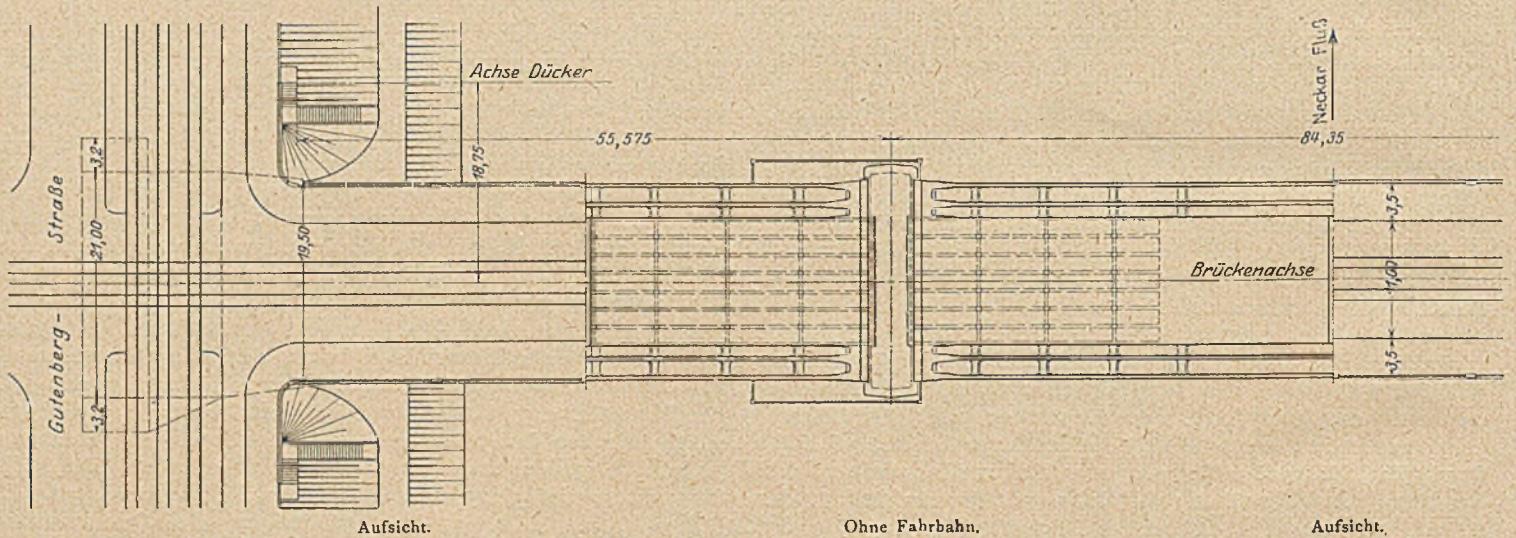


Abb. 54. Grundriß.

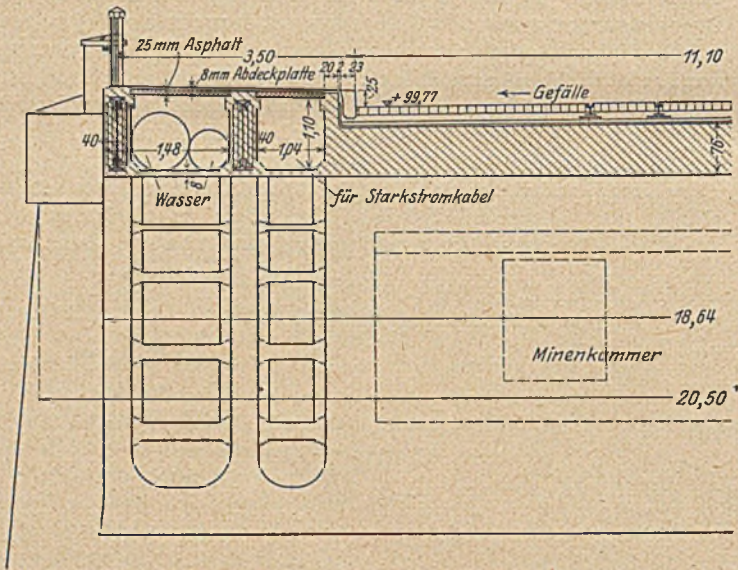


Abb. 55. Querschnitt durch den Brückenscheitel.

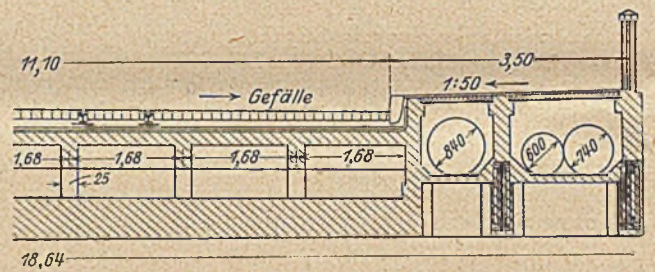


Abb. 56. Querschnitt durch den Scheitel der Seitenöffnung.



Abb. 57. Querschnittsskizze für die Ausführung der Gewölbe.

ist, kann der Rest ihrer Tragfähigkeit für die Lehrgerüstzwecke dienen, so daß während der Herstellung der einzelnen Gewölbestreifen unter der Fahrbahn die steifbewehrten Einzelbögen unter den Gehwegen nicht höher beansprucht werden als unter der endgültigen Verkehrs- und Nutzbelastung. Die Gewölbestreifen mit 3,34 m Breite entsprechen der Stützeinteilung für die Fahrbahndecke. Der schnelle Erhärtungsprozeß bei hochwertigem Zement wird die nacheinander erfolgende Streifenwölbung nach Ansicht der Verfasser ohne besonderen Zeitverlust ermöglichen; selbstverständlich darf der benachbarte Streifen nicht eher betoniert werden, bis der fertige sich selbst trägt. Statische Berechnungen sind für Entwurf und Bauverfahren nicht beigebracht, also ist eine Nachprüfung dieser Voraussetzungen nicht möglich. Die Darstellung des Betonierungsvorganges, Abb. 57, darf günstigenfalls nur als eine schematische Skizze angesprochen werden. Immerhin ist der angegebene Weg möglich, wenn auch die zuverlässige

Zusammenhang zu schaffen, nicht ausgeschlossen gewesen. Den Pfeilern, namentlich den Mittelpfeilern, haftet wie allen Bogenbrücken mit derart verschiedenen Spannweiten der Mangel an, daß sie beträchtliche Breiten, hier 15,40 m in der Brückenrichtung erfordern. Die Verfasser wollen den schlanken über Terrain liegenden Pfeilerteil nach der Mittelöffnung zu durch Eiseneinlagen biegefest an den unteren Fundamentblock anschließen. Die Gründung soll zwischen Spundwänden erfolgen, und zwar soll die Bausohle den Stropfpfeiler durch eine zweistufige, die der Landpfeiler durch eine einstufige Wasserhaltung trocken gelegt werden. Trotzdem dieses Verfahren wenigstens für die Mittelpfeiler unwirtschaftlich ist, haben die Verfasser — natürlich unverbindlich — die Baukosten auf nur 888 000 M. berechnet. Da statische Berechnungen und Massenberechnungen vollkommen fehlen, kann diese Summe nicht ernsthaft geprüft werden. Die Durchbildung der Ansichten, namentlich das Hochziehen der Vor-

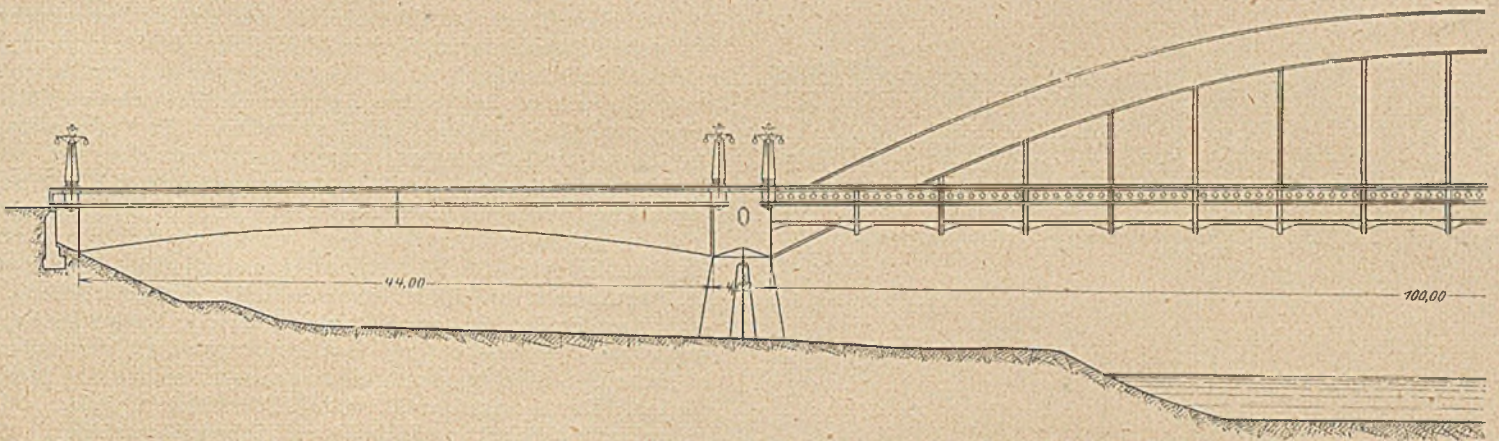


Abb. 58. Ansicht.

köpfe bei den Strompfeilern, stehen, wie das Preisgericht sagt, nicht auf gleicher Höhe wie die schön durchgeführte Konstruktion des Ingenieurs. Meines Erachtens fehlt aber für einen nichtakademischen Wettbewerb, wie hier, der Nachweis der Durchführbarkeit der schönen Konstruktionsgedanken, ohne den letzten Endes man sich kein abschließendes Urteil bilden kann.

13. Kennwort: „Betonbogen“.

Verfasser: Ph. Holzmann A. G. in Frankfurt a. M.

„Betonbogen“ ist das Kennzeichen eines sehr gut durchgearbeiteten und fehlerfreien Bogenbrückenentwurfes (s. Abb. 58). Die Firma hält streng die Höhenangaben des Wettbewerbs inne und läßt Lager und Gelenke hochwasserfrei, sie ordnet die Hohlräume für die städtischen Leitungen unter den Bürgersteinen an und gleicht die Seitenkräfte aus den 100 m weiten Mittelbogen und 44 m Seitengewölben derart aus, daß die Resultierende aus dem Eigengewicht der Bogen und der Pfeiler durch die Fundamentmitte stößt, die nur 65 cm von der Pfeilermitte abweicht. Sie fundiert, da sie mit Recht durch Wasserhaltung eine für das Bauwerk nachteilige Lockerung des Baugrundes befürchtet, die Pfeiler zwischen eisernen Spundwänden durch eine unter Wasser eingebrachte Lage aus Schüttbeton und legt die Spundwandspitzen 1,50 m unter der Gründungssohle. An diesen ausgereiften Grundlagen, welche die älteste Tiefbaufirma Deutschlands vorschlägt, sollten

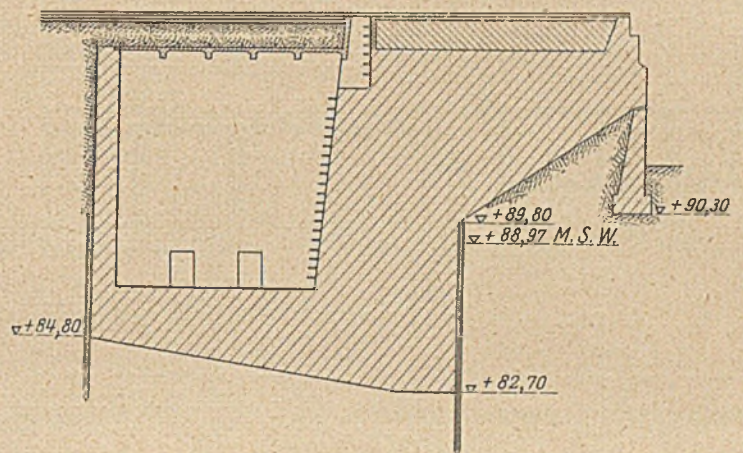


Abb. 59. Landwiderlager.

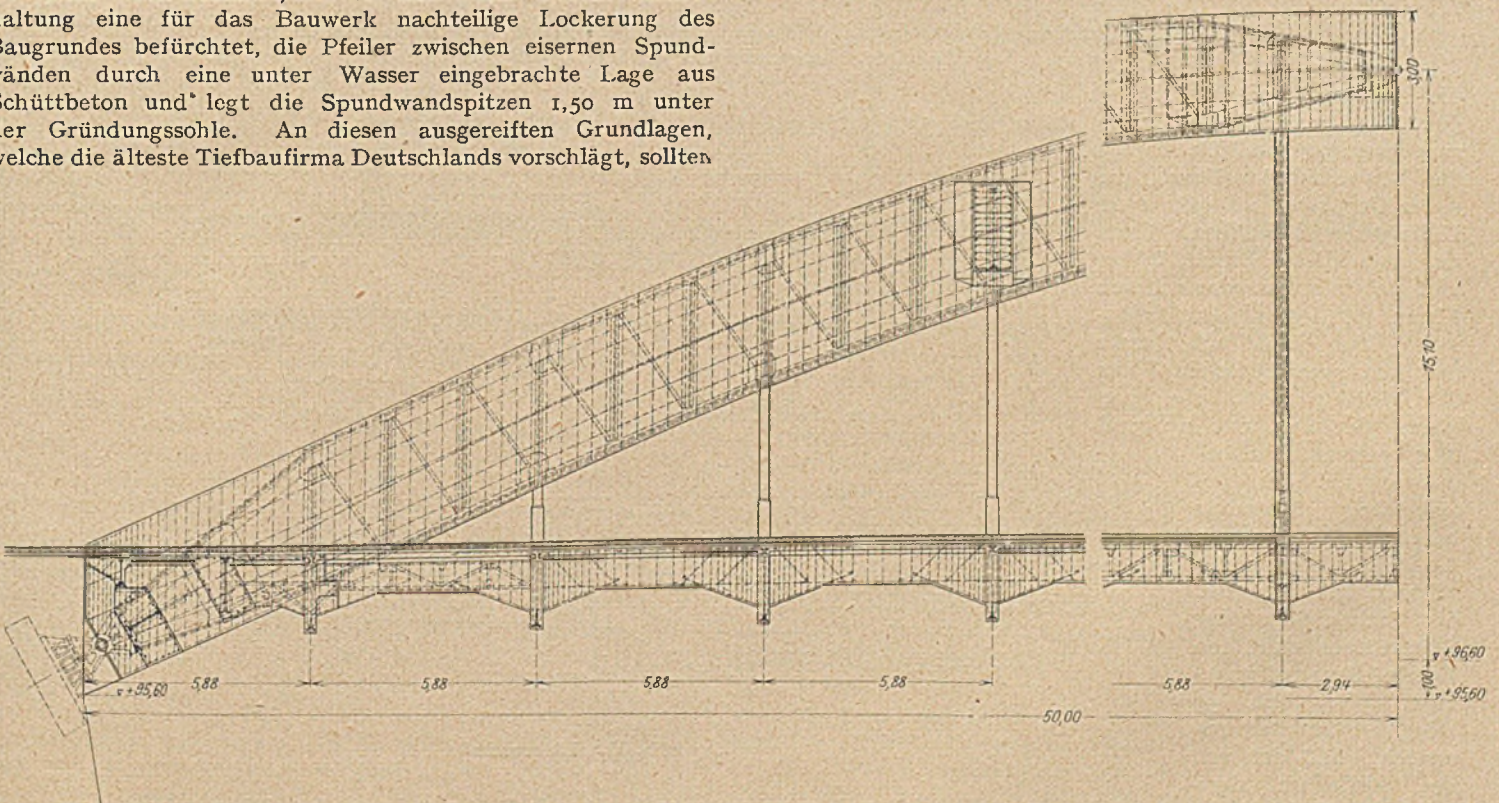


Abb. 60. Einzelheiten des Tragwerks der Mittelöffnung in der Nähe der Pfeiler.

