

UNTERGRUNDBAHNHOF BELLE-ALLIANCE-STRASSE IN BERLIN.

Von Ober-Ingenieur Alfons Schroeter, Berlin.

Übersicht. Gliederung und architektonische Bekleidung — Angaben aus der statischen Berechnung der Dreigewölbedecke und des Tunneltrogs — statische Probleme — Gußbeton für Unterpflaster-tunnel im Grundwasser — die Traßfrage — Regiebetrieb — Schlußstrecke der Nord-Südbahn.

Kürzlich verzeichneten die Tageszeitungen die Fertigstellung und Inbetriebnahme zweier weiterer Haltestellen der Berliner Nord-Südbahn, der Bahnhöfe Belle-Alliance-Straße und Gneisenau-Straße, von denen der erstere in mehr als einer Beziehung bemerkenswert sein dürfte. Es galt, dem Abzweigpunkt der Untergrundbahnstrecken nach Neukölln und Tempelhof einen prägnanten Ausdruck zu geben, der in die Gleichförmigkeit der übrigen Nordsüdbahnhöfe mit ihren immer wiederkehrenden Kassettendecken und Eisenstützen Abwechslung zu bringen vermochte. Der kunstliebende Bauingenieur konnte glauben, daß die aus reiner Zweckmäßigkeit entstandenen Grundformen dieses Bahnhofs ein seinem schöpferischen Willen entsprechendes Echo gefunden haben.

Der Bahnhof Belle-Alliance-Straße mußte infolge der Landwehrkanal-Unterfahrung noch reichlich tief unter dem Straßenpflaster liegen. Hierdurch ergaben sich verschiedene Konstruktionsmöglichkeiten und die beabsichtigte Sonderausgestaltung wurde wesentlich unterstützt; es war genügende Höhe vorhanden. Mit dieser und der zur Unterbringung dreier Gleise mit Bahnsteigen erforderlichen großen Breite stand ein Raum von 21 m Breite, 5 m Höhe über Bahnsteigoberkante und 95 m Länge zur Verfügung, dessen Teilung in drei Längsstreifen durch Stützen konstruktiv erforderlich war. Konnte hier also die beklemmende Wirkung niedriger Decken ohne weiteres vermieden werden, so ließ der gewaltige Raum eine kräftige Belebung an sich schon wünschenswert erscheinen. Diese Belebung wurde ganz und gar der Konstruktion selbst überlassen und es ist anzuerkennen, mit welcher weiser Zurückhaltung hier der Architekt der Gestaltungsarbeit des Bauingenieurs gegenüberstand. Es herrschte Einigkeit darüber, daß ein Untergrundbahnhof, obwohl er wegen seiner fest in sich geschlossenen Raumwirkung zu reicher künstlerischer Behandlung einladet, doch nicht eine architektonische Dominante erhalten darf, vielmehr alles hauptsächlich aus den Zweckmäßigkeits-erwägungen des geschmacksfreudigen Statikers und Konstrukteurs fließen muß, um dann erst ein sich eng an die Konstruktionsglieder anschmiegendes, bescheidenes architektonisches Gewand zu erhalten.

Aus diesen richtunggebenden Überlegungen heraus ist der Untergrundbahnhof Belle-Alliance-Straße in muster-

gültiger Zusammenarbeit entstanden. Der breite Zugang (4 m) führt von der noch anzulegenden Promenade der Belle-Alliance-Straße in den Vorraum, in dem rechter Hand die Fahrkartenschalter untergebracht sind. Von seiner drückenden Niedrigkeit wird man nach wenigen Schritten befreit, wenn man an das Brüstungsgitter herantritt und das Auge von dem heilerleuchteten hohen und dreimal mit anmutigen Korbbögen überwölbten und vorn durch ein Quergewölbe gewissermaßen zusammengehaltenen, tiefliegenden Bahnhofraum gefesselt wird. Alles in fast nackter Konstruktivität. Links und rechts dieses Ausgucks, unter dem zwei Gleise liegen, beginnen die Treppenläufe, westlich zum Seitenbahnsteig der Strecke nach

Tempelhof und östlich zum Mittelbahnsteig der Strecke nach und von Neukölln bzw. von Tempelhof. Der Aufenthalt auf den Bahnsteigen bietet dem empfänglichen Beschauer ein Bild festgefügter Harmonie. Die gefällige einfache und rhythmische Aufteilung der Gewölbefläche in Gemeinschaft mit leicht gematteter Vollbeleuchtung im Scheitel umgeht die Gefahr, an tonnige kahle Eisenbahntunnel erinnert zu werden mit vollendeter Sicherheit und trägt den Charakter schlichter Vornehmheit, der sich auch auf die Farbtonung vom Weißgrau der Decke



Abb. 1. Untergrundbahnhof Belle-Alliance-Straße in Berlin. Blick in die beiden östlichen Gewölbe. (Links noch eingeschalter Seitenbahnsteig.)

über das Mittelgrau der Längskämpferbalken und Stützen auf das Dunkelgrau der Fundamentklötze und Stützenbankette erstreckt. Die grüne Kennfarbe, von welcher Gewölbe und Stützen befreit bleiben, belebt unaufdringlich, aber doch in zweckentsprechender Betonung den ganzen Bahnhofraum. Durch die einheitliche große Form der Reklameflächen und die sorgfältige künstlerische Kontrolle der Reklame selbst, wird der nachteilige Eindruck kleinflächiger Schrift- und Bildreklame ausgeschaltet. Schenkel- und fesselstark übernehmen die sich nach unten durch Eckabfassung verjüngenden Stützen die bedeutenden Gewichte des Gewölbekörpers mit seinen Auflasten und übertragen sie zuverlässig in die Tunnelsohle. Alles fließt monolithisch in wohlproportionierten Abmessungen ineinander, mit unbeanstandbarer Natürlichkeit jede Schwere vermeidend. Die Abb. 1 und 2 geben den Bahnhofraum in einigen Teilen wieder.

Die große Tiefenlage des Bahnhofs gestattete auf den breiten nördlichen und südlichen Übergangsstrecken die auch aus statischen Gründen günstige Anlage reichlicher Nebenräume über dem notwendigen Bahnprofilraum des Tunnels. In New York hat man diese in verkehrsreichen Gegenden zu Geschäftsstraßen ausgebaut, worauf hier nur kurz hingewiesen sei.

Die konstruktive Durchbildung des Bahnhofs mit seiner südlichen Anschlußkurve und Unterfahrungsstrecke hat

beton, der die aus dem Endgratbogen der Stichkappen des Quergewölbes resultierenden Druckkräfte rahmenartig von einer Tunnelwand zur andern überträgt.

Die gelenkige Auflagerung der Gewölbedecken auf den Tunnelseitenwänden ist erforderlich, um größere Biegemomente in letzteren zu vermeiden. Die Seitenwände bestehen im oberen Teile aus Beton 1:8, die Sohle und der verstärkte untere Teil der Seitenwände aber aus 1:5 mit Traßzusatz. Gleichwohl wird der Tunneltrogl statisch als Zweigelenkrahmen behandelt. Die Betonierungsgrenzen (Arbeitsfugen) sind mit Eiseneinlagen überdeckt. Die Spannungen in den Seitenwänden sind beim Bahnhofstunnel wie auch in allen Wänden des normalen Tunnelschlauchs der Unterpflasterbahnen gering, sodaß hierfür — übliche Stärke von 70—80 cm vorausgesetzt — im allgemeinen Bewehrung nicht erforderlich und ein mageres Mischungsverhältnis am Platze ist. Die Stützendrücke werden als äußere Kräfte des Rahmenriegels (Sohle) eingeführt, denen dreieckförmig verteilte Sohlenlasten gegenüberstehen. Dies sind Annahmen, welche als Ersatz für die bis heute noch nicht gelösten Probleme der Erforschung des im elastischen Erdreich liegenden mehrfach gestützten Rahmens mit statischem Gefühl gemacht werden müssen. Dieses statische Gefühl, das durchaus nicht als Gemeingut aller Baubeflissenen angesprochen werden darf, wird selbstverständlich durch Eindringung in einfacher liegende Fälle dieser Art maßgebend unterstützt. Beim einfachen Tunnelrahmen ohne Mittelstützen bestätigte sich die Annahme dreieckförmiger Verteilung der Seitenwandlasten bei verschiedenen Bodenziffern. Es zeigte sich, daß beim Berliner Sande und nicht allzusehr von einander abweichenden Sohlen- und Seitenwandstärken die Dreieckspitze in einem Viertel der Rahmenstützweite angenommen werden kann, wie es bei Berechnungen der älteren Untergrundbahnstrecken ja auch zum Teil üblich war. Grundsätzlich sind die ver-

änderlichen Trägheitsmomente bei der Tunnelrahmenberechnung zu berücksichtigen. Für die Trennung der Seitenwand von der Sohle liegt in statischer Hinsicht kein triftiger Grund vor und gar eine Gelenkfugenanordnung in der Sohle zur Aufnahme eines verankerten oder unverankerten Zweigelenksohlengewölbes in Grundwasserstrecken läßt die Wahrung des Charakters als Tunneltrogl vermissen und bleibt ein gefährliches Experiment, selbst wenn bis heute Nachteile an ausgeführten Strecken nicht bekannt geworden sind.

In der Abb. 3 muß die starke Bewehrung der Stützenbankette auffallen, die als Opfer unserer ungünstigen Bestimmungen über die Aufnahme der Schubspannungen im Eisenbetonbalken anzusehen ist. Es wäre wünschenswert, wenn dieser schon öfters in der Zeitschriftenliteratur bekämpfte Mangel bei der Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen behoben werden würde, zumal der Eisenbau sich anschickt, sich wirtschaftswichtige, dem Eisenbetonbau entlehnte Konstruktionserleichterungen amtlich zu sichern (Schweißverbindungen). Es steht an sich nichts im Wege, die hier dargestellten Stützenbankette gänzlich fallen zu lassen zugunsten der Pilzdeckenkonstruktion, wenn man die Mühen des durch Dreieckbelastung und auch häufig unsymmetrische Stützenlage außerordentlich erschwerten Berechnungsgangs nicht scheut.

Südlich vom Bahnhof unterfährt das östliche Tempelhofer Gleis die in die Gneisenaustraße abbiegende Strecke (Querschnitt hierzu bringt die Abb. 4). Die gelenkige Einhängung der Zwischendecke empfahl sich wegen Verminderung der mehrfachen statischen Unbestimmtheit und wegen Vermeidung der Übertragung großer ungünstiger Wandmomente auf die Decke. Die Berechnung wurde unter Zugrundelegung eines statisch unbestimmten Hauptsystems mit Hilfe der Auflagerverschiebungswerte rechnerisch durchgeführt.

Für die Ausführung wurde plastischer Beton gewählt, nachdem aus einem anderen Baulose, in dem ein umfangreicher Versuch mit Gußbeton gemacht worden war, schlechte Erfahrungen vorlagen. Die bekannten Entmischungsercheinungen und die starke Zementtrübung des abfließenden Überschußwassers ließen sich trotz eifriger Bemühungen nicht erfolgreich bekämpfen. — Für die bis zur zulässigen Biegungsbeanspruchung von 40 kg/m² dimensionierten und durch Auftrieb stark belasteten Sohlen gewiß recht bedenklich. Die Befestigungen der zahlreichen Kabelhalter an sandgeaderten Seitenwänden mit 2 kg/cm² Biegungszugbeanspruchung bringt ebenfalls erhebliche Schwierigkeiten und Qualitätsminderungen.

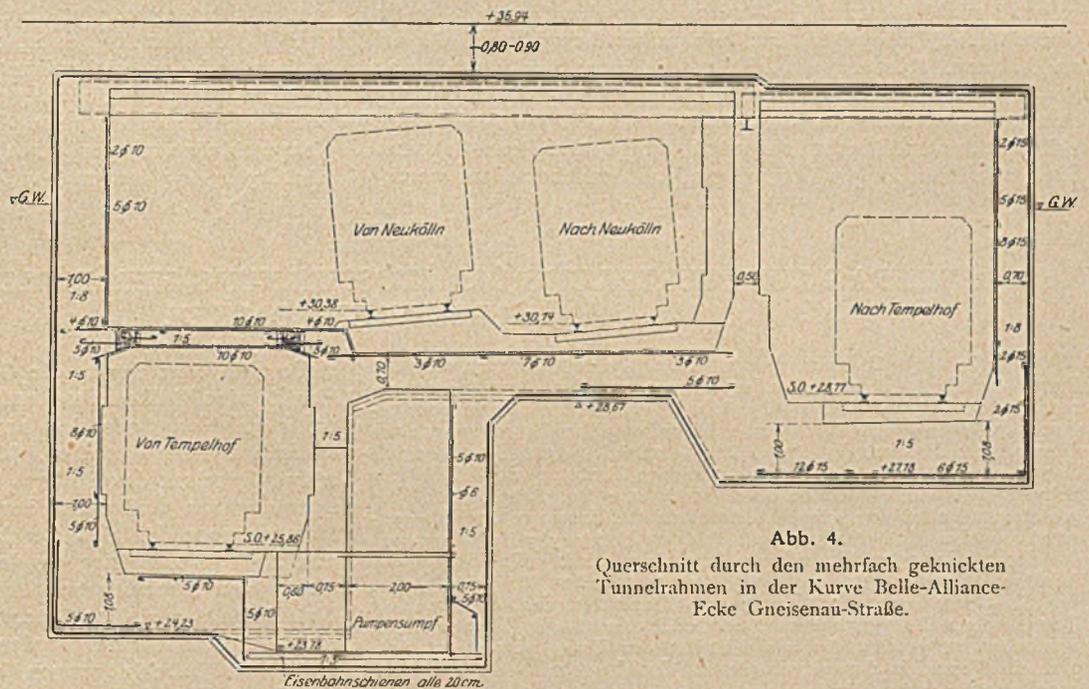


Abb. 4.
Querschnitt durch den mehrfach geknickten Tunnelrahmen in der Kurve Belle-Alliance-Ecke Gneisenaustraße.