Abb. 61. Tragwerk am Brückenscheitel.

Die Hauptträger (s. Abb. 60 bis 64) sind als Eisenbetonbogen mit steifen Eiseneinlagen, System Melan, ausgebildet, und zwar in der Mittelöffnung als zwei Dreigelenkbogen mit angehängter Fahrbahn und in den Seitenöffnungen als Dreigelenkgewölbe neben der Fahrbahn. Die Pfeilhöhen und auch die Spannweiten der Bogen sind besonders danach festgelegt, daß sich die Horizontalschübe aus ständiger Last angenähert der Pfeiler- ausbildung wegen ausgleichen. Dies ist, wie bereits oben erwähnt, schon beim zweiten Wettbewerb vor 25 Jahren für die Betonbogenbrücke Richtschnur gewesen, und so sollte es noch heute sein, wie der Holzmansche Entwurf zeigt, anstatt von dieser Forderung, wie bei manchem der Entwürfe jetzt geschehen, abzuweichen und den Kräfteausgleich wo anders zu suchen. Solche weniger sicheren Bauarten sollten abgelehnt werden. Dann wären wohl manche der Bogenbrücken mit mangelhaftem Schubausgleich diesem Schicksal verfallen.

Für die Gurte der Bogenrippen in den Melanbogen ist St. 48, für die Füllstäbe Flußeisen und für die Betonummantelung Beton im Mischungsverhältnis 1:4½ mit hochwertigem Zement angenommen. Die Bogen der Hauptöffnung (s. Abb. 60 bis 62) haben kastenförmigen Querschnitt von 1 m Breite und 3,50 m Höhe; letztere verringert sich im Scheitel auf 3 m. In den Seiten wird das Tragwerk aus 4 je 1,60 bis 1,80 m breiten Gewölbestreifen gebildet, jeder mit 3 eisernen Tragrippen (s. Abb. 63 und 64). Das eiserne Bogengerippe in der Mittelöffnung trägt nur das Eigengewicht des Betonbogens, während alle übrigen Lasten von der Verbundkonstruktion getragen werden. In den Seiten wird das Gewicht von Gewölbe und Versteifungsplatte durch das Eisen getragen und der Rest von der Verbundkonstruktion. Auflager und Gelenke sind aus

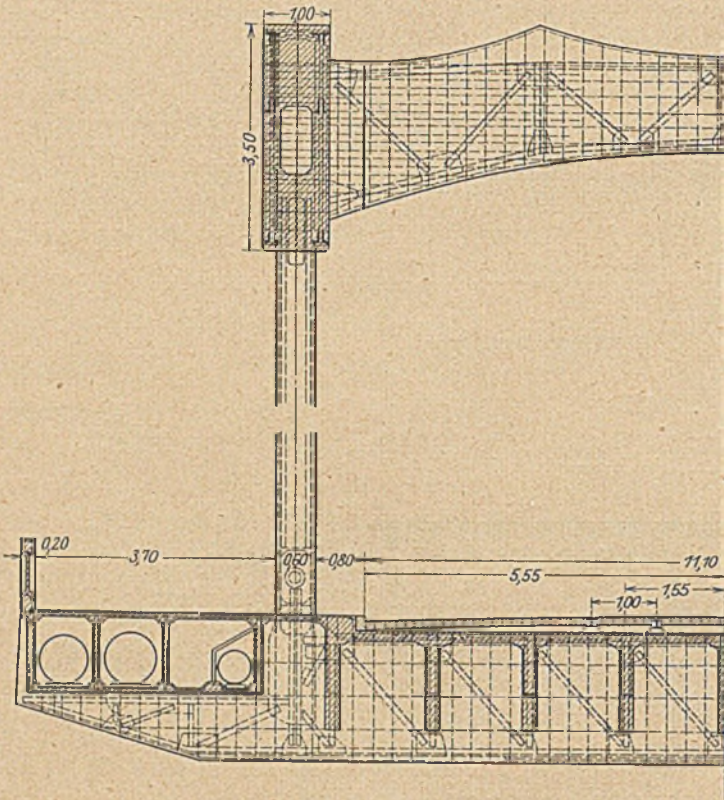


Abb. 62. Querschnitt in der Mittelöffnung.

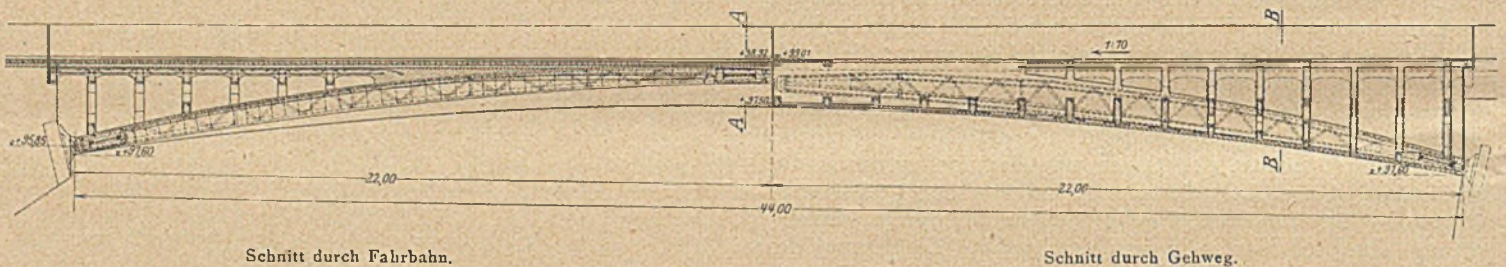


Abb. 63. Längenschnitt in der Seitenöffnung.

die Bauingenieure lernen. Denn aus ihr sprechen die Erfahrungen sicher zum Ziele führenden Bauweisen der Praxis, die wertvoller sind als glänzende Kühnheiten der Ideen. Trotz der von dieser Firma früher und mehr als von jeder anderen Firma gepflegten Gründungsweise mit Luftdruck, trotz der fast symmetrischen Form der Pfeiler sieht sie von dieser Gründungsart ab und hält genannte altbewährte für die geeignetste. Besonders beachtenswert ist auch die solide Lösung der schwierigen Aufgabe, den flachen Schub der Seitenöffnungen in den Landpfeilern aufzunehmen. Wie Abb. 59 zeigt, ist das dadurch erreicht, daß der von den Auflagern abgewendete Teil der Widerlager hohl ausgebildet ist und einzelne Längswände die Kräfte aus dem voll ausgebildeten Widerlagerteil in die Bodenplatte unter dem Hohlraum ableiten.

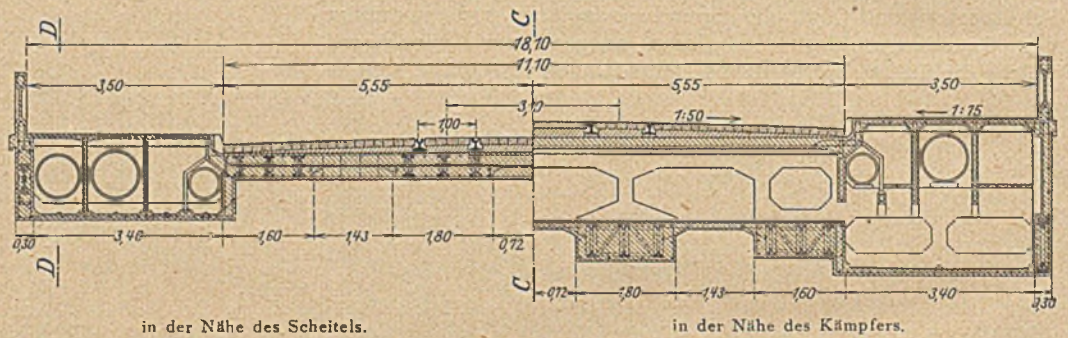


Abb. 64. Querschnitte.

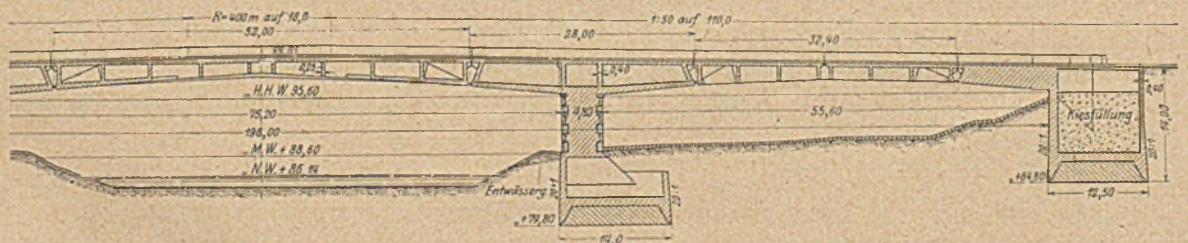


Abb. 65. Längenschnitt.

Stahlguß. Nach Aufstellung der Eisengerippe werden die Querträger aufgehängt und daran die Schalung befestigt, worauf der Beton nach statischen Erwägungen eingebracht

wird. Alle weiteren Einzelheiten sind aus den Abbildungen zu ersehen. Es muß zugegeben werden, daß der 3 m und darüber hohe Betonbogen mit drei Querstreifen in der Mittelöffnung zuschwer in die Erscheinung tritt, ein Mangel, den

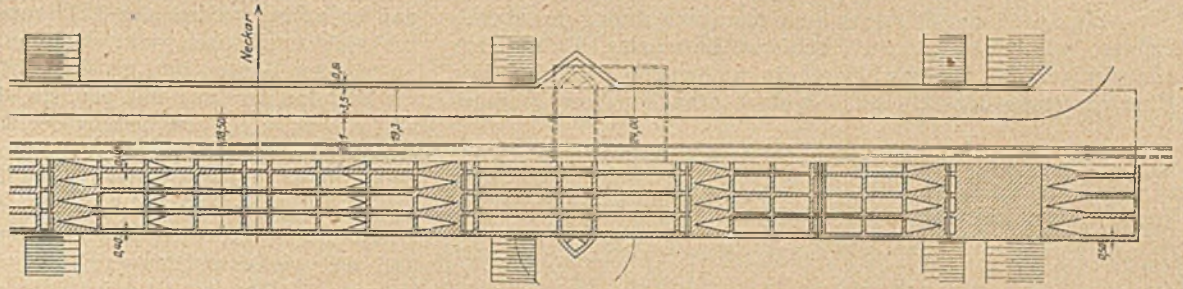


Abb. 66. Grundriß oben mit Fahrbahn, unten ohne Fahrbahn.

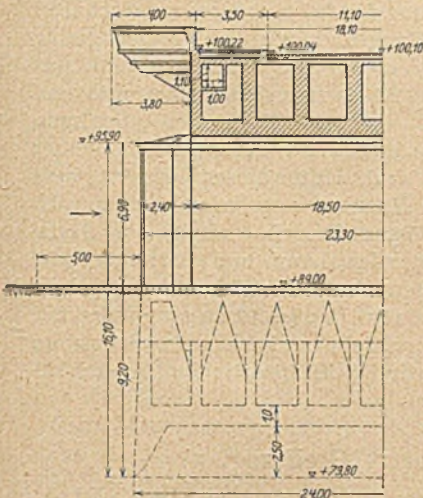


Abb. 67.

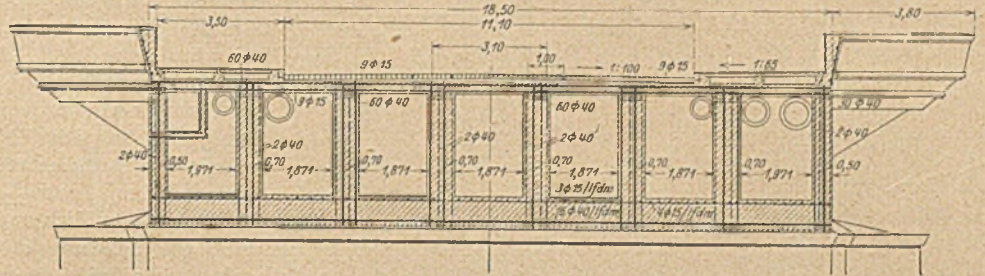


Abb. 68. Querschnitt.

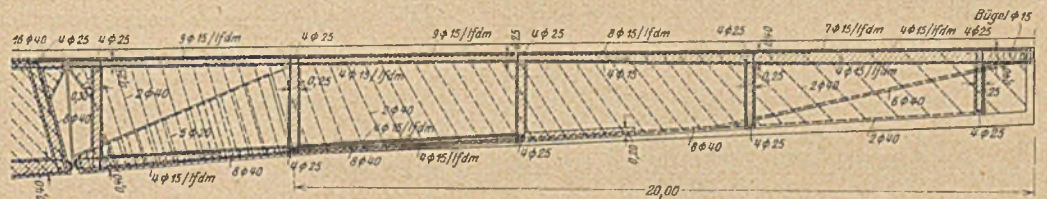


Abb. 69. Eiseneinlagen des Bogenteils der Mittelöffnung.

er mit einigen vollwandigen Eisenbogen teilt. Im ganzen ist der Entwurf aber ein durch und durch gereiftes und hochwertiges Werk, das trotz seiner nicht bindenden Kostenangabe von 1 899 000 RM ernste Aufmerksamkeit der Fachwelt verdient.