Es will scheinen, daß der Tunneltrogl die für den Gußbeton erforderlichen Voraussetzungen nicht zu erfüllen vermag und insbesondere bei für Gußbeton verhältnismäßig schwachen und ausgedehnten Tunnelsohlen und Wänden der zementfreie oder zementarme Wasserabfluß wegen der wasserdichten Schutzschicht vorerst nicht erreichbar ist. Es wird abzuwarten sein, ob die im Gange befindlichen Versuche auch für diesen Fall die erwünschte Aufklärung bringen.

Für die Sohlen und den unteren Wandteil des Bahnhof Belle-Alliance-Straße und seiner Anschlußstrecken wurde — wie oben bereits erwähnt — Beton 1:5 mit einem Zusatz von rheinischem Traß (0,5) verwendet. Die richtige Bestimmung der vorteilhaften Traßmenge für ein bestimmtes Mischungsverhältnis ist noch unklar. Der Traßzusatz wirkt auf fettere Mischungsverhältnisse (1:3) festigkeits- und gewichtsvermindernd, auf magere (1:6) anscheinend nicht bei starker Abhängigkeit von voller, langandauernder Wassersättigung und von Kies Korngrößen. Normensandtraßversuche hatten gegenüber anderen bei gleichen Mischungsverhältnissen abweichende, meist günstigere Ergebnisse. Äußerst schwierig ist es bei dieser starken Veränderlichkeit der Ergebnisse und Wasserungsnotwendigkeit die bei gegebenem Mischungsverhältnis zementersetzende, bestwirkendste Traßmenge und die ersetzte Zementmenge zu ermitteln, wenn die Festigkeit unverändert bleiben

soll. Dieser Fall ist der in der Praxis häufigste, weil wirtschaftlichste, aber auch der ungeklärteste. Es ist daher verständlich, wenn die vier Parteien, die beiden interessierten sowie Bauingenieur und Chemiker sich häufig mißverstehend gegenüberstehen. In bezug auf säureschützende Wirkung des Trasses ist die Einigkeit am stärksten und daher seine Verwendung bei Betonersatzgefahren am häufigsten. Die wissenschaftliche Erforschung und annähernd genauere Klärung aller Zusammenhänge erfordert jedenfalls eine viel größere Versuchsarbeit als die bisher für den Beton allein aufgewendete. Die in Neubearbeitung befindlichen Bestimmungen müßten m. E. aber zu den bisherigen Hauptergebnissen der Versuche, nämlich die nachteilige Wirkung auf fettere Mischungen und die große Abhängigkeit von Wässerungsgrad und Wässerungsdauer Stellung nehmen, wenn dies nicht besser — wie in dieser Zeitschrift kürzlich angeregt — durch Normen geschieht.

Der Untergrundbahnhof Belle-Alliance-Straße der Nord-Südbahn nebst Übergangs- und Tieftunnelstrecken wurde den schwierigen Zeitverhältnissen der letzten Jahre abgerungen. Wer Gelegenheit hatte, während der Bauarbeiten durch den 300 m langen, 25 m breiten und 7 m tiefen Hauptschacht mit Tieftunnel (12–13 m unter der Straße, 8 m im Grundwasser) zu gehen mit seinem unübersehbaren Gewirr an Stützen, Rüstungen und Aussteifungen und gestaffelten Saug- und Druckrohrleitungen, den ohne Unterbrechung surrenden Motoren der Pumpenstuben, den vom und zum Schacht Tag und Nacht fahrenden Dampf- und Benzollokomotiven mit ihren langen Lorenzügen und den über allem stamp-

fenden, abgefangenen Straßenbahnverkehr, wird gewiß einen starken Eindruck mitgenommen haben, und es ist zu begrüßen, daß dank der getroffenen Vorsichtsmaßregeln die Unfallszahlen verhältnismäßig klein geblieben sind.

Der Regiebetrieb hat hier zweifellos seine Feuerprobe bestanden. Die Nachkalkulationen zeigen hinsichtlich ihrer Leistungsauswertung durchaus übliche und zum Teil niedrigere Zahlen. Der Regiebetrieb steht und fällt mit der Personalfrage, sein Hauptfeind ist der Klumpfuß behördlichen Organisationswesens. Die triebstarken Initiativkräfte des Unternehmers zu ersetzen durch Ermöglichung ungehemmter Auswirkung der schöpferischen Willenskräfte schaffens- und verantwortungsfreudiger Persönlichkeiten ist, wenn irgendwo, so hier hauptsächlichste Voraussetzung.

Der Bahnhof Belle-Alliance-Straße hat mit seiner Fertigstellung auch die Inbetriebnahme des bereits seit 1922 fertigen und im Prinzip in seiner Ausführungsart mit den übrigen Haltestellen der Nord-Südbahn übereinstimmenden Bahnhofsgneisenau-Straße ermöglicht. Von hier bis zu den im Rohbau fertigen Neuköllner Strecken fehlt z. Z. noch ein Verbindungsstück von 1,6 km, dessen erste Hälfte jetzt begonnen worden ist. In diesem Verbindungsstück liegen noch zwei Haltestellen, der Bahnhof Kaiser-Friedrich-Platz und der verkehrstechnisch viel umstrittene Bahnhof Hermannplatz, der als Kreuzungspunkt mit der zweiten vom Norden zum Süden Berlins führenden Untergrundbahn, der AEG-Schnellbahn, den Hauptschlußstein der nach Gesamtfertigstellung bis zum Südring 13 km langen Nord-Südbahn bilden wird.

BEITRAG ZUR BEURTEILUNG DER STOSSWIRKUNG HERABFALLENDER KÖRPER AUF EINFACHE BALKEN.

Übersicht. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Frage der Stoßwirkung fallender Körper auf den Formänderungszustand einfacher Balken. Zunächst werden zwei Verfahren besprochen, welche die dynamische Aufgabe unter Berechnung eines dynamischen Faktors auf eine statische zurückführen. Im Anschluß hieran wird das für die Technik wichtige Problem mit Hilfe der Schwingungstheorie behandelt, und zwar unter Zusammenfassung des gestoßenen Balkens und des diesen stoßenden Körpers zu einer Massen-Gruppe, wobei als Anfangszustand für den Beginn der Schwingungen das Ende der ersten Stoßperiode betrachtet wird. Mit Hilfe dieser Ansätze lassen sich die größten Biegungsordinaten für jeden Punkt der Stabachse rechnerisch festlegen. Zahlenbeispiele ergänzen die theoretischen Betrachtungen. Schließlich wird das Ergebnis von Versuchen mitgeteilt, die zur Klärung der Frage angestellt sind, und ein Vergleich der verschiedenen Verfahren mit den Versuchsergebnissen durchgeführt.

Die Stoßwirkung herabfallender Körper auf den Formänderungs- und Spannungszustand von Tragkonstruktionen jeder Art erfordert die besondere Aufmerksamkeit des Ingenieurs, werden doch erfahrungsgemäß die Spannungen in stoßweise belasteten Bauteilen gegenüber einer gleichartigen ruhenden Belastung um ein Vielfaches erhöht. Handelt es sich dabei um einen stabförmigen Balken auf zwei Stützen, von dem in der Folge allein die Rede sein soll, so kann man zur theoretischen Lösung der Aufgabe entweder von der Bewegungsgleichung für die Biegunsschwingungen des prismatischen Stabes ausgehen und den Anfangszustand aus der Stoßwirkung des auf den Träger herabfallenden Körpers ableiten oder aber man bestimmt unter Benutzung des Arbeitsbegriffs den dynamischen Faktor n , mit welchem das Gewicht Q des fallenden Körpers zu multiplizieren ist, um die dynamische Aufgabe auf eine statische zurückzuführen.

Den letzteren Weg schlägt insbesondere A. Zschetzke ein in seiner Arbeit „Berechnung dynamisch beanspruchter Tragkonstruktionen“, Z. d. V. d. I. 1894, S. 134. Zu diesem Zwecke berechnet er unter Benutzung des Satzes vom Antriebe zunächst die Geschwindigkeit v , welche der fallende Körper unmittelbar nach dem Stoße erlangt hat, setzt diese gleich der Anfangsgeschwindigkeit des Balkens an der Stoß-

stelle und leitet daraus die Geschwindigkeiten v_x der übrigen Punkte der Balkenachse unter der Annahme ab, daß diese zu v im Verhältnis der bezüglichen Biegungsordinaten bei statischem Angriff stehen. Mit Hilfe der so gewonnenen Geschwindigkeiten des Balkens und des stoßenden Körpers wird nunmehr die Änderung der lebendigen Kraft der ganzen Massen-Gruppe für das Geschwindigkeitsintervall zwischen v und Null (größte Biegung des Balkens) berechnet und diese gleich der mechanischen Arbeit der äußeren und inneren Kräfte für das gleiche Intervall gesetzt. Bei der Berechnung dieser Arbeitssumme werden als Arbeitswege die n -fachen statischen Durchbiegungen bei ruhender Last Q und entsprechend die n -fachen inneren Kräfte eingeführt, woraus sich eine Gleichung für den dynamischen Faktor n ergibt. Für den Fall eines einfachen Balkens vom Gewicht G und der Stützweite l , der in der Mitte durch einen aus der Höhe h herabfallenden Körper vom Gewicht Q getroffen wird, findet Zschetzke für n den Wert

$$n = 1 + \sqrt{1 + \frac{1 + \frac{17}{35} \cdot \frac{G}{Q}}{\left(1 + \frac{5}{8} \cdot \frac{G}{Q}\right)^2} \cdot \frac{96 E J}{Q l^2} \cdot \frac{h}{l}}, \dots \quad (I)$$

wobei J das Trägheitsmoment des Balkens bezeichnet.

Auch bei der von A. Föppl in seiner Festigkeitslehre (Vorlesungen über technische Mechanik, III. Bd. 3. Aufl. S. 175) besprochenen Näherungslösung wird der dynamische Kraftangriff beim Stoß auf einen statischen zurückgeführt. Der dabei zugrunde liegende Gedanke ist kurz folgender. Das Gewicht Q eines aus der Höhe h herabfallenden Körpers leistet — wenn f_d den dynamischen Biegungs Pfeil bezeichnet — die mechanische Arbeit

$$Q(h + f_d),$$

welche jedoch wegen der unvermeidlichen Verluste nur zu einem gewissen Teil in Formänderungsarbeit des Balkens umgesetzt wird, weshalb die Beziehung gilt:

$$A = Q \lambda (h + f_d),$$

wo λ ein zunächst unbekannter Zahlenfaktor ist. Die von einer ruhenden Last Q' bei allmählichem Anwachsen auf dem Wege f_d geleistete Arbeit ist:

$$A = 1/2 Q' f_d,$$

und zwar besteht zwischen Q' und f_d nach den Regeln der Festigkeitslehre, wenn Q' in Trägermitte angreift, die Beziehung:

$$f_d = \frac{Q'^3}{48 E J}.$$

Werden die beiden so definierten Arbeiten einander gleichgesetzt, dann ergibt sich eine Beziehung für Q' , welche lautet:

$$\frac{Q'^2 f_d}{96 E J} = Q \lambda \left(h + \frac{Q' f_d}{48 E J} \right)$$

oder
$$Q' = Q \lambda \left(1 \pm \sqrt{1 + \frac{96 E J h}{\lambda Q'^3}} \right).$$

Nun kann hier wieder der dynamische Faktor $n = \frac{Q'}{Q}$ eingeführt werden, und man erhält:

$$n = \lambda \left(1 \pm \sqrt{1 + \frac{96 E J h}{\lambda Q'^3}} \right).$$

Zur Bestimmung von λ wird zunächst nach Cox der Verlust an mechanischer Energie mittels der Formel für den unelastischen Stoß berechnet. Dabei tritt an Stelle der ganzen Masse M des Trägers eine reduzierte Masse M' , welcher — an der Stoßstelle konzentriert — eine solche Größe beigelegt wird, daß sie die gleiche lebendige Kraft ergeben würde, die der Träger nach Ablauf der ersten Stoßperiode erlangt hat. Unter der auch von Zschetzsche gemachten Annahme, daß die Geschwindigkeiten der einzelnen Massenteilchen des Balkens zur Geschwindigkeit an der Stoßstelle im Verhältnis der bezüglichen Biegungsordinaten bei statischem Angriff stehen, ergibt sich für die reduzierte Masse der Wert

$$M' = \frac{17}{35} M.$$

Nun ist der Stoßverlust nach der Lehre vom Stoß fester Körper einerseits

$$\text{Verl.} = \frac{G' Q}{G' + Q} h,$$

wobei $G' = \frac{17}{35} G$ das reduzierte Balkengewicht bedeutet.