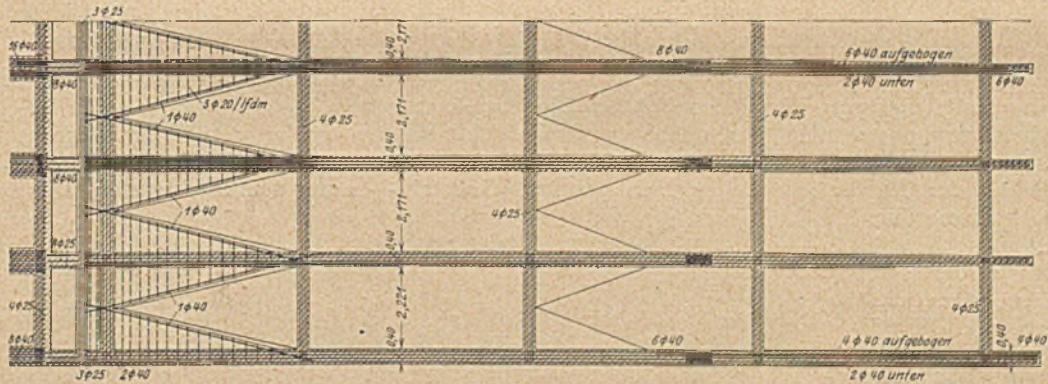


Abb. 70. Grundriß zu Abb. 69.

VI. Eisenbetonbrücken mit schlaffer Eiseneinlage.

14. Kennwort: „Geist der Gothik“, angekauft.

Verfasser: Grün & Bilfinger A. G. Mannheim und Architekt Dr.-Ing. M. Schmechel, Mannheim, nach einer unter Patentschutz stehenden Konstruktion des Ober-Ing. Kröger der Firma Grün & Bilfinger. (Schaubild s. u. III.)

Die Aufgabe wird durch ein ganz unter der Fahrbahn liegendes Bauwerk aus Eisenbeton gelöst mit einer Mittelöffnung von 75,2 m und zwei Seitenöffnungen von je 55,6 m Weite. Die wesentliche Neuerung des Entwurfes besteht darin, daß an den Widerlagern und Pfeilern Balken 11,60 m weit ausgekragt sind, gegen die sich Dreigelenkbogen mit 52 bzw. 32,40 m Spannweite stemmen (siehe Abbildung 65). Hierdurch wird an Konstruktionshöhe gespart, der Schub auf die Widerlager geringer und das Gewicht der Widerlager durch die Auskragungen vergrößert, also ein günstigerer Verlauf der Kräfte im Pfeiler erzeugt als bei gewöhnlichen Gewölben

Trotzdem mußte der Scheitel um 89 cm höher als bedingungsgemäß gelegt werden. Nicht unbeachtet muß die Bemerkung der ortsangesessenen Verfasser bleiben, daß die deshalb gewählte Brückensteigung von 1:50 auch in Mannheim nicht unangenehm empfunden wird, denn was die Jungbusch- und Rheinbrücke und verschiedene Uferführungen unbeliebt macht, seien nicht die Steigungsverhältnisse auf diesen Brücken, sondern die Lage und besonders ungünstigen Steigungen der Zufahrtsrampen. Das bestätigt, was ich schon eingangs bemerkte, daß die von den Wettbewerbsbedingungen vorgeschriebenen Steigungsverhältnisse bei dem Mangel an Bauhöhe verschwenderisch schwach angenommen sind und mit dem Urteil des Preisgerichts über die Berücksichtigung des modernen Schnellverkehrs auf städtischen Brücken nicht im Einklang steht, da der Schnellverkehr ohne Nachteil stärkere Steigungen, wie oben nachgewiesen, verträgt.

Von Bedeutung ist der bei diesem Entwurf geführte theoretische Nachweis, daß erhebliche Vergrößerungen der Verkehrslasten nur verhältnismäßig kleine Steigerungen der Beanspruchungen zur Folge haben.

Abb. 65, 66 und 67 zeigen die Gesamtanordnung des ebenso kühnen wie geistreichen und schönen Entwurfes. Er ist einer der wenigen Massivvorschläge, die außer der beträchtlichen Überschreitung der Scheitelhöhe ein Eintauchen von Überbau-

daß er unter wechselnder Belastung verschieden nachgibt und nicht unelastisch wirkt. Man muß nach meinen Erfahrungen an eigenen Bauten und als Gutachter darauf gefaßt sein, daß die Mittelpfeiler ein wenig pendeln. Man lege sich Rechenschaft ab, wie groß die Verschiebung der weit ausgekragten Kämpfergelenke werden kann und welche Folgen das für den zwischen- gespannten Dreigelenkbogen hat. Das Unbestimmte ist hier die Größe dieser Verschiebung. Also trotz der statischen Bestimmtheit muß ich diese Bauart nicht für so klar halten, daß sie, wie vom Preisgericht geschehen, mit den Bauarten in eine Reihe gestellt wird, die senkrechte Auflagerdrucke abgeben, deren Vorrang das Preisgericht mit Recht als Grundlage seines Urteils festgelegt hat. Die größte Senkung des Scheitels durch Schwinden und Eigengewicht beträgt rechnerisch 92,7 mm, was durch Überhöhung des Lehrgerüsts ausgeschaltet werden kann. Wäre der Baugrund wirklich unnachgiebig und starr, so würde infolge Verkehr das Kämpfergelenk nur um 3 mm, der Gewölbescheitel um 21 mm sich senken, während durch Wärmeänderung von $\pm 15^{\circ} \text{C}$ im Scheitel eine Senkung bzw. Hebung von $\pm 49 \text{ mm}$ entstände; Maße, die in keiner Weise als erheblich anzusehen sind. Unter dieser Voraussetzung muß die Leistung in diesem Entwurf anerkannt werden. Er zeigt, was mit einer aufgelösten Eisenbetonbauweise durch Pfeilerauskrugung geleistet werden kann und bereichert die Brückenbaukunst um einen neuen Gedanken, dessen Ausführung allerdings nur bei starrem Baugrund zu empfehlen ist. Die Gesamterscheinung ist schlicht und kühn (s. Schaubild unter III). Beide Eigenschaften bilden auch den schönheitlichen Grundwert des Ganzen.

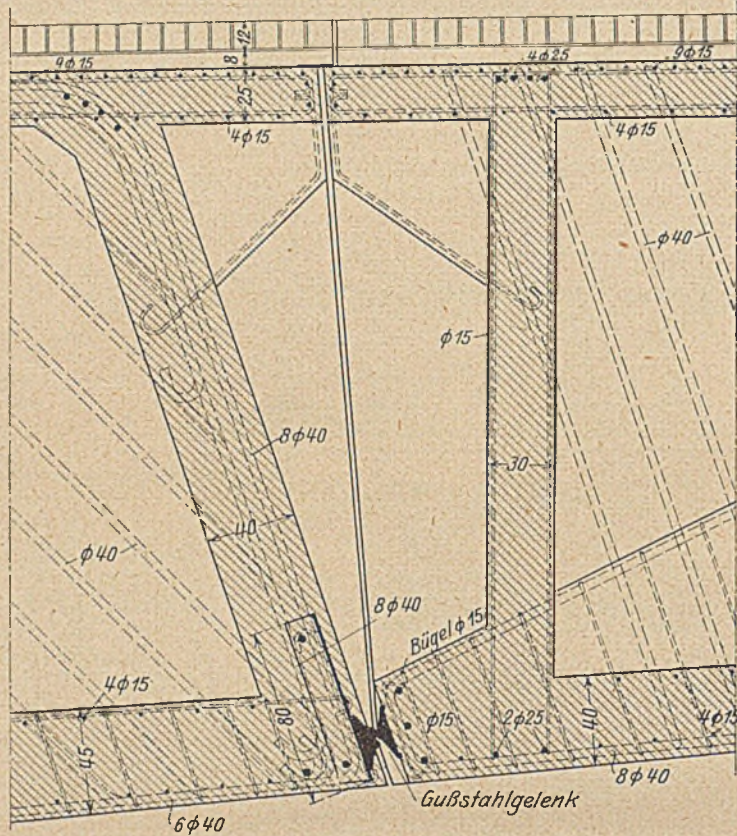


Abb. 71. Kämpfergelenk des mittleren Bogen.

15. Kennwort: „Greif zu“.

Verfasser: Dr.-Ing. Hingerle, Ludwigshafen, Dipl.-Ing. C. Santo, Mannheim, Regbmstr. Zendler, Ludwigshafen, in Verbindung mit dem Architekten Regbmstr. Hanser in Mannheim.

Abb. 72 u. 73 zeigen den Entwurf in der Gesamtanordnung.

Von den Wettbewerbsbedingungen abweichend, liegt der Brückenscheitel 30 cm höher als zulässig, die Kämpfer 1,20 m unter dem Hochwasser. „Das war nötig, um eine freie Fahrbahn

teilen in das Hochwasser vermieden haben. Die Einzelheiten der Eisenbetonkonstruktion des mittleren Dreigelenkbogens ist aus den Abb. 68 bis 71 zu ersehen. Daß die Gelenkpunkte so nahe an der Kante liegen, hat dazu geführt, Gußstahlgelenke anzuordnen, die gegen hochsteigige T-Eisen in der spitzwinkligen Mauerkante gelagert sind. Die Wirkung ist statisch nicht klar und hätte besser durch Ausbildung der den Gelenken benachbarten Druckteile durch einbetonierte in Eisenstabwerk ausgebildete Schnäbel erzielt werden können. Etwas gewagt erscheint auch die Pfeilergestaltung im Untergrund der Mittelpfeiler. Wie Abbild. 65 zeigt, steht der 4,80 m breite Strompfeiler aus statischen Gründen ganz einseitig auf dem 14 m breiten Druckluftsenkkasten aus Eisenbeton. Ist schon das senkrechte Absenken solcher einseitig belasteten Kästen außerordentlich schwierig und leicht zu projektwidriger Lage der Fundamentsohle führend, so kann die wechselnde Beanspruchung dieser Sohle durch Verkehrslasten nach der statischen Berechnung von 1 kg/cm² der einen Kante und 5,4 kg/cm² an der gegenüberliegenden auf umgekehrt 5,4 kg/cm² der einen und 1 kg/cm² an der gegenüberliegenden Kante doch recht verhängnisvoll werden. Bei diluvialen Baugrund muß damit gerechnet werden,

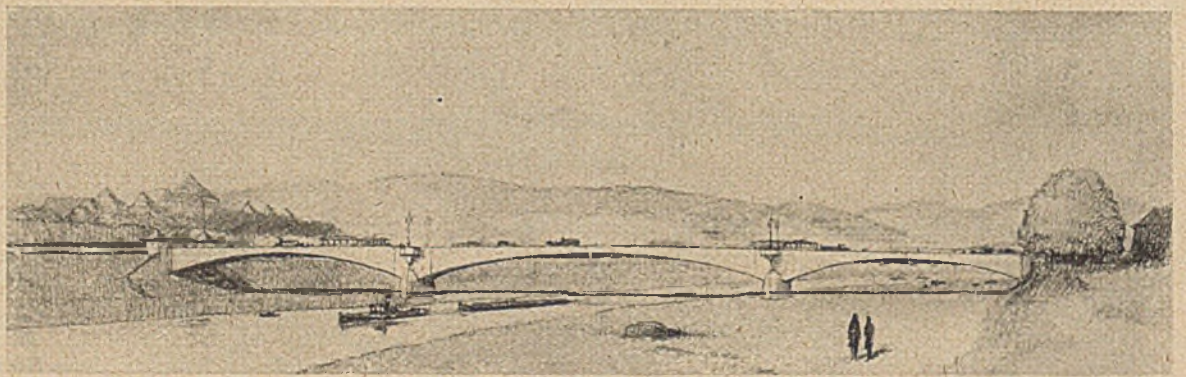


Abb. 72. Schaubild.

zu ermöglichen, die in ganzer Breite zwischen den Eisenbetonbögen angeordnet ist, von denen der Scheitel 1,20 m über Gehweg (s. Abb. 74) sich auf Geländehöhe also erhebt. Da der Bogen hier 1,45 m breit ist, kann der Fußgänger in großer Länge der Stromöffnung die Wasserflächen in der Nähe der Brücke nicht übersehen. An den Stellen, wo der Bogen unter dem Gehweg liegt, ist der Bürgersteig 1,10 m breiter als nötig (s. Abb. 74 und 75). Hierdurch entstehen auch Ecken und Nischen, die eine neuzeitliche großstädtische Brücke nicht haben darf, da Schmutz und Gesindel sich gern dahinter niederläßt. Die Mittelöffnung

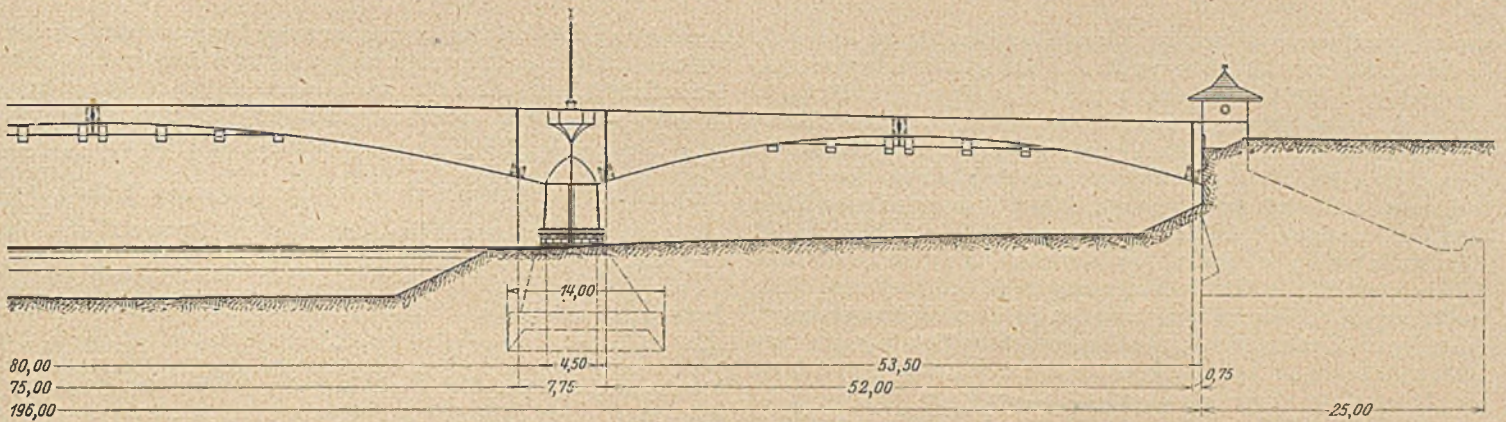


Abb. 73. „Greif zu“. Gesamtanordnung.