Andererseits kann dieser Verlust gleich der Differenz

$$Q(h + f_d) - Q \lambda (h + f_d)$$

gesetzt werden. Es folgt also:

$$\frac{G' Q}{G' + Q} h = Q(h + f_d)(1 - \lambda)$$

oder, wenn f_d gegen h vernachlässigt wird,

$$\lambda = \frac{Q}{G' + Q}$$

Nach Einführung dieses Wertes in den Ausdruck für n lautet der dynamische Faktor:

$$n = \frac{1}{17} \frac{G}{Q} + 1 \left[1 + \sqrt{1 + \left(\frac{17}{35} \frac{G}{Q} + 1 \right) \frac{96 E J h}{Q^3}} \right] \quad \text{II}$$

Ist n bekannt, so kann die ruhende Last $Q' = n Q$ bestimmt werden, mit deren Hilfe sich die infolge des Stoßes zu erwartenden Spannungen und Formänderungen des Balkens in bekannter Weise auf statischem Wege berechnen lassen.

Der Gedanke, den dynamischen Kraftangriff beim Stoß auf einen statischen zurückzuführen, ist zwar in der Einfachheit seiner Durchführung und späteren Anwendung auf praktische Aufgaben sehr verlockend, kann jedoch vom theoretischen Standpunkt nicht vollkommen befriedigen. Es liegt vielmehr nahe, einer Lösung des Problems unter Benutzung der Bewegungsgleichung des schwingenden Balkens den Vorzug zu

geben¹⁾. Freilich bereitet die strenge Lösung der Aufgabe unter Berücksichtigung aller Einzelheiten des Stoßvorganges erhebliche Schwierigkeiten, so daß man auch hier, um zu praktisch brauchbaren Formeln zu gelangen, vereinfachende Annahmen machen muß. Wie weit diese Annahmen berechtigt sind, muß letzten Endes der Versuch beweisen.

Die Bewegungsgleichung zur Darstellung der Biegungschwingungen eines geraden Stabes von konstantem Trägheitsmoment lautet bekanntlich²⁾:

$$\rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = - E i^2 \frac{\partial^4 y}{\partial x^4}, \dots \dots \dots (1)$$

wo ρ die Materialdichte, E die Elastizitätsziffer und i den Trägheitsradius des Querschnitts in bezug auf die durch den Schwerpunkt gehende zur Biegungebene senkrechte Hauptachse bezeichnen.

Setzt man, wie üblich, die Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes voraus, und tritt ferner eine Überschreitung der Proportionalitätsgrenze während der Schwingung nicht ein, so folgt, daß sich die Verrückungen als auch die diese erzeugenden Kräfte durch einfache Superposition zusammensetzen lassen. Man kann somit die Schwingungsordinaten y von einer statischen Gleichgewichtslage aus betrachten, wenn man unter den die Verrückungen aus dieser Gleichgewichtslage erzeugenden Kräften nur die Trägheitskräfte versteht, welche während der Bewegung zu den bereits vorhandenen Lasten hinzutreten. Der Stab schwingt dann nicht um die gerade Stabachse, sondern um die der Gleichgewichtslage entsprechende elastische Linie des Stabes.

Für die Gleichung (1) existiert eine allgemeine periodische Lösung, die sich aus einer Summe von Gliedern der folgenden Form zusammensetzt:

$$y = \sin(\beta t + \varphi) (A \sin \alpha x + B \cos \alpha x + C \sin \alpha x + D \cos \alpha x). \quad (2)$$

Darin bezeichnen A, B, C, D die willkürlichen Integrationskonstanten, β die Schwingungsfrequenz, φ den Phasenverschiebungswinkel. Außerdem besteht zwischen α und β die Beziehung:

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{\rho \beta^2}{E i^2}} \dots \dots \dots (3)$$

Nimmt man nun an, daß ein Zurückschnellen des fallenden Körpers vom Träger nach Ablauf der ersten Stoßperiode nicht eintritt, sieht also den Stoß damit als beendet an, so muß sich der stoßende Körper von diesem Zeitpunkt ab mit dem Stabe — gewissermaßen mit diesem verbunden — weiter bewegen. Dann wird aber die gewöhnliche Lösung der Schwingungsgleichung hinfällig, vielmehr muß der Schwingungsvorgang für die aus dem Träger und dem stoßenden Körper bestehende Massengruppe untersucht werden. Die hier gemachte Annahme besitzt zwar nur eine beschränkte Gültigkeit, indessen dürfte sie mit hinreichender Annäherung bei allen für die Praxis wichtigen Fällen zutreffen, wo durch den stoßenden Körper tatsächlich eine merkliche Verbiegung des Balkens und nicht nur eine örtliche Deformation an der Stoßstelle erzeugt wird. Fälle der letzteren Art werden also bewußt von der weiteren Behandlung ausgeschlossen, eine Voraussetzung, die überdies in gleicher Weise für die oben besprochenen Verfahren gilt.

Der Einfachheit halber sei angenommen, daß der Stoß in Trägermitte erfolgt. Man denkt sich also an dieser Stelle die Masse $m = \frac{Q}{g}$ des stoßenden Körpers auf einen Punkt konzentriert und mit dem Balken fest verbunden. Der Balken wird dadurch in zwei gleich große Intervalle von der Länge $\frac{l}{2}$ zerlegt. Für jeden Balkenteil gelten die Gleichungen (1) und

¹⁾ Verschiedene derartige Probleme dynamischen Widerstandes gegen Impulse, welche Biegung hervorrufen, sind von St. Venant in der französischen Übersetzung des Lehrbuches von Clebsch, „Theorie der Elastizität fester Körper“ (Paris 1883, Note finale du § 61, S. 490) behandelt worden.

²⁾ Vgl. Love, Lehrbuch der Elastizität, deutsch von A. Timpe, S. 492.

(2). Da aber bei einem in der Mitte auftretenden Stoß nur symmetrische Schwingungen entstehen können, so genügt es, wenn lediglich die Ordinaten y einer Balkenhälfte, etwa der linken, berechnet werden.

Hinsichtlich der Stützung des Balkens wird vorausgesetzt, daß beide Balkenenden in senkrechter Richtung unverschieblich, außerdem frei drehbar gelagert sind. Dann ist am linken Balkenende für $x = 0$ auch $y = 0$, woraus folgt:

$$0 = B + D \dots \dots \dots (4)$$

Ferner muß für $x = 0$ auch das Moment verschwinden, also an dieser Stelle $\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = 0$ sein, weshalb

$$0 = -B + D \dots \dots \dots (5)$$

Wegen (4) und (5) ist

$$B = D = 0,$$

und der Ausdruck (2) für y nimmt die Form an:

$$y = \sin(\beta t + \varphi) (A \sin \alpha x + C \sin \alpha x)$$

Für die Integrationskonstanten A und C stehen zwei weitere Bedingungen zur Verfügung: An der Stelle $x = \frac{l}{2}$ (Trägermitte) verläuft die Tangente horizontal. Außerdem muß an dieser Stelle die Querkraft $-E J \frac{\partial^3 y}{\partial x^3}$, vermindert um die Hälfte des aus der Masse m bei der Schwingung resultierenden Trägheitswiderstandes $-m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$, zu Null werden.

Man erhält also für $x = \frac{l}{2}$ folgende Bedingungen:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = 0 \dots \dots \dots (6)$$

$$-E J \frac{\partial^3 y}{\partial x^3} + \frac{m}{2} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \dots \dots \dots (7)$$

Mit $\frac{\alpha l}{2} = u$ oder $\alpha = \frac{2u}{l}$ liefert (7):

$$-E J \alpha^3 (-A \cos u + C \sin u) - \frac{m}{2} \beta^2 (A \sin u + C \sin u) = 0.$$

Wegen $i^2 = \frac{J}{F}$, wo J das axiale Trägheitsmoment und F den Querschnitt des Stabes bezeichnen, folgt aus (3):

$$\beta^2 = \frac{\alpha^4 E J}{\rho F} = \alpha^3 E J \frac{\alpha}{\rho F} = \alpha^3 E J \frac{2u}{l \rho F},$$

so daß obige Gleichung übergeht in:

$$E J \alpha^3 \left\{ A \left(\cos u - \frac{m u}{l \rho F} \sin u \right) - C \left(\sin u + \frac{m u}{l \rho F} \sin u \right) \right\} = 0.$$

Da $l \rho F$ die Masse des Balkens darstellt, so ist

$$\frac{m}{l \rho F} = \frac{Q}{G},$$

wenn G dessen Gewicht bezeichnet. Setzt man noch

$$\frac{Q}{G} = v,$$

so liefern schließlich (7) und (6) die Bedingungen für A und C :

$$\begin{aligned} A (\cos u - v \sin u) - C (\sin u + v \sin u) &= 0 \\ A \cos u + C \sin u &= 0. \end{aligned}$$

Damit nicht A und C gleichzeitig zu Null werden, muß die Nennerdeterminante dieser linearen homogenen Gleichungen verschwinden, woraus folgt:

$$\sin u (\cos u - v \sin u) + \cos u (\sin u + v \sin u) = 0.$$

Da aber $\cos u = 0$ diese Gleichung nicht befriedigt, $\sin u$ andererseits nicht zu Null werden kann, so läßt sich das Produkt $\sin u \cos u$ wegheben und es folgt:

$$1 - v \tan u + 1 + v \tan u = 0$$

oder

$$\tan u - \tan u = \frac{2}{v} \dots \dots \dots (8)$$

Der Ausdruck (8) stellt die Frequenzgleichung der symmetrischen Schwingungen dar, auf die es hier allein ankommt. Diese transcendente Gleichung liefert unendlich viele Wurzeln für $u = \frac{\alpha l}{2}$, mit deren Hilfe die Werte α und β berechnet werden können. Man erhält dann:

$$\alpha_1 = \frac{2u_1}{l}; \quad \alpha^2 = \frac{2u_2}{l}; \quad \alpha_3 = \frac{2u_3}{l}; \quad \dots \dots$$

$$\beta_1 = \alpha_1^2 \sqrt{\frac{E J}{\rho F}} = \frac{4u_1^2}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{\rho F}}; \quad \beta_2 = \frac{4u_2^2}{l^2} \sqrt{\frac{E J}{\rho F}}; \quad \dots \dots$$

Nachdem dieses geschehen, wird die Konstante C durch A ausgedrückt, nämlich:

$$C = -A \frac{\cos u}{\sin u},$$

so daß schließlich die Schwingungsordinate y den Wert annimmt:

$$y = \sin(\beta t + \varphi) A (\sin \alpha x - \omega \sin \alpha x), \dots \dots (9)$$

wo zur Abkürzung $\omega = \frac{\cos u}{\sin u}$ gesetzt worden ist.

Gleichung (9) stellt eine partikuläre Lösung für die zur Stabmitte symmetrischen Schwingungsausschläge des Balkens dar. Die allgemeine Lösung wird gebildet durch Summation der unendlich vielen Teilschwingungen y_r , indem man in diese Ausdrücke der Reihe nach die mittels der Frequenzgleichung berechneten Werte $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \dots, \beta_1, \beta_2, \beta_3, \dots$ einsetzt.

Die Verrückung der r ten Teilschwingung, die also der Frequenz β_r entspricht, läßt sich auch wie folgt anschreiben:

$$y_r = \sin(\beta_r t + \varphi_r) A_r \eta_r, \dots \dots (10)$$

wobei nach (9):

$$\eta_r = \sin \alpha_r x - \omega_r \sin \alpha_r x, \dots \dots (11)$$

Das vollständige Integral lautet demnach:

$$y = \sum \sin(\beta_r t + \varphi_r) A_r \eta_r, \dots \dots (12)$$

Zur zahlenmäßigen Berechnung der Schwingungsausschläge bedarf es noch der Ermittlung der Koeffizienten A_r und φ_r aus den Anfangsbedingungen, wofür ein allgemeines Verfahren bekannt ist³⁾. Danach bestehen im vorliegenden Falle für A_r und φ_r zwei Gleichungen von der Form:

$$A_r \sin \varphi_r = \frac{\mu \int_0^l \eta_r y_0 dx + m \eta_{ra} y_{0a}}{\mu \int_0^l \eta_r^2 dx + m \eta_{ra}^2} \dots \dots (13)$$

$$A_r \cos \varphi_r = \frac{\mu \int_0^l \eta_r v_0 dx + m \eta_{ra} v_{0a}}{\beta_r \left(\mu \int_0^l \eta_r^2 dx + m \eta_{ra}^2 \right)}, \dots \dots (14)$$

und zwar bezeichnen y_0 die Anfangsverrückungen, v_0 die Anfangsgeschwindigkeiten, $\mu = \rho F$ die Masse des Stabes, bezogen auf die Längeneinheit, m die Masse des Körpers vom Gewicht Q , während der Index a den Ort dieser Masse (Trägermitte) angibt.

Die Schwierigkeit der zahlenmäßigen Auswertung dieser Gleichungen beruht nun in der Einführung eines Anfangszustandes, der den tatsächlichen Verhältnissen beim Stoßvorgang möglichst nahe kommt. Von der zweckmäßigen Wahl dieses Anfangszustandes — als welcher das Ende der ersten Stoßperiode gelten soll — hängt die Brauchbarkeit der Lösung ab.

³⁾ Vgl. z. B. H. Reißner, „Schwingungsaufgaben aus der Theorie des Fachwerks“, Zeitschrift für Bauwesen 1903, S. 137.