mit 80 m Kämpferweite ist infolge dieser Anordnung dennoch mit Dreigelenkbogen von 75 m Spannweite und 5,10 m Stich ($h/l = 1/15$) aus hochwertigem Beton mit $3\frac{1}{10}$ Eiseneinlagen aus St. 48. Die Betondruckspannungen von 120 kg/cm^2 überschreiten das bislang Zulässige, wenn auch die Verfasser eine 4,5fache Sicherheit dabei festzustellen glauben. Sie wollen mit 80 kg/cm^2 auskommen, wenn man die Fahrbahn noch um 45 cm höher legen dürfte. Man sieht hieraus wieder den Kampf des Konstrukteurs mit der Höhe und die Verantwortlichkeit derjenigen, die bei der Höhenlagenfeststellung ausschlaggebend waren. An die Bogen sind die 18,10 m im Lichten weiten Eisenbetonquerträger im Abstand von 5,20 m angeschlossen, welche die Fahrbahn durch eine Plattenbalkenkonstruktion tragen. Die Querträger

von nicht weniger als 25 m landeinwärts und sollen zwischen Spundwänden gegründet werden. Das bietet große Störungen und Schwierigkeiten für den Uferverkehr. Die ganze zu überbauende Fläche muß mit einem Lehrgerüst mit Schiffsdurchlässen zugebaut werden, wodurch diese Bauart den unter V aufgeführten Betonbrücken mit steifer Eiseneinlage, die zugleich das Lehrgerüst trägt, unterlegen ist. Jedoch ist der

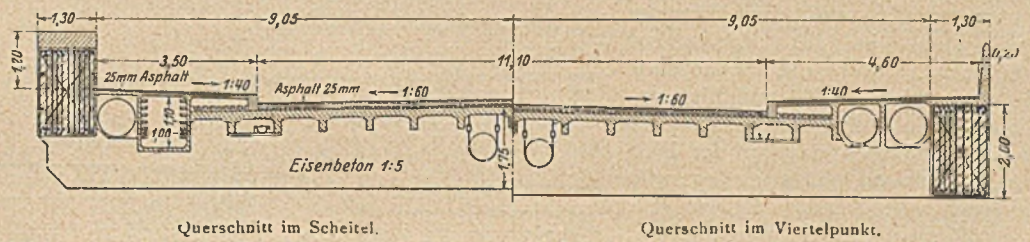


Abb. 74. Querschnitte.

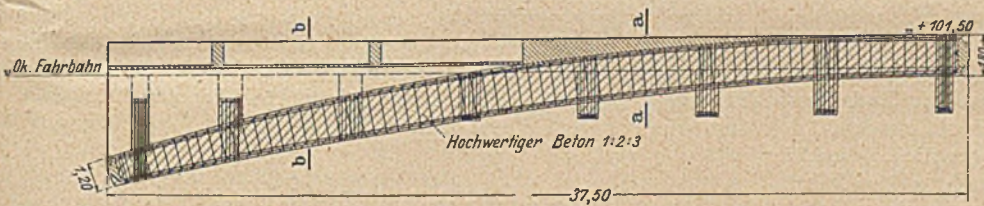


Abb. 75. Bogenrippe der Mittelöffnung

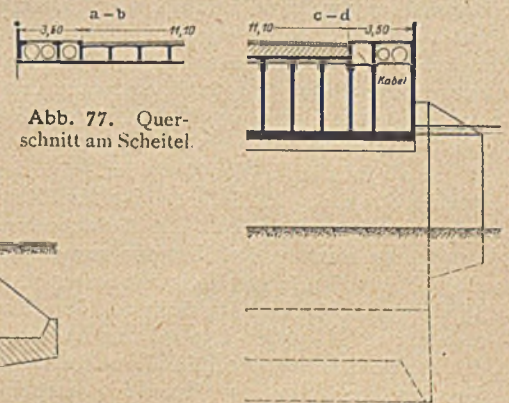


Abb. 77. Querschnitt am Scheitel.

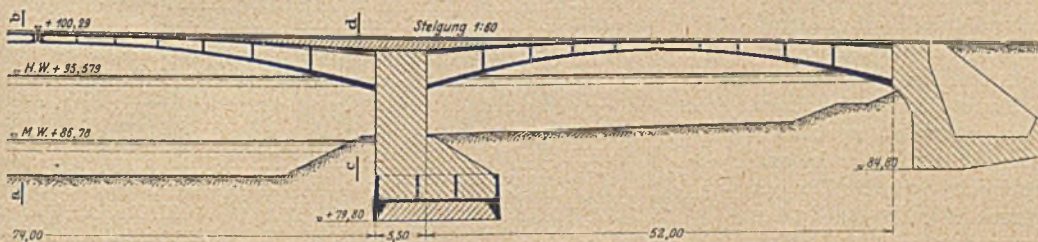


Abb. 76. Längenschnitt.

Abb. 78. Querschnitt am Kämpfer.

hängen in der Scheitelgegend unter den Bogen, in der Kämpfergegend sind sie aufgesetzt, wie Abb. 74 es erkennen läßt. Sie sind biegeunfähig angeschlossen; die dadurch entstehenden Torsionsspannungen sollen durch die Ausführungsart ausgeschaltet werden. Die Strompfeiler sind mittels Druckluft gegründet und sitzen einseitig auf den Fundamenten, da die Schübe sich zu wenig ausgleichen. Es stehen aus der Mitte 3300 t Schub einem Seitenschub von 2200 t gegenüber, ersterer überwiegt also um 50% . Dabei ist noch vorausgesetzt, daß die Seitenöffnung mit Stein, die Mittelöffnung mit Holz gepflastert ist, was unzulässig erscheint. Jeder Mittelpfeiler besteht aus zwei Fundamentteilen, so daß die Kräfte aus den beiden Tragbogen in der Stromrichtung wenigstens ziemlich mittig abgeleitet werden. Die Widerlager haben eine Breite

Entwurf, dessen Kosten auf 1625000 RM. unverbindlich berechnet sind, gründlich durchgearbeitet. In seiner Gesamterscheinung, abgesehen von den Eckbauten, ist er erfreulich, wobei bemerkt werden kann, daß die von außen sichtbare Durchschneidung der Gewölbe auch die Fahrbahnunterkante als Sehne (s. Abb. 72) ästhetisch nicht stört, da sie konstruktiv wirkt und das etwas magere Bild der Brücke mit drei kühnen, aber glatten Gewölben im Hintergrunde belebt.

16. Nebenentwurf: „Reichspräsident“.

Verfasser: Dyckerhoff & Widmann A. G., Biebrich.

Lehrreich dürfte noch der Hinweis auf diesen eingereichten Nebenentwurf sein. Die Firma erklärte sich von vornherein überzeugt, daß, wenn alle Wettbewerbsbedingungen zu erfüllen

seien, eine Massivbrücke nicht in Frage kommen könne. Dennoch legte sie Skizzen für eine gewölbte Eisenbetonbrücke von 52, 74 und 52 m Stützweite vor, von welchen das Wesentliche in den Abb. 76 bis 78 angedeutet ist, besonders, daß der Scheitel um 48 cm gehoben und der Kämpfer um etwa 2 m unter HW gelegt ist. Zu bemängeln ist nur die Anhäufung von abgeschlossenen Hohlräumen, namentlich soweit sie sich in der Nähe der Gasleitungen befinden. An dieser Stelle möchte ich die Stadtbrückenbauer darauf aufmerksam machen, daß das Tiefbauamt Berlin vor Jahrzehnten die Anordnung von nicht gelüfteten Hohlräumen innerhalb des Brückenkörpers verboten hat, wozu Explosionen von Gasgemischen Veranlassung gegeben haben.

VII. Stampfbetongewölbe.

17. Entwurf: „Straffer Bogen, flacher Stich“, angekauft.

Verfasser: Josef Hoffmann & Söhne A.-G., Mannheim, in Verbindung mit Prof. Billing, Karlsruhe. (Schaubild s. unter III.)

Um in der Hauptöffnung von 80 m und den beiden Seitenöffnungen von je 51 m Spannweite mit Dreigelenkbogen aus Beton durchzukommen, ist der Brückenscheitel 33 cm höher als bedingungsgemäß angenommen und die Kämpfer rd 3 m in das Hochwasser getaucht. Für die vorliegende Aufgabe ist die Lösung also unbrauchbar. Sie bietet jedoch so viel Lehrreiches, daß auf den Entwurf dennoch näher eingegangen werden soll.

Wegen der Überleitung von großen Rohren und Schaffung des bekriechbaren Raumes für die Starkstromkabel ist eine Aufteilung der Gewölbe in 6 Streifen entstanden, von welchen die beiden äußersten je 1,50 m, die übrigen unter der Fahrbahn je 2 m breit sind, so daß die Zwischenräume, wie Abb. 81 näher zeigt, für die zu überführenden Leitungen dienstbar und auch einigermaßen zugänglich gemacht werden können, was als ein Vorzug des Entwurfes gelten kann. Die Verbindung und Versteifung der Streifen untereinander ist so gut als möglich in der Nähe der Kämpfer mittels Eisenbetonstreifen bewirkt; im Scheitel ist nur die Eisenbetonfahrtafel hierfür vorhanden. Die Gelenke sind aus Formgußstahl auf 30 cm starken Stahlbetonlagern in der Hauptöffnung und als granitene Wälzelenke in den Seitenöffnungen vorgeschlagen. Die Gewölbekonstruktion im Scheitel der Hauptöffnung betragen 1,33 m, am Kämpfer 1,50 m, nur an der meist beanspruchten Stelle 1,80 m, s. Abb. 80. Für Druckbeanspruchung ist 70 kg/cm² für das Mischungsverhältnis 1:4 mit hochwertigem Zement zugrunde gelegt, für Stahlbeton 100 kg/cm². Die Zwickel in den Hauptöffnungen sind der Gewichtersparnis wegen aufgelöst. Die Gewölbe sollen mittels hydraulischer Pressen in einen ihrer zukünftigen Beanspruchung entsprechenden Spannungszustand versetzt werden, worüber nähere Angaben vermißt werden. Die architektonische Durchbildung entspricht in keiner Weise neuzeitlichen Ansprüchen über Brückenbaukunst. Die Gewölbe sind mit Quadern verblendet, verschleiern also nicht nur die Betonbauweise, sondern verdecken auch die Gelenke, so daß die ganze Bauart eine falsche Vorstellung hervorruft. Die Gesamterscheinung ist, wie Abb. 79 zeigt, wohl als vornehm zu bezeichnen, die Brücke scheint jedoch aus dem vorigen Jahrhundert zu stammen. Der Entwurf desselben Architekten und Verfassers für die Jungbuschbrücke, welchen ich in der Zeitschrift VDI 1902, S. 260 und 261, besprochen und gezeigt habe, steht auf einem wesentlich höheren Niveau, ebenso auch der technische Entwurf, welcher seinerzeit

der Firma Grün & Bilfinger entstammte. Die Horizontalschübe, welche auf den Mittelpfeiler wirken, waren damals durch die Einzelausbildung erheblich reifer ausgeglichen. Für Eigengewicht aus der Mittelöffnung mit 113 m Stützweite und 9,10 m Pfeilhöhe ($\frac{h}{l} = \frac{1}{12,3}$) war der Schub 471 t/m, aus der Seitenöffnung mit 60 m Stützweite und 5,85 m Pfeilhöhe ($\frac{h}{l} = \frac{1}{10,1}$) 361 t/m, während im vorliegenden Entwurf aus der Mittelöffnung mit 80 m Stützweite und 6,90 m Pfeilhöhe ($\frac{h}{l} = \frac{1}{11,5}$) 450 t/m aus der Seitenöffnung, mit 51,20 m Stützweite und 5,20 m Pfeilhöhe ($\frac{h}{l} = \frac{1}{10,1}$) 270 t/m Schub durch Eigengewicht wirkt. Das Verhältnis der Schübe war 1901: 1,30 und 1925: 1,65. Jetzt überwiegt der Mittelschub über den Seitenschub um 65 0/0, und 1901 hatte man einen Entwurf,

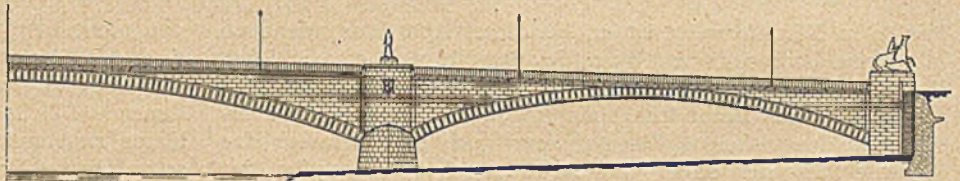


Abb. 79. Ansicht.

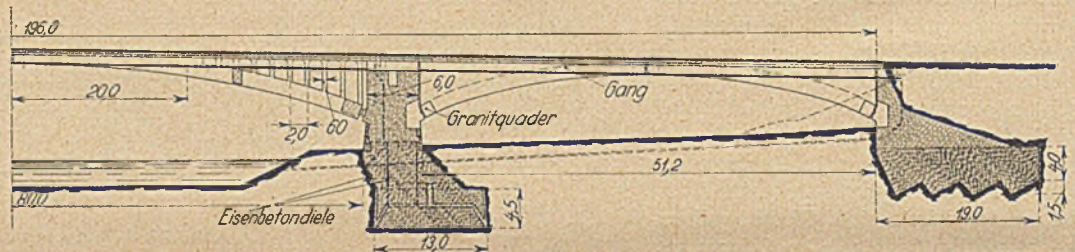


Abb. 80. Längenschnitt.

der weder prämiert noch angekauft worden ist, der die Schübe bis auf 30 0/0 ausgeglichen hatte, obwohl die Spannweiten sich fast wie 2:1 verhielten, während sie jetzt sich etwa wie 3:2

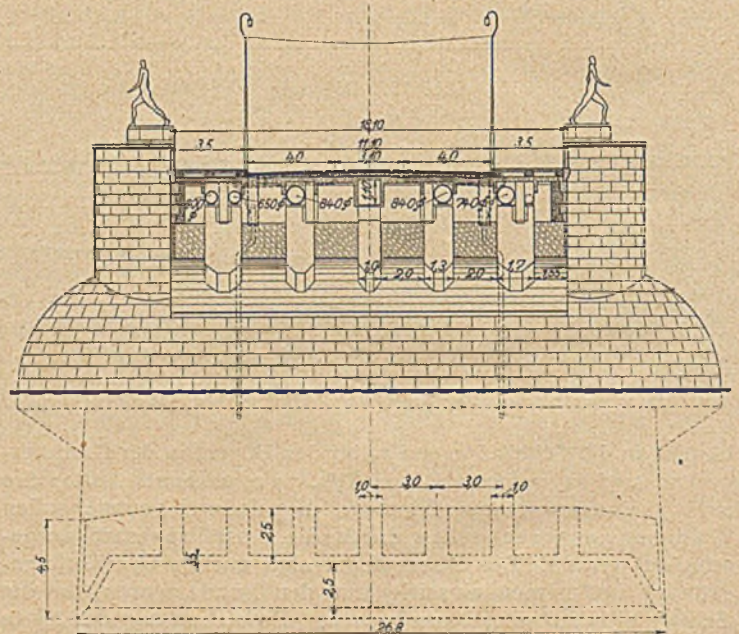


Abb. 81. Querschnitt.

verhalten und dadurch den Ausgleich erleichtern. In dieser Richtung ist also ein technischer Fortschritt leider nicht zu finden. Eine Folge dieses mangelhaften Kräfteausgleiches ist, daß der mit Luftdruck zu gründende Mittelpfeiler, wie man aus

Abb. 81 ersehen kann, einen 13 m (in Brückenrichtung) breiten Senkkasten erfordert, über dem das Fundamentmauerwerk 1,60 m nach der Mittelöffnung zu sogar noch überkragt. Ob die geplante Gründungsarbeit mit dem vollkommen einseitig belasteten Senkkasten glücken wird, erscheint im hohen Maße fraglich. Im übrigen ist rein äußerlich zu rügen, daß in laienhafter Weise die Kandelaber unmittelbar auf die Bordkante (s. Abb. 81) gesetzt sind. Das und die scheinbar in den Neckar springen wollenden nackten Jünglinge auf den Pfeilervorköpfen sind auch wohl nicht ernst zu nehmen. Als einen Musterentwurf vom Standpunkte der Brückbaukunst kann man deshalb diese mit 2,36 Millionen M. veranschlagte Lösung nicht anerkennen. Jedenfalls sind erheblich bessere und reifere Entwürfe nicht angekauft.