Die Geschwindigkeit, welche der Körper beim Auftreffen auf den Balken erreicht, ist $\sqrt{2gh}$. Der Träger selbst besitzt zu dieser Zeit die Geschwindigkeit Null. Faßt man stoßenden Körper und Balken als Massengruppe zusammen, so ist die Bewegungsgröße der Massengruppe unmittelbar vor dem Stoß $m\sqrt{2gh}$. Unmittelbar nach dem Stoß möge der fallende Körper die Geschwindigkeit v besitzen. Die einzelnen Teile des Balkens haben jetzt auch eine bestimmte Geschwindigkeit erlangt, die an der Stoßstelle am größten ist und nach den Auflagern zu abnimmt, und die für einen Punkt im Abstand x vom linken Auflager v_x sein möge. Die Bewegungsgröße der Massengruppe unmittelbar nach dem Stoß ist somit:

$$mv + \int \mu dx \cdot v_x,$$

wenn μ die Masse des Balkens pro Längeneinheit bedeutet. Bezeichnen P die während des Stoßes wirkenden äußeren Kräfte, so ist nach dem Satz vom Antriebe:

$$\int \sum P dt = mv + \int \mu dx \cdot v_x - m\sqrt{2gh}$$

Da aber zwischen den beiden betrachteten Zeitpunkten keine endliche Zeit liegt, so folgt wegen

$$\int \sum P dt = 0$$

$$m\sqrt{2gh} = mv + \int \mu dx \cdot v_x \dots \dots \dots (15)$$

Hinsichtlich der Größe von v_x muß jetzt eine bestimmte Festsetzung getroffen werden. Zu diesem Zwecke führe man für v_x mit Rücksicht darauf, daß die elastische Formänderung sich mit sehr großer Geschwindigkeit von der Stoßstelle nach den Auflagern hin fortpflanzt, näherungsweise den Wert ein:

$$v_x = v \frac{f_x}{f},$$

wenn f den statischen Biegungspfeil des Balkens an der Stoßstelle und f_x die zur Abszisse x gehörige Biegungsordinate bezeichnen. Damit geht (15) über in

$$m\sqrt{2gh} = v \left(m + \int \mu dx \frac{f_x}{f} \right),$$

woraus folgt
$$v = \frac{m\sqrt{2gh}}{m + \int \mu dx \frac{f_x}{f}} \dots \dots \dots (16)$$

Nun ist aber, wie aus der Festigkeitslehre bekannt,

$$\frac{f_x}{f} = 3 \frac{x}{l} - 4 \frac{x^3}{l^3}.$$

Setzt man ferner $m = \frac{Q}{g}$ und $\mu = \frac{q}{g}$, wenn q das Balkengewicht pro Längeneinheit angibt, und führt diese Werte in (16) ein, so folgt:

$$v = \frac{Q\sqrt{2gh}}{Q + 2q \int_0^{\frac{l}{2}} \left(3 \frac{x}{l} - 4 \frac{x^3}{l^3} \right) dx} = \frac{Q\sqrt{2gh}}{Q + \frac{5}{8}ql} \dots (17)$$

und
$$v_x = v \left(3 \frac{x}{l} - 4 \frac{x^3}{l^3} \right) = v_0 \dots \dots \dots (18)$$

Die so gefundenen Werte v_0 werden als die Anfangsgeschwindigkeiten eingeführt. Für die ihnen entsprechenden Anfangsverrückungen kann $y_0 = 0$ gesetzt werden, da während der sehr kurzen Dauer des Stoßes eine merkliche Verbiegung der Balkenachse (abgesehen von örtlichen Deformationen) nicht eintreten kann.

Wegen $y_0 = 0$ folgt aus (13) $A_r \sin \varphi_r = 0$. Da aber $A_r \cos \varphi_r$ nach (14) einen endlichen Wert hat, so ist $\sin \varphi_r = 0$ oder $\varphi_r = 0$ und (14) liefert:

$$A_r = \frac{2 \int_0^{\frac{l}{2}} \eta_r v_x dx + \frac{m}{\mu} \eta_{ra} v}{\beta_r \left(2 \int_0^{\frac{l}{2}} \eta_r^2 dx + \frac{m}{\mu} \eta_{ra}^2 \right)} \dots \dots \dots (19)$$

wenn jetzt an Stelle der Anfangsgeschwindigkeit v_0 der oben ermittelte Wert v_x bzw. für v_{0a} der Wert v tritt.

Unter Beachtung von (11) und (18) erhält man für A_r folgenden Ausdruck:

$$A_r = \frac{2v \int_0^{\frac{l}{2}} (\sin \alpha_r x - \omega_r \text{Cin} \alpha_r x) \left(3 \frac{x}{l} - 4 \frac{x^3}{l^3} \right) dx + \frac{m}{\mu} \eta_{ra} v}{\beta_r \left[2 \int_0^{\frac{l}{2}} (\sin \alpha_r x - \omega_r \text{Cin} \alpha_r x)^2 dx + \frac{m}{\mu} \eta_{ra}^2 \right]}$$

Die Ausführung der Integration sei kurz angedeutet, und zwar getrennt für Zähler und Nenner.

Für den Zähler hat man, wenn jetzt der Einfachheit halber der Zeiger r weggelassen wird:

$$Z = \frac{2v}{l} \int_0^{\frac{l}{2}} \left(3x \sin \alpha x - 3\omega x \text{Cin} \alpha x - \frac{4}{l^2} x^3 \sin \alpha x + \frac{4\omega}{l^2} x^3 \text{Cin} \alpha x \right) dx + \frac{m}{\mu} \eta_a v$$

Nun ist aber:

$$\int_0^{\frac{l}{2}} x \sin \alpha x dx = -\frac{1}{2\alpha} \cos u + \frac{1}{\alpha^2} \sin u$$

$$\int_0^{\frac{l}{2}} x \text{Cin} \alpha x dx = \frac{1}{2\alpha} \text{Cof} u - \frac{1}{\alpha^2} \text{Cin} u$$

$$\int_0^{\frac{l}{2}} x^3 \sin \alpha x dx = \cos u \left(\frac{3l^3}{\alpha^3} - \frac{l^3}{8\alpha} \right) + \sin u \left(\frac{3l^2}{4\alpha^2} - \frac{6}{\alpha^4} \right)$$

$$\int_0^{\frac{l}{2}} x^3 \text{Cin} \alpha x dx = \text{Cof} u \left(\frac{3l^3}{\alpha^3} + \frac{l^3}{8\alpha} \right) - \text{Cin} u \left(\frac{3l^2}{4\alpha^2} + \frac{6}{\alpha^4} \right).$$