Zusammenfassung:

Vorstehende Darstellung der dem „Bauingenieur“ zugänglich gemachten Wettbewerbentwürfe und ihre freimütige Beurteilung, soweit sie von der preisgerichtlichen abweicht, sollen die mühevollen Arbeit des Preisgerichts keineswegs herabsetzen, sondern eine sachliche Darlegung anderer Auffassung

über Lösung der Aufgabe darbieten. Das Preisgericht und namentlich seine Brücken-Fachleute haben unter den obwaltenden, schwierigen Verhältnissen sicher das Möglichste getan und Zugeständnisse gemacht, namentlich wohl auch im Hinblick auf die große Eile, mit welcher der kurzfristige Wettbewerb in das Bauprogramm eingeschaltet worden ist. Demgegenüber dürfte aber im Interesse der Gesamtleistungen, welche die Aufgabe von den Wettbewerbern gefordert hat, eine Besprechung, wie die vorliegende, abweichende Auffassungen nicht verschweigen. Vor allem sollte hier der Standpunkt der Wettbewerber, welche mühevollen Arbeit und Opfer der Aufgabe gewidmet haben, in den Vordergrund gestellt werden. Die Stadt Mannheim, welche den Wettbewerb ausgeschrieben hat, trägt auf jeden Fall den größten Vorteil heim. In Zukunft würde es in ähnlichen Fällen zu empfehlen sein, wenn auch beim Preisgericht die Partei der Wettbewerber sogleich zu Worte kommen würde dadurch, daß etwa Verbände, wie der Deutsche Architekten- und Ingenieur-Verband, der Deutsche Eisenbau-Verband und der Deutsche Betonverein durch Abordnung eines von ihnen zu bezeichnenden Vertreters zum Preisgericht und zu den Vorbereitungen des Ausschreibens hinzugezogen würden.

STATISCHE MOMENTE UND TRÄGHEITSMOMENTE FÜR DEN LASTENZUG „E“.

Von Dipl.-Ing. Schleusner, Köln.

Die Berechnung von Tragwerken, deren Einflußlinien durch Parabeln dargestellt werden können, erfolgt nach dem Vorgang von Müller-Breslau am besten und schnellsten durch Tabellen. Die neue Auflage von Müller-Breslaus graphischer Statik, Bd. II, 2, enthält derartige Tabellen für den Lastenzug „N“; da bei der Neurechnung und Verstärkung der eisernen Brücken auch der Lastenzug „E“ eine große Rolle spielt, habe ich für die Auswertung die statischen Momente und Trägheitsmomente für diesen Lastenzug zusammengestellt (Zusammenstellung 1); in Zusammenstellung 2 sind die statischen Momente und Trägheitsmomente für eine Reihe von 5 t-Güterwagen gegeben, die bei den Einflußlinien mit wechselndem Vorzeichen eine gewisse Bedeutung haben; man vergleiche dazu die Bemerkungen in den neuen Vorschriften für Eisenbauwerke 1925, S.10, Abschnitt: Ungünstigste Laststellungen.

Zusammenstellung 1.

Statische Momente und Trägheitsmomente:
Lastenzug E:

n	c ₁ m	β _n t	c' _n = $\frac{\mathcal{E}_n}{\beta_n}$ m	ℰ _n tm	J _n tm ²	I _n tm ²
1	0,0	25	0,0	0	0	0
2	1,6	50	0,80	40	64	32
3	3,2	75	1,60	120	320	128
4	4,5	80	2,25	180	630	225
5	6,0	100	3,00	300	1350	450
6	7,5	120	3,75	450	2475	788
7	13,5	140	8,35	1170	12195	2426
8	15,0	160	8,625	1380	16020	4118
9	16,5	180	9,00	1620	20520	5940
10	18,0	200	9,45	1890	25785	7925
11	19,5	220	9,95	2190	31905	10115
12	21,0	240	10,50	2520	38970	12510
13	25,5	260	13,85	3600	66510	16650
14	27,0	280	14,25	3990	77895	21038
15	31,0	300	17,033	5110	114295	27256
16	32,5	320	17,375	5560	130300	33695
17	35,5	340	19,176	6520	166540	41512
18	37,0	360	19,528	7030	186865	49583
19	41,0	380	22,289	8470	248805	60017
20	42,5	400	22,600	9040	275070	70766

n	c ₁ m	β _n t	c' _n = $\frac{\mathcal{E}_n}{\beta_n}$ m	ℰ _n tm	J _n tm ²	I _n tm ²
21	45,5	420	24,381	10240	332910	83249
22	47,0	440	24,705	10870	364575	96032
23	51,0	460	27,457	12630	458575	111793
24	52,5	480	27,750	13320	497500	127870
25	55,5	500	29,520	14760	581740	146025
26	57,0	520	29,827	15510	627145	164528
27	61,0	540	32,574	17590	759545	186568
28	62,5	560	32,857	18400	813530	208961
29	65,5	580	34,621	20080	928970	233780
30	67,0	600	34,917	20950	990515	259004
31	71,0	620	37,661	23350	1167715	288331
32	72,5	640	37,938	24280	1239160	318025
33	75,5	660	39,697	26200	1390600	350539
34	77,0	680	39,985	27190	1470685	383493
35	81,0	700	42,728	29910	1699085	421091
36	82,5	720	43,000	30960	1790390	459110
37	85,5	740	44,756	33120	1982630	500311
38	87,0	760	45,039	34230	2083655	541970
39	91,0	780	47,782	37270	2369655	588820
40	92,5	800	48,050	38440	2483220	636178
41	95,5	820	49,805	40840	2721060	687024
42	97,0	840	50,083	42070	2845425	738433
43	101,0	860	52,860	45460	3195545	792529
44	102,5	880	53,125	46750	3333860	850266
45	105,5	900	54,878	49390	3622280	911856
46	107,0	920	55,152	50740	3772475	974063
47	111,0	940	57,893	54420	4193115	1042578
48	112,5	960	58,156	55830	4358490	1111651
49	115,5	980	59,908	58710	4702110	1184911
50	117,0	1000	60,180	60180	4880445	1258813
51	121,0	1020	62,922	64180	5377885	1339551
52	122,5	1040	63,183	65710	5572720	1420966
53	127,0	1060	66,406	70390	6185170	1510862
54	128,5	1080	66,648	71980	6398725	1601402
55	130,0	1100	66,909	73600	6617095	1692594
56	131,5	1120	67,1875	75250	6840370	1784511
57	133,0	1140	67,482	76930	7068640	1877250
58	134,5	1160	67,793	78640	7301995	1970753
59	140,5	1180	72,542	85600	8287435	2077840
60	142,0	1200	72,808	87370	8546890	2185655

Zusammenstellung 2.

Statische Momente und Trägheitsmomente:
Lastenzug: 5 t-Wagen.

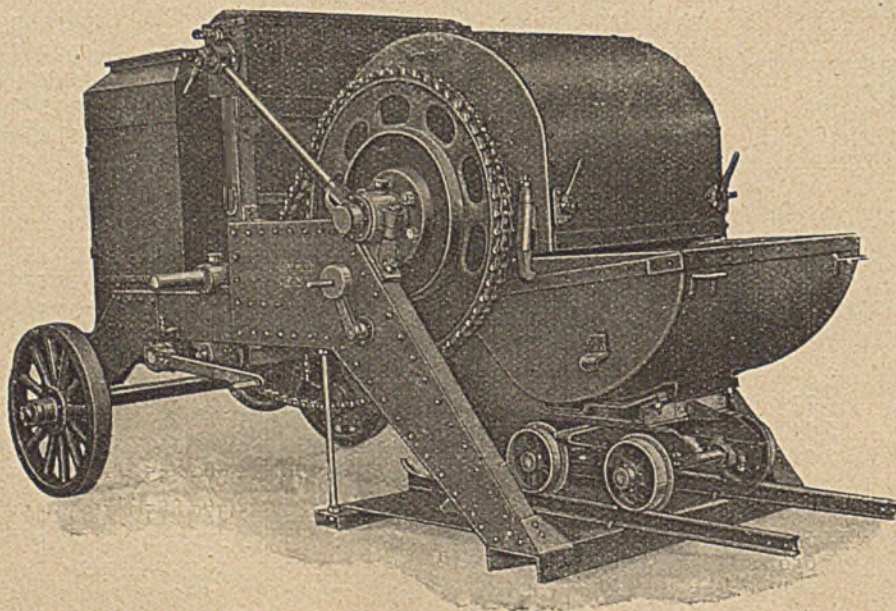
n	c ₁ m	ϕ _n t	c' _n = $\frac{S_n}{\phi_n}$ m	S _n tm	J _n tm ²	I _n tm ²
61	143,5	1220	73,090	89 170	8 811 700	2 294 265
62	145,0	1240	73,387	91 000	9 081 955	2 403 738
63	146,5	1260	73,698	92 860	9 357 745	2 514 149
64	148,0	1280	74,023	94 750	9 639 160	2 625 481
65	152,5	1300	77,315	100 510	10 517 830	2 746 899
66	154,0	1320	77,621	102 460	10 822 285	2 869 237
67	158,0	1340	80,403	107 740	11 663 085	3 000 466
68	159,5	1360	80,699	109 750	11 989 320	3 132 605
69	162,5	1380	82,486	113 830	12 660 060	3 270 679
70	164,0	1400	82,786	115 900	13 004 655	3 410 165
71	168,0	1420	85,563	121 500	13 954 255	3 558 351
72	169,5	1440	85,854	123 630	14 321 950	3 707 820
73	172,5	1460	87,637	127 950	15 076 690	3 863 536
74	174,0	1480	87,932	130 140	15 463 825	4 020 355
75	178,0	1500	90,707	136 060	16 528 625	4 187 031
76	179,5	1520	90,993	138 310	16 940 180	4 354 938
77	182,5	1540	92,773	142 870	17 783 720	4 529 241
78	184,0	1560	93,064	145 180	18 215 795	4 704 763
79	188,0	1580	95,835	151 420	19 402 195	4 890 859
80	189,5	1600	96,119	153 790	19 860 010	5 077 869

n	c ₁ m	ϕ _n t	c' _n = $\frac{S_n}{\phi_n}$ m	S _n tm	J _n tm ²	I _n tm ²
1	0	5	0,0	0	0	0
2	5	10	2,5	25	125	63
3	8	15	3,667	55	365	163
4	13	20	6,5	130	1 290	445
5	16	25	7,6	190	2 250	806
6	21	30	10,5	315	4 775	1 467
7	24	35	11,571	405	6 935	2 249
8	29	40	14,5	580	11 860	3 450
9	32	45	15,556	700	15 700	4 811
10	37	50	18,5	925	23 825	6 712
11	40	55	19,545	1 075	29 825	8 814
12	45	60	22,5	1 350	41 950	11 575
13	48	65	23,538	1 530	50 590	14 577
14	53	70	26,5	1 855	67 515	18 357
15	56	75	27,533	2 065	79 275	22 419
16	61	80	30,5	2 440	101 800	27 380
17	64	85	31,529	2 680	117 160	32 662
18	69	90	34,5	3 105	146 085	38 962
19	72	95	35,526	3 375	165 525	45 625
20	77	100	38,5	3 850	201 650	53 425
21	80	105	39,524	4 150	225 650	61 625
22	85	110	42,5	4 675	269 775	71 087

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der „Saxonia“-Beton- und Mörtelmischer.

Bei dem vorgenannten Mischer kommt ein umständliches und zeitraubendes Hochbauen des Maschinengestells nicht in Frage.



Für Pferdezug eingerichtet, wird er auf die Baustelle gefahren und an das Baugleis angeschlossen.

Zeit, Kraft und Platz wird auch durch den völligen Wegfall von Vorfüllkasten, Beschickungshebewerk und Einfülltrichter erspart. Auf eigenen Muldenkippern wird das Rohmaterial in die Maschine

hineingefahren und die Mulde durch leichte Handgriffe an die da durch völlig staubdicht werdende Mischtrommel angepreßt.

Das Umlegen eines einzigen Hebels versetzt die Mischtrommel in Drehung und hebt die Mulde vom stehengebliebenen Unterwagen ab.

Infolge vorteilhaft geformter Mischecken rollt das Mischgut kreuzweise durcheinander; hierdurch wird eine stets gleichmäßige Mischung erzielt. Nach Zurücklegen des Einrückhebels hält die Mischtrommel selbsttätig an und setzt die Mulde mit dem fertig gemischten Gut wieder auf den Unterwagen zurück. Nach Öffnen des Verschlusses fährt der Muldenwagen nach der Drehscheibe und von dort an die Verwendungsstelle. Inzwischen erfolgt die Anfahrt des nächsten, mit Rohmaterial gefüllten Muldenwagens — und so fort. Die „Saxonia“-Mischeranlage stellt somit zugleich die Transportanlage für das Zuführen des Rohmaterials und das Abfahren des fertigen Mischgutes dar.

Das Mischwasser fließt aus dem Wasserkasten durch weite Rohre nach dem Trommelinnern, um sich hier durch die hohle Trommelachse regenartig auf das zu mischende Gut zu verteilen. Die erforderliche Wassermenge ist beliebig zu regeln.

Für die Reinigung und Instandhaltung bedeutungsvoll ist die bequeme Zugänglichkeit zum Trommelinnern. M. F.

Ermittlung der richtigen Betonmischungen für bestimmte Festigkeiten.

Von R. R. Litehiser vom amerik. Portlandzementverein.

(Concrete vom Februar 1925, S. 65—67 mit 2 Abbild.)

Die Mischungsverhältnisse von Sand und Kies bestimmter Körnungen sind für Betonfestigkeiten nach 28 Tagen von der Baumaterialienprüfungsanstalt der Vereinigten Staaten veröffentlicht und gelten für trockene, eingestampfte Mengen. Auf der Baustelle enthält jedoch Sand 2 bis 8%, Kies in der Regel 2% Wasser, die Mengen müssen also auf trockene, eingestampfte Gemengteile umgerechnet werden. Zum Messen sind metallene Kübel, ebenso hoch wie

weit, von $\frac{1}{2}$ Kub.-Fuß (14 l) für Sand und 1 Kub.-Fuß (28 l) für Kies vorgeschrieben. Das Umrechnen geschieht nach Raumteilen oder nach Gewichtsteilen oder nach Gewicht in wassergesättigtem Zustand.

Beim Mischen nach Raumteilen wird ein Kub.-Fuß feuchter Bausand lose eingefüllt, das Gewicht dieses Sandes in getrocknetem Zustand, z. B. 81,4 Pfd. (je 0,45 kg), und das Gewicht von 1 Kub.-Fuß trockenem, eingestampftem Sand, z. B. 115 Pfd., bestimmt. Es entspricht dann einem Kub.-Fuß trockenem Sand $= \frac{115}{81,4} = 1,41$ Kub.-Fuß

feuchter Bausand. Für Kies sind die entsprechenden Zahlen 93 und 106 Pfd., das Verhältnis also $\frac{106}{93} = 1,14$. Erfordert nun z. B. ein Beton von 290 kg/cm² Festigkeit eine Mischung von 1:1,4:2,9, so gibt dies für die Baustelle $1:1,4 \times 1,41 : 2,9 \times 1,14 = 1:1,97:3,31$.

Beim Mischen nach Gewichtsteilen wird ermittelt der Wassergehalt in 1 Kub.-Fuß lose eingefülltem Sand und ebenso beim Kies, z. B. 85,5 — 81,4 = 4,1 Pfd. beim Sand und 93 — 91,2 = 1,8 Pfd. beim Kies, dann das Gewicht von je 1 Kub.-Fuß Sand und Kies trocken, eingestampft, z. B. 115 und 106 Pfd. Erfordert nun z. B. ein Beton von 175 kg/cm² Festigkeit eine Mischung von 1:1,8:3,9, so gibt dies für die Baustelle $1 \times 94 : 1,8 \times 115 : 3,5 \times 106 = 94 : 207 : 371 = 1:2,2:3,95$.

Dieses Verhältnis ist aber noch um den Wassergehalt von $\frac{4,1}{81,4} = 0,05$ beim Sand und $\frac{1,8}{91,2} = 0,02$ beim Kies zu berichtigen auf $1:2,2 \times 1,05 : 3,95 \times 1,02 = 1:2,31:4,03$.

Im wassergesättigten Zustand ist das Verhältnis gegen trockenen Sand (wie im ersten Fall zu bestimmen) für alle Sandarten praktisch gleich 1,06. Gilt für Kies wie ebenda 1,14 und erfordert z. B. ein Beton von 245 kg/cm² Festigkeit eine Mischung von 1:1:2,4, so gibt dies für die Baustelle $1:1 \times 1,06:2,4 \times 1,14 = 1:1,06:2,74$.

In allen Fällen wird der Wasserzusatz zum Beton so bemessen, daß eine Probe der fertigen Mischung, in eine kegelförmige Metallform von 20 cm unterem und 10 cm oberem Durchmesser und 30 cm Höhe eingestampft, beim Abheben der Form um 8 bis 10 cm sackt. Ein solcher Beton ist verhältnismäßig trocken und in den meisten Fällen zweckmäßig.

Belastungsannahmen für Hochbauten in Amerika.

Nach eingehenden Studien hat das „Building Code Committee of the U. S. Department of Commerce“, also etwa das Hochbauamt des Handelsamtes für die Vereinigten Staaten, ein Gutachten über die anzunehmenden Deckenlasten für Hochbauten ausgearbeitet. Die darin vorgesehenen Lasten sind Mindestlasten; der entwerfende In-

genieur bleibt dafür verantwortlich, daß darüber hinaus zu erwartende Lasten aufgenommen werden können. Das Gutachten soll namentlich Behörden zur Richtschnur dienen, die bestehenden Vorschriften entsprechend zu ändern.

Die weitgehende Einteilung in einzelne Belastungstypen wird natürlich eine straffe Aufsicht darüber fordern, daß die Deckenkonstruktionen eines niedrig eingestuftes Gebäudes nicht überlastet werden. Diese Kontrolle wird den örtlichen Baubehörden zuzuweisen sein.

Die angegebenen Belastungen sind so gewählt, daß ein Stoßzuschlag nicht mehr gemacht zu werden braucht.

Art des Gebäudes oder Raumes	kg/m ²
Wohnräume, Krankenhäuser, Hotels	195
Büros, Versammlungsräume mit festen Sitzen wie Schulräume, Leserräume, Kirchen usw.	244
Versammlungshallen	488
Geschäftshäuser je nach dem Zweck jedoch nach folgender Aufteilung mit Mindestlasten:	
Lagerräume des Großhandels (leichte Waren)	488
Lagerräume des Kleinhandels (leichte Waren)	366
Garagen (Last- und Personenwagen)	488
Garagen (nur Personenwagen)	392
Stallungen	366

Die Nutzlast wird für Dächer, die 1 : 3 oder flacher geneigt sind, zu 146 kg/cm², für steilere Dächer zu 98 kg/cm² horizontaler Projektion, die Windlast wird mit 98 kg/cm² vertikaler Projektion angegeben. (Die Angabe der Dachlasten erscheint gegen die in den deutschen Bestimmungen roh.)

Beachtenswert ist, was über die Belastungen von Säulen in mehrstöckigen Gebäuden gesagt ist. Es ist nicht nötig, bei Bemessung einer Säule sämtliche darüber liegenden Stockwerke als vollbelastet anzunehmen, sondern es kann von der Vollast ein Abzug gemacht werden, der mit der Zahl der Stockwerke wächst. Für 2, 3, 4, 5, 6 Stockwerke beträgt der Abzug 10, 20, 30, 40, 45%, für 7 und mehr Stockwerke 50%. Ist das Gebäude nur oder vorwiegend zur Aufnahme von Menschenlasten bestimmt (Wohnhäuser, Bürohäuser usw.), so kann der oben mitgeteilte Abzug jeweils noch um die Hälfte vergrößert werden.

Winddruck auf senkrechte Gebäudeflächen wird unterhalb einer Höhe von 12 m mit 49 kg/cm², oberhalb dieser Höhe mit 98 kg/cm² in Rechnung gesetzt. Für besonders dem Wind ausgesetzte, freistehende Gebäude sind 146 kg/cm² senkrechte Flächen anzusetzen.

Dipl.-Ing. Mehmel, Karlsruhe i. B.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Beschluß des Reichsverbandes der Deutschen Industrie. Der Reichsverband der Deutschen Industrie hat zur Frage der Vergabe von Bauaufträgen und zum Verdingungswesen in einem Sonderausschuß folgende Entschliebung gefaßt.

„Der Index der Baukosten ist um 40 bis 45% höher als das allgemeine Preisniveau (Großhandelsindex). Die Löhne der Bauarbeiter erheben sich um 30 bis 40% über die Löhne der übrigen Industrien. Bei der Bedeutung der Bauwirtschaft, die vor dem Kriege etwa ein Drittel der gesamten gewerblichen Arbeiterschaft direkt beschäftigte, müssen diese Spannen, die sich in einem erhöhten Geldbedarf der Bauwirtschaft auswirken, bei der heutigen Lage als besorgniserregend bezeichnet werden. Die privaten Bauaufträge, die früher vier Fünftel der gesamten Bautätigkeit umfaßten, sind hauptsächlich wegen der Verteuerung des Bauens ständig in der Abnahme begriffen. Das Schwanken der Löhne, die zum Teil sogar im voraus mit stoffweisen Erhöhungen festgesetzt worden sind, und das Vorkommen der Gleitpreisverträge zeugt von dem Vorhandensein heute nicht mehr angängiger Inflationsübungen. Begünstigt wird die Fortdauer dieses Zustandes dadurch, daß heute die Aufträge der öffentlichen Hand und die mit Hilfe öffentlicher Zuschüsse finanzierten Bauaufträge den Bauparkt beherrschen. Die öffentliche Hand folgt nicht den gleichen Impulsen und steht nicht in gleicher Weise unter dem Zwange der Rentabilität wie die Privatwirtschaft. Die Rückkehr zu einer gesunden Wirtschaft ist nur möglich, wenn das System der Gleitpreise und Selbstkostenverträge im Bauwesen baldmöglichst verlassen und gleichzeitig die Grundlagen der Kalkulation gefestigt werden. Indem durch die Gleitpreise die Vergütung der Unternehmer abhängig wurde von der Entwicklung der Warenpreise und Löhne, fiel dem Bauherrn die an und für sich dem Unternehmer zustehende Einflußnahme auf den Markt zu.

Ein befriedigendes Ergebnis konnte aus diesen Verhältnissen nicht erwachsen, an dem Treiben der Löhne und Preise hat indirekt das Verhalten der Bauherren selbst mitgewirkt, die das eigene Interesse an einer raschen Fertigstellung einmal begonnener Bauten allen anderen Rücksichten voranstellten.

Von den Auftraggebern der öffentlichen Hand ist zu fordern, die Bauaufträge, soweit sie in einem Baujahr fertiggestellt werden

können, grundsätzlich zu festen Preisen zu vergeben und dabei gleichzeitig durch Bewilligung der Streik- und Aussperrungsklausel in den Verträgen den Unternehmern eine selbstverantwortliche Lohnpolitik zu ermöglichen.

In diesem Zusammenhang ist auch auf die Mißstände des bau-gewerblichen Verdingungswesens hinzuweisen. Unterbietungen und Submissionsblüten schlimmster Art sind hier an der Tagesordnung. Es werden, zumal bei öffentlichen Ausschreibungen, Angebote abgegeben, die ohne betrügerische oder wenigstens zweifelhafte Maßnahmen unbedingt zu Verlusten für den Unternehmer führen müssen. Erhalten derartige Angebote den Zuschlag, so ist eine weitere Untergrabung der guten Sitten die unvermeidliche Folge. Es liegt weder im Belange des einzelnen Auftraggebers noch der gesamten Bauwirtschaft, wenn derartige, offensichtlich zu niedrige Angebote vorzugsweise berücksichtigt werden. Jede ausschreibende Stelle muß sich darüber klar sein, daß sie nur zu einem angemessenen Preise eine einwandfreie Arbeit erhalten kann. Die Angemessenheit des Preises schützt den Auftraggeber mehr vor Unredlichkeiten und Übervorteilungen als die schärfste Aufsicht. Es ist ein ungesunder Zustand, wenn es alte erfahrene Unternehmungen ablehnen, sich an öffentlichen Ausschreibungen zu beteiligen, da sie häufig gegenüber einer unverantwortlichen Schleuderkonkurrenz zurückstehen müssen.

Die Ursachen dieser Schäden liegen in der Überzahl von Bauunternehmungen, die weder über sachverständige Leitung noch genügend Betriebskapital verfügen, während andererseits die Anzahl der zu vergebenden Arbeiten gegenüber der Vorkriegszeit erheblich verringert ist.

Durch die Ausschaltung des ungesunden Überschusses nicht existenzberechtigter Unternehmungen wird auch die unbedingt notwendige Kapitalneubildung und die damit verbundene Gesundung des Unternehmertums möglich werden. Ein wieder gesundes Unternehmertum wird sich bei dem nötigen Verständnis der bauvergebenden Stellen in Kürze auch wieder gesunde Wettbewerbsverhältnisse schaffen.

Die Art und Form der Ausschreibung ist für diese Gesundung von nachgeordneter Bedeutung. Je nach Lage der Verhältnisse kann die öffentliche oder die beschränkte Ausschreibung das Richtige sein.

Der Unternehmer muß nur die geforderte Leistung klar überschauen können und darf sich seinerseits auch der Übernahme eines überschaubaren Wagnisses nicht entziehen."

Niederländischer Betonbund. Der vor kurzem gegründete holländische Betonbund hielt am 23. Oktober eine Versammlung in Amsterdamb ab. Dem Bund gehören sowohl Beton- und Eisenbetonbauunternehmungen als Betonwerke, Hersteller aller bei Betonbauten benötigten Materialien, Technische Oberbeamte der Kommunen usw. an. Aufgabe des Bundes ist Förderung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Niederlanden.

Von allgemeinem Interesse sind die Verhandlungen über die Frage der technischen Verantwortlichkeit der Bauunternehmung bei Ausführung von Betonbauten, deren Entwurf vom Bauherrn oder von dritter Seite her stammt. Die Firmen sind oft in der Zwangslage, von Dritten entworfene Bauten von nur unvollkommener Konstruktion zu übernehmen, für die sie aber die volle technische Verantwortung nicht tragen können. Bei der Verdingung fehlt es ihnen meist an Zeit und Gelegenheit, um die der Ausschreibung beigefügten Zeichnungen und Berechnungen vor der Abgabe des Angebotes ihrerseits nach jeder Richtung hin technisch gründlich zu prüfen. Man beschloß einen Ausschuß zu bestellen, der Richtlinien für die Ausschreibung aufstellen soll, wobei die vorgetragenen Beschwerden Berücksichtigung finden sollen.

In Deutschland sind solche Verhandlungen im Rahmen des Reichsverdingungsausschusses bereits eingeleitet. Der Entwurf des Unterausschusses zu den „Allgemeinen Vertragsbestimmungen für die Ausführung von Bauleistungen“ besagt zu dieser Frage in § 4 Ziffer 3:

„Ergeben sich bei der Durchführung der Leistung Bedenken gegen die vorgesehene Art der Ausführung, gegen die Güte der vom Auftraggeber gelieferten Werkstoffe oder gegen die Leistungen anderer Unternehmer, die von Einfluß auf die Vertragsleistung sind, so hat sie der Auftragnehmer alsbald dem Auftraggeber mitzuteilen. Die Verantwortung des Auftraggebers wird durch diese Mitteilungspflicht des Auftragnehmers nicht berührt.“

Nach diesem allerdings noch nicht endgültigen Entwurf würde die konstruktive Verantwortung dem Auftraggeber, der den technischen Entwurf aufgestellt hat, zufallen. Der Unternehmer ist jedoch verpflichtet, Bedenken, die sich bei der Ausführung ergeben, dem Auftraggeber zu melden und seine Weisung einzubohlen. Die vorgesehene Regelung dürfte den richtigen Ausgleich der beiderseitigen Interessen darstellen.

Sicherung der Kopfwände offener Güterwagen. Die Reichsbahndirektionen haben ihre Güterabfertigungen angewiesen, beim Verladen von Rohren, Stabeisen und dergl. in offenen Güterwagen von den Versendern die Sicherung der Kopfwände gegen ein Durchstoßen der Ladung durch Anbringung bestimmt abgemessener Holzbohlen-schutzwände zu verlangen, die frachtfrei zurückbefördert werden sollen. In den meisten Fällen dürfte ein Durchstoßen der Kopfwände von der Ladung nur bei unsachgemäßer Behandlung der Wagen im Rangier- und Beförderungsdienst der Reichsbahn vorkommen, so daß es nicht zu rechtfertigen sein dürfte, wenn die Reichsbahn von den Versendern das Anbringen von besonderen Schutzbohlen verlangt.

Von den Spitzenverbänden der Industrie ist daher beantragt worden, daß diese Anordnung zurückgezogen wird, und die Reichsbahn nötigenfalls selbst und auf eigene Kosten entweder geeignete Schutzbohlen beschafft oder sonstwie eine Verstärkung der Kopfwände veranlaßt.

Die Konkurrenz zwischen Eisenbahn und Kraftwagengüterverkehr. Der Kraftwagen wird für den Eisenbahngüterverkehr in steigendem Maße ein sehr fühlbarer Konkurrent, selbst auf längere Strecken. Kraftverkehrsgesellschaften, die Strecken wie Berlin—Leipzig oder Hamburg—Hannover betreiben, sollen nicht ungünstig arbeiten. Nach Angaben von Reichsbahndirektor Dr. Tecklenburg stehen sich die Beförderungskosten von Eisenbahn und Kraftwagen wie folgt gegenüber. Es kostet ein Tonnenkilometer auf nahe Entfernungen an Fracht:

	über	10 km	20 km	30 km
mit Kraftwagen		2,13 M	1,38 M	1,13 M
mit Eisenbahn (höchste Tarif- klasse)	2,58 M		1,46 M	1,08 M

Angesichts dieser Tatsachen hatte sich der Preußische Handelsminister bereits im Mai 1925 veranlaßt gesehen, die Aufsichtsbehörden aufzufordern, alle Konzessionen unter dem Gesichtspunkte des Schutzes der bestehenden Verkehrsunternehmungen zu prüfen. Die Reichsbahn selbst hat sich zum Kampf gegen den Wettbewerb des Kraftverkehrs gerüstet. Durch Rundfragen versucht sie ein Bild über die Benutzung von Kraftwagen durch industrielle Firmen zu gewinnen. Sie hat zum Teil eigenen Kraftverkehr eingerichtet, schafft Ausnahmetarife, baut Entladungs- und Umladungsvorrichtungen aus, vor allem sucht sie die Güterbeförderungsdauer zu verringern. Die Geschwindigkeit der Güterzüge wurde von 30 auf 40 km, der Eilgüterzüge von 50 auf 60 km pro Stunde erhöht; auf wichtigen Linien werden durchgehende Güterzüge eingerichtet, die Verbindungen im Nahverkehr werden ausgebaut.

Das Verwaltungsstreitverfahren über die preußische Verordnung über Vorausleistungen zum Wegebau. Die Nachricht, daß das preußi-

sche Oberverwaltungsgericht die bekämpfte Verordnung bereits für rechtsungültig erklärt hätte, trifft nicht zu. Der preußische Minister des Innern hat vielmehr um Weiterhinausschiebung des für Ende Oktober angesetzten Berufungstermines in der Klage gegen den Kreis-ausschuß Minden (Bauing. S. 271) gebeten, da ein Kommissar zur Wahrung des öffentlichen Interesses in der Angelegenheit bestellt ist und für diesen die Akten erbeten sind.

Starker Rückgang der Passivität der Handelsbilanz im September. Ein geringer Lichtblick im Dunkel der wirtschaftlichen Lage ist der starke Rückgang der Passivität der deutschen Handelsbilanz im September. Im Jahre 1924 war, nachdem die Bilanz in den ersten Monaten passiv gewesen war, im Juli und August ein geringer Ausfuhrüberschuß zu verzeichnen gewesen, der aber dann wieder im September in einen Einfuhrüberschuß umschlug (57,4 Millionen). Bis Januar 1925 stieg der Einfuhrüberschuß, ging dann aber im Februar zurück. Dieser letzte stärkere Rückgang des Überschusses der Einfuhr über die Ausfuhr im Februar 1925 wird durch den Rückgang im September übertriffen. Seit Mai hatte die Passivität dauernd zugenommen, nun ist zum erstenmal der Einfuhrüberschuß von 576 Millionen Mark im August um 252,6 Millionen auf 323,4 Millionen Mark im September zurückgegangen und hat damit die geringste Höhe des Jahres erreicht. Im reinen Warenverkehr (d. h. ohne Gold und Silber) betrug der Rückgang der Passivität gegenüber August 161,5 auf 292,5 Millionen M. Dieser Rückgang im September ist um so beachtlicher, als man eigentlich mit großen Vorratskäufen aus Rücksicht auf die Zollerhöhungen am 1. Oktober rechnen mußte. Besonders bemerkenswert ist, daß die Minderung der Passivität nicht nur auf einen Rückgang der Einfuhr zurückzuführen ist, sondern auch auf eine Steigerung der Ausfuhr. Der Einfuhrückgang gegenüber August betrug rund 200 Millionen auf 1103,6 Millionen M. Darunter ist die Einfuhr von Lebensmitteln und Getränken gesunken um rund 40 Millionen auf 413 Millionen; nur die Einfuhr von Fertigwaren ist durch Vorratskäufe in Textilien um ungefähr 26 auf 185 Millionen gestiegen. Die Ausfuhr ist um 52,7 auf 780 Millionen gestiegen (reine Warenausfuhr um rund 51 auf 776 Millionen). Besonders erfreulich ist die Steigerung der Fertigwarenausfuhr um 49,8 auf 602,5 Millionen M.

Die Passivität in den ersten neun Monaten 1925 beträgt 4,028 Milliarden M. gegenüber 1,556 Milliarden in den ersten neun Monaten 1924.

Nach den Berichten der preußischen Handelskammern für Oktober hat sich die hoffnungsvollere Auffassung über die wirtschaftliche Lage, zu der man im September wegen der Gestaltung der Handelsbilanz und aus anderen Gründen gekommen war, im Oktober nicht gerechtfertigt. Mit Ausnahme der Montanindustrie scheint der tiefste Punkt noch nicht erreicht zu sein.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 10. November 1925.)

Dritte Verordnung über die Kosten des Mahn- und Zwangsverfahrens nach der Reichsabgabenordnung. Vom 5. November 1925. (R.-Anz. Nr. 261.) Die Kosten der Zwangsvollstreckung in Reichssteuerangelegenheiten werden erneut herabgesetzt. Und zwar wird die Gebühr für die Mahnung, die der Vollstreckung unter Festsetzung einer Zahlungsfrist von einer Woche vorangehen soll, auf 1 % für den Mehrbetrag festgesetzt (mindestens 20 Pf.). Die Pfändungsgebühr beträgt bis 100 M. 1/2 %, vom Mehrbetrag 3/4 % (mindestens 60 Pf.). Die Gebühr für Versteigerung und freihändigen Verkauf beträgt bis 100 M. 2 %, vom Mehrbetrag 1 % (mindestens 60 Pf.). Die neuen Sätze gelten seit dem 31. Oktober 1925.

Dritte preuß. Verordnung zur Durchführung der Ablösung der Markanleihen der Gemeinden und Gemeindeverbände. Vom 29. Oktober 1925. (Pr. Ges.-Samml. S. 154.) Bei der Ablösung öffentlicher Anleihen entscheiden über Anträge der Treuhänder und Schuldner auf Festsetzung des Goldwertes einer Papiermarkanleihe, Tilgung einer Ablösungsanleihe in 20 oder mehr als 30 Jahren, Erhöhung des Einlösungsbetrages einer Anleihe in der Regel die Regierungspräsidenten, soweit es sich um Anleihen von Provinzen und einiger bestimmter Kommunalverbände und der Stadt Berlin handelt, die Oberpräsidenten. Für Beschwerden gegen diese Entscheidungen sind die Provinzialräte, in Hohenzollern der Bezirksausschuß, in Berlin ein besonderer Ausschuß zuständig.

Übergang der Wasserstraßenverwaltung auf das Reich. Der preußische Landtag hat sich dem Antrag des Hauptausschusses (Bauingenieur Nr. 28/29 S. 869) angeschlossen, wonach das Mandat zur baulichen Verwaltung und zum Betrieb der Reichswasserstraßen unter Wahrung des Aufsichtsrechts des Reichs den Ländern erteilt und von der Errichtung eigener Wasserstraßenbehörden des Reichs in der Provinzial- und Ortsinstanz Abstand genommen werden soll.

Neue Hypothekenbank. Der Reichsrat stimmte am 5. 11. dem Antrage der deutschen Wohnstättenbank A. G., Berlin, zu, ihr die Ausübung des Geschäftes einer Hypothekenbank zu gestatten. Die Bank wird durch das preußische Ministerium überwacht und wendet ihre Aufmerksamkeit besonders dem Bau kleiner Wohnungen und Beamtenwohnungen zu, der von den bestehenden Hypothekenbanken weniger gepflegt wird, da es sich um kleine Objekte handelt.

Steuerfreie Auslösungen und sonstige steuerfreie Dienstaufwandsentschädigungen. Während bisher eine Dienstaufwandsentschädigung insoweit steuerfrei zu lassen war, als sie den erforderlichen Aufwand nicht überstieg, ist nach den neuen Vorschriften Voraussetzung für die Freilassung, daß die Entschädigung nur in Höhe des nachgewiesenen Dienstaufwandes gewährt wird oder die tatsächlichen Aufwendungen offenbar nicht übersteigt. Die Voraussetzungen für die Freilassung sind also gegenüber der früheren Rechtslage verschärft: Der Arbeitgeber muß sich entweder den Dienstaufwand im einzelnen nachweisen lassen, oder die Entschädigung muß so bemessen sein, daß auch ohne Einzelnachweis objektiv kein Zweifel darüber bestehen kann, daß sie die tatsächlichen Aufwendungen nicht übersteigt. Liegt diese letztere Voraussetzung vor, so darf die Aufwandsentschädigung auch in Form eines Pauschbetrages gewährt werden. Solche Pauschbeträge sind in Tarifverträgen vielfach vorgesehen. In Frage kommen hier z. B. Auslösungen, ferner die im § 36 Abs. 2 Ekst.G. besonders erwähnten Entschädigungen für vom Arbeitnehmer gestellte Arbeitsmittel (Werkzeugzulagen, Kleidergelder u. dgl.).

Unter Auslösungen sind die meist in Tarifverträgen festgesetzten Entschädigungen zu verstehen, die als Ersatz für Mehraufwendungen an Verpflegung und Übernachtung bei auswärtigen Arbeiten gewährt werden. Diese Entschädigungen dürfen ohne besonderen Nachweis der tatsächlichen Mehraufwendungen vom Steuerabzug frei bleiben, soweit sie die Beträge nicht übersteigen, die als Tage- und Übernachtungsgelder den entsprechenden Kategorien der Reichsbeamten gewährt werden. Die für diese zurzeit geltenden Sätze sind folgende:

I Es beträgt für Beamte der Stufe	2 umfassend die Gehaltsgruppen	3 bis zu einem Jahresgehalt von M	Bei Dienstreisen nach					
			4 besond. teureren Orten			5 anderen Orten		
			6 das volle Tagegeld M	7 das Über- nachtungs- geld M	8 zusammen M	9 das volle Tagegeld M	10 das Über- nachtungs- geld M	11 zusammen M
I	A I bis A V	2700	7,—	4,50	11,50	4,50	3,50	8,—
II	A VI bis A VIII	4500	9,—	6,—	15,—	7,—	4,50	11,50
III	A IX bis A XII	8000	12,—	9,—	21,—	10,—	5,—	15,—
IV	A XIII bis B 4	18000	14,—	10,—	24,—	12,—	6,—	18,—
V	B 5 bis B 7	35000	16,—	12,—	28,—	14,—	8,—	22,—

Bei der Unterscheidung zwischen besonders teuren und anderen Orten wird im allgemeinen von der für die Beamten maßgebenden Einteilung der Orte ausgegangen werden müssen. Die als besonders teuer geltenden 78 Orte (darunter die meisten Großstädte) sind auf Seite 164 des Reichssteuerblattes 1925 aufgezählt.

Welche Sätze bei einem Arbeitnehmer im einzelnen anzuwenden sind, wird sich in erster Linie nach seinen Einkommensverhältnissen richten. Zur Erleichterung der Eingruppierung sind in Spalte 3 der Tabelle die Gehaltsbeträge der an der Grenze der einzelnen Stufen liegenden Gehaltsgruppen vermerkt. Die Beträge entsprechen der durchschnittlichen Gehaltshöhe eines verheirateten Beamten der betreffenden Gruppe in Ortsklasse A mit einem Kind. Durch die vorbezeichneten Beträge ist außer den Mehraufwendungen für Verpflegung und Übernachtung auch der mit Reisen gewöhnlich verbundene Mehraufwand an Kleidung usw. abgegolten. Werden niedrigere als die vorbezeichneten Sätze gewährt, so dürfen nur diese niedrigeren Sätze steuerfrei bleiben. (Erlaß d. Reichsfinanzministers vom 18. August 1925.)

Rechtsprechung.

Arbeitsrecht. a) Der Beschluß eines Arbeitgeberverbandes, daß seine Mitglieder die bei einer Mitgliedsfirma streikenden Arbeiter nicht einstellen dürfen, ist nicht rechtswidrig. Es ist ein in Arbeitskämpfen häufig wiederkehrender Fall, daß ein Arbeitgeberverband seine Mitglieder anweist, Arbeiter, die bei einer Mitgliedsfirma in Streik getreten sind, für die Dauer des Streiks nicht einzustellen. Eine solche Aussperrung bestimmter Arbeitnehmer innerhalb des Verbandsbereiches stellt die Ausübung berechtigter Solidarität auf Arbeitgeberseite dar. Die ausgesperrten Arbeitnehmer können mithin für die Zeit des Streiks keine Ansprüche auf Schadenersatz (Lohnzahlung) erheben. (Gew.-Ger. Berlin v. 23. 6. 1925.)

b) Keine Nachwirkung von Tarifverträgen. Gegen die weitverbreitete Auffassung, daß der normative Teil eines Tarifvertrages als Inhalt des Einzelarbeitsvertrages über den Ablauf des Tarifvertrages hinaus nachwirkt, wendet sich ein Urteil des Landgerichts Nürnberg mit folgender Begründung: Aus dem Zweck des Tarifvertrages folgt, daß die Parteien nur ein Interesse daran haben, den Einzelarbeitsvertrag so lange zu beeinflussen, wie der Ausdruck ihres Kollektivwillens, d. h. der rechtsgültige Tarifvertrag, in Kraft ist. Die Vereinbarung der normativen Teile des Tarifvertrages ist also „unter einer auflösenden Bedingung“ im Sinne des § 158 Abs. 2 BGB. getroffen worden. Außerdem kann aus keiner Bestimmung der Tarifvertragsordnung auf eine Nachwirkung von Tarifverträgen geschlossen werden. Im Gegensatz hierzu ist in § 15 des Entwurfes eines neuen Arbeitsvertrages eine Bestimmung vorgesehen, welche die Nachwirkung der normativen Teile eines Tarifvertrages festlegt. In praktischer Hinsicht führt die Nachwirkung vor allem deshalb zu Unzuträglichkeiten, weil durch sie diejenigen Arbeitnehmer, die nach Ablauf des Tarifvertrages eingestellt werden, andere Arbeitsbedingungen erhalten als diejenigen Arbeiter, deren Einstellung während der Dauer des Tarifvertrages erfolgte. (LG. Nürnberg v. 24. 6. 1925.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 42 vom 22. Oktober 1925.

- Kl. 5c, Gr. 4. B 112070. Adolf Baron, Beuthen, O.-S., Ring 26. Schachtausbau. 17. XII. 23.
- Kl. 19a, Gr. 11. B 111485. Richard Schrader, Weststr. 2, u. Carl Bach, Lange Str. 2, Hagen i. W. Schienenbefestigung nach dem Patent 412715; Zus. z. Pat. 412715. 23. X. 23.
- Kl. 19a, Gr. 21. B 110917. Ingwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstraße 42. Gleiskurve aus einteiligen Kilianschienen. 30. VIII. 23.
- Kl. 19a, Gr. 24. K 92300. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lykallee 12 u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlottestraße 11. Gleis für Kippen. 14. VIII. 24.
- Kl. 20i, Gr. 39. B 117938. Jakob Bouillon, Köln, Unter Kallenhausen 33/34. Warnsignal für den Eisenbahnbetrieb. 2. II. 25.
- Kl. 20k, Gr. 9. A 45264. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Tragseilaufhängung in Nachspannfeldern von Kettenfahrlösungen. 17. VI. 25.
- Kl. 35b, Gr. 7. K 92663. Fried. Krupp, Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau. Stützvorrichtung für über einem Bunker entleerende Mehrseilgreifer. 29. I. 25.
- Kl. 37b, Gr. 3. H 92970. Fa. Hahndorf & Wucherpfennig, Bremen. Knotenpunktverbindung für hölzerne Gitterwerke. 9. III. 23.
- Kl. 37b, Gr. 4. L 59698. Eugène Ligonnet, Paris; Vertr. O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze und Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Bewehrung für Gegenstände aus Zement oder anderem Baustoff. 6. III. 24. Frankreich 12. XII. 23.
- Kl. 65b, Gr. 3. K 94307. Dipl.-Ing. Woldemar Kiwull, Riga, Lettland; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Tenenbaum und Dipl.-Ing. Dr. Heilmann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zum Bergen gesunkener Schiffe durch Gefrierverfahren. 22. V. 25.

- Kl. 80b, Gr. 3. B 113759. Dr. Walter Baltrusch, Habinghorst. Verfahren zur Herstellung von hochwertigem Zement aus Hochofenschlacke. 16. IV. 24.
- Kl. 80b, Gr. 18. E 30888. Johan Axel Erikson, Stockholm; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anwalt, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von porösen Baustücken aus Beton. 11. VI. 24. Schweden 17. III. 24.
- Kl. 80b, Gr. 25. A 39886. Asphalt Cold Mix Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Wagener, Pat.-Anwalt, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung einer wässrigen bituminösen Emulsion. 4. V. 22. Großbritannien 9. V. 23.
- Kl. 81e, Gr. 31. A 41028. Fa. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher, Abraumförderanlagen. 20. XI. 23.
- Kl. 81e, Gr. 32. B 117683. Friedrich Brennecke, Borna b. L. Mehrfach geknickte, an einer Böschung arbeitende Aufnahme-kette für Abraum-Kippenförderer. 19. I. 25.
- Kl. 81e, Gr. 32. B 119340. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zur Abräumung des Deckgebirges bei Braunkohlentagebauen. 14. IV. 25.
- Kl. 31e, Gr. 32. G 63255. Gewerkschaft Michel, Halle a. S. Absetzgerät mit Bagger und Langförderer auf einem Ausleger. 23. I. 25.
- Kl. 84d, Gr. 1. W 67290. Waggon- und Maschinenbau Akt.-Ges., Görlitz. Unterwagen für auf Schienen laufende Bagger, Absetzvorrichtungen, Verladebrücken u. dgl. 8. X. 24.
- Kl. 84d, Gr. 1. W 67369. Waggon- und Maschinenbau Akt.-Ges., Görlitz, Görlitz. Auf Schienen laufendes Fahrzeuggerüst für Bagger, Absetzvorrichtungen, Verladebrücken u. dgl. 20. X. 24.

B. Erteilte Patente.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 42 vom 22. Oktober 1925.
- Kl. 5c, Gr. 4. 421212. Fa. E. Hinselmann, H. Schäfer & Co. Bau-gesellschaft m. b. H., Essen a. d. Ruhr. Nachgiebiger Streckenausbau. 8. IV. 24. H 93386.
- Kl. 20i, Gr. 11. 421518. Fa. Hein, Lehmann & Co., Akt.-Ges., Berlin-Reinickendorf. Elektrischer Weichen- oder Signal-antrieb. 15. V. 24. H 97307.
- Kl. 37a, Gr. 4. 421344. Alfred Frank, Stuttgart, Urachstraße 23. Verfahren zur Herstellung ein- oder mehrgeschossiger aus. betonierter Fachwerkwände. 18. X. 22. F 52710.
- Kl. 37b, Gr. 2. 421405. Dr. Gottlieb Brauchli, Borsdorf bei Leipzig. Verfahren, um Baukörper aus Papier, Pappe oder anderen Zellstoffen feuer- und wasserbeständig zu machen. 20. XII. 22. B 107696.
- Kl. 37b, Gr. 5. 421406. Heinrich Schmid, Cannstadt a. N., Wiesen-straße 17. Holzverbindungsdübel. 22. VI. 24. Sch 71988.
- Kl. 80a, Gr. 7. 421456. U. Ammann A.-G., Langenthal, Schweiz; Vertr.: Joh. Karl Fischer, Freiberg i. S., Pfarrgasse 42. Trockentrommel für Maschinen zur Aufbereitung von Straßenbaumaterial. 27. X. 23. A 40872.
- Kl. 80a, Gr. 42. 421315. Richard Liebchen, Cossebaude. Mehr-teiliger Klappkern zur Herstellung von Hohlkörpern aus Beton o. dgl. 16. V. 22. L 55658.
- Kl. 80a, Gr. 53. 421197. Hume Pipe & Concrete Construction Company Limited, London; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anwalt, Berlin SW 61. Schleudergußmaschine zur Her-stellung von Rohren. 21. XI. 22. H 91829. Großbritannien 22. XI. 21.
- Kl. 80b, Gr. 3. 421427. Fa. G. Polysius, Dessau. Verfahren und Vorrichtung zur Verarbeitung flüssiger Schlacke von Gas-erzeugern und Kohlenstaubfeuerungen auf Portlandzement. 20. IV. 22. P 44057.
- Kl. 80b, Gr. 12. 421423. Dr. H. Oexmann, Gut Scharfenberg, Post Wittstock, Dosse. Verfahren zur Herstellung von Körpern aus hydraulisch erhärteten Massen; Zus. z. Pat. 418708. 18. IX. 24. O 14458.
- Kl. 81c, Gr. 31. 421198. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschochr. Vorrichtung zum Abwerfen von Abraummassen bei Abraumförderbrücken. 9. IV. 25. A 44703.
- Kl. 81e, Gr. 32. 421208. Fa. „Cubex“ Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. S. Einebnungspflug o. dgl., insbes. zum Aufschütten von Halden. 10. IX. 22. B 106411.
- Kl. 84c, Gr. 2. 421200. Siemens Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Einrichtung zur Ausübung des Verfahrens zum Absenken des Grundwassers; Zus. z. Pat. 400061. 22. XI. 22. S 61418.
- Kl. 84d, Gr. 2. 421252. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Löffelbagger mit einer Vorschubmaschine für den Löffelstiel und einem durch die Vorschubmaschine bei gleichzeitiger Verschiebung des Löffelstieles verstellbaren Löffelverschluß. 22. II. 24. K 88607.
- Kl. 84d, Gr. 2. 421253. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Löffelbagger. 6. VII. 24. K 90159.
- Kl. 84d, Gr. 2. 421254. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Baggerlöffel. 27. VII. 24. K 90400.
- Kl. 84d, Gr. 1. 421201. Reinhold Mastel, Breslau, Wörther Straße 25. Filter für Rohrburgen aus neben bzw. übereinander geschichteten kegelmantelartigen Röhren. 5. IV. 24. M 84490.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Eigener Herd ist Goldes Wert. Herausgegeben von Max Spindler, Amtsbaumeister a. D., Heimkulturverlag G. m. b. H., Wiesbaden. Preis 3,00 M., geb. 4,00 M.

Das 120 Seiten und 225 Abbildungen umfassende Buch soll „ein Wegweiser“ sein „für alle diejenigen, die auf dem Lande im eigenen Hause gesund und billig wohnen wollen.“ Im Rahmen der vom gleichen Verlag herausgegebenen Bücher zur Förderung der Heimkultur bildet das vorliegende Buch einen Ratgeber, der in der Hauptsache durch die zahlreichen, leider in starker Verkleinerung wiedergegebenen Entwurfzeichnungen seinen Wert erhält. Im übrigen ist die Behandlung der Mittelbeschaffung als dem wichtigsten Teile für den vom Verfasser im Auge behaltenen Bauherrn zu großzügig behandelt und zeugt in vieler Hinsicht von bedenklichem Optimismus, der sich auch in der

Beurteilung der Lehmdraht-Bauweise, besonders ihrer Ausführung, teilweise erkennen läßt. Der vielseitige Literaturnachweis wird dem Leser in Anbetracht des mäßigen Preises besonders willkommen sein. E.

Der kleine Brockhaus, Handbuch des Wissens in einem Bande. Leipzig, F. A. Brockhaus. In zehn Lieferungen zu je 1,90 RM. Lieferung 6 und 7.

In schneller Aufeinanderfolge sind die Lieferungen 6 und 7 erschienen. Sie schließen sich würdig in Inhalt, Vollständigkeit und Ausstattung den früheren an und lassen immer mehr erkennen, daß es sich hier um ein wirkliches Volksbuch des allgemeinen Wissens für das deutsche Volk handelt, das sich zudem durch seine außerordentliche Preiswürdigkeit bei gediegener Ausstattung auszeichnet. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Einladung zur Hauptversammlung

am Dienstag, den 1. und Mittwoch, den 2. Dezember 1925,
im Hause des Vereines deutscher Ingenieure zu Berlin.

Tagesordnung:
(Änderungen vorbehalten.)

Dienstag, den 1. Dezember 1925, mittags

Besichtigung wissenschaftlicher Institute (je nach Wahl).

Gruppe I. 11 Uhr:

Psychotechnisches Institut von Professor W. Moede an der Techn. Hochschule in Berlin-Charlottenburg, Fasanenstr. Zugelassene Teilnehmerzahl: 30 Personen.

Gruppe II. 12 Uhr:

Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel im Tiergarten. Zugelassene Teilnehmerzahl: 25 Personen.

Gruppe III. 1 Uhr:

Staatliche Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem, Lichterfelde, Unter den Eichen 87. Abteilung für Baustoff- und Festigkeitsprüfung. Zugelassene Teilnehmerzahl: 50 Personen.

Abends 7 $\frac{1}{4}$ Uhr im Hause des Vereines deutscher Ingenieure
Ordentliche Mitgliederversammlung:

Geschäftlicher Teil:

Entgegennahme des Geschäftsberichtes und der Abrechnung.
Erteilung der Entlastung für den Vorstand und die Geschäftsstelle.
Festsetzung des Beitrages für das Jahr 1926.

Es liegt ein Vorschlag vor, 8 M. jährlich, für Mitglieder des Vdi 6 M., für Junioren 3 M. zu erheben.

Wissenschaftlicher Teil:

Vortrag des Herrn Geh. Regierungsrates Professor Robert Otzen, Hannover, über „Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten?“

Vortrag des Herrn Regierungsbaurats Stegemann, Dresden, über „Neuere Bauweisen“, gleichzeitig im Rahmen der Vortragsreihe über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen“.

Im Vorraum des großen Saales im Ingenieurhaus findet eine kleine Ausstellung von Plänen von Ingenieurbauten im Auslande statt. Der Deutsche Ausschluß für Technisches Schulwesen stellt Lehrbildtafeln aus.

Gleichzeitig ist Gelegenheit gegeben, Erfrischungen einzunehmen.

Mittwoch, den 2. Dezember 1925, mittags 12 Uhr

Besichtigung des Untergrundbahnhofes Nollendorfplatz, gegebenenfalls mit anschließender Baustrecke.

Dieser mehrstöckige Kreuzungsbahnhof ist neu erbaut, aber noch nicht in Betrieb genommen.

Vorgesehen ist für eine 2. Gruppe die Besichtigung einer städtischen oder Eisenbahnbaustelle.

Abends 8 Uhr findet ein Vortrag von Herrn Professor Dr.-Ing. Ludin, Technische Hochschule Charlottenburg, über „Wasserwirtschaftliche Aufgaben Transkaukasiens“, veranstaltet von dem Berliner Bezirksverein deutscher Ingenieure in der Technischen Hochschule Charlottenburg, Saal 301, statt, zu dem die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen eingeladen sind.

Die Mitglieder der D. G. f. B. erhalten noch besondere Einladung.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

G. de Thierry, Geh. Baurat, Prof. Dr.-Ing., I. Vorsitzender
Busch, Ministerialrat, II. Vorsitzender
Dipl.-Ing. Baer, Geschäftsführer.