Somit wegen $\omega = \frac{\cos u}{\text{Cof} u}$:

$$Z = \frac{2v}{\alpha l} \left[-\frac{3l}{2} \cos u + \frac{3}{\alpha} \sin u - \frac{3l}{2} \cos u + \frac{3}{\alpha} \cos u \text{Cin} u - \frac{4}{l^2} \cos u \left(\frac{3l^3}{\alpha^3} - \frac{l^3}{8} \right) - \frac{4}{l^2} \sin u \left(\frac{3l^2}{4\alpha} - \frac{6}{\alpha^3} \right) + \frac{4}{l^2} \cos u \left(\frac{3l^3}{\alpha^3} + \frac{l^3}{8} \right) - \frac{4}{l^2} \cos u \text{Cin} u \left(\frac{3l^2}{4\alpha} + \frac{6}{\alpha^3} \right) \right] + \frac{m}{\mu} \eta_a v,$$

oder nach einigen Vereinfachungen:

$$Z = \frac{4v \cos u}{\alpha} \left[-1 + \frac{l^2}{\alpha^3 l^3} (\text{tg} u - \text{Cin} u) \right] + \frac{m}{\mu} \eta_a v.$$

Für η_a gilt:

$$\eta_a = \sin u - \omega \text{Cin} u = \cos u (\text{tg} u - \text{Cin} u),$$

oder wegen (8):

$$\eta_a = \frac{2 \cos u}{v u} = \frac{4 \cos u}{v \alpha l}$$

Außerdem ist

$$\frac{\alpha^3 l^3}{12} = \frac{2}{3} u^3; \quad \frac{m}{\mu} = \frac{Q l}{G} = v l,$$

weshalb (Z) übergeht in:

$$Z = \frac{4 v \cos u}{\alpha} \left(-1 + \frac{3}{2 u^3} \cdot \frac{2}{v u} \right) + v l \frac{4 \cos u}{v \alpha l} v$$
$$= \frac{4 v \cos u}{\alpha} \cdot \frac{3}{v u^4}$$

Der Nenner des Ausdrucks A lautet:

$$N = \beta \left[2 \int_0^{\frac{1}{2}} (\sin^2 \alpha x - 2 \omega \sin \alpha x \text{Cin} \alpha x + \omega^2 \text{Cin}^2 \alpha x) dx + \frac{m}{\mu} \eta_a^2 \right],$$

wo

$$\int_0^{\frac{1}{2}} \sin^2 \alpha x dx = -\frac{1}{2\alpha} \sin u \cos u + \frac{1}{4}; \quad \int_0^{\frac{1}{2}} \text{Cin}^2 \alpha x dx = \frac{1}{2\alpha} \text{Cin} u \text{Cof} u - \frac{1}{4}$$

$$\int_0^{\frac{1}{2}} \sin \alpha x \text{Cin} \alpha x dx = \frac{1}{2} \int_0^{\frac{1}{2}} (\sin \alpha x \cdot e^{\alpha x} - \sin \alpha x \cdot e^{-\alpha x}) dx$$
$$= e^u \frac{\sin u - \cos u}{4\alpha} + e^{-u} \frac{\sin u + \cos u}{4\alpha}$$
$$= \frac{(\text{Cof} u + \text{Cin} u)(\sin u - \cos u) + (\text{Cof} u - \text{Cin} u)(\sin u + \cos u)}{4\alpha}$$
$$= \frac{\text{Cof} u \sin u - \text{Cin} u \cos u}{2\alpha}$$

Somit wird unter Beachtung von $\omega = \frac{\cos u}{\text{Cof} u}$:

$$N = \frac{\beta}{\alpha} \left[3 \cos^2 u \text{Cof} u - 3 \sin u \cos u + \frac{\alpha l}{2} \left(1 - \frac{\cos^2 u}{\text{Cof}^2 u} \right) + \frac{m}{\mu} \eta_a^2 \alpha \right],$$

oder wegen $\frac{\alpha l}{2} = u$ und $\text{tg} u - \text{Cof} u = \frac{2}{v u}$

$$N = \frac{\beta}{\alpha} \left[-\frac{6 \cos^2 u}{v u} + u \left(1 - \frac{\cos^2 u}{\text{Cof}^2 u} \right) + \frac{m}{\mu} \eta_a^2 \alpha \right].$$

Nun ist aber $\frac{m}{\mu} \eta_a^2 \alpha = \frac{m}{\mu} \cdot \frac{8 \cos^2 u}{v^2 u l}$,

und da $\frac{m}{\mu l} = \frac{Q}{G} = v$, also: $\frac{m}{\mu} \eta_a^2 \alpha = \frac{8 \cos^2 u}{v u}$,

so folgt:

$$N = \frac{\beta}{\alpha} \cos^2 u \left(\frac{2}{v u} + \frac{u}{\cos^2 u} - \frac{u}{\text{Cof}^2 u} \right) = \frac{\beta}{\alpha} \cos^2 u \cdot \tau,$$

wo $\tau = \frac{2}{v u} + \frac{u}{\cos^2 u} - \frac{u}{\text{Cof}^2 u} \dots \dots \dots (20)$

Für die Amplitude der rten Teilschwingung⁴⁾ findet man schließlich:

4) Eine von der vorstehend beschriebenen abweichende Darstellung ist von St. Venant (vgl. die Fußnote auf Seite 499) gewählt worden, welcher als Anfangszustand den Augenblick unmittelbar vor dem Stoß betrachtet, in dem der stoßende Körper die Geschwindigkeit $\sqrt{2gh}$ besitzt, während für alle Punkte des Balkens die Anfangsgeschwindigkeiten und Anfangsverrückungen gleich Null sind. Diese Darstellung macht zwar eine besondere Annahme für die Geschwindigkeit $v_x = F(x)$ entbehrlich, indessen kommt dabei der eigentliche Stoßvorgang zwischen Balken und Körper nicht zum Ausdruck, so daß auch dieser Ansatz nur als Näherungslösung gelten kann. Im übrigen wird auf die oben genannte Quelle verwiesen. Bei dieser Gelegenheit sei noch bemerkt, daß die bei der hier gegebenen Darstellung getroffene Festsetzung für die Geschwindigkeit:

$$v_x = v \frac{f_x}{l}$$

später durch eine strengere ersetzt werden kann (siehe oben).

$$A_r = \frac{Z_r}{N_r} = \frac{12 v}{v u_r^4 \beta_r \cos u_r \cdot \tau_r} \dots \dots \dots (21)$$

Nunmehr kann auch die Schwingungsordinate y für jeden Punkt der Balkenachse angegeben werden. Man erhält wegen $\varphi_r = 0$ nach (12)

$$y = \sum \sin \beta_r t \cdot A_r \eta_r, \dots \dots \dots (22)$$

und an der Stoßstelle mit $x = \frac{l}{2}$:

$$y_a = \sum \sin \beta_r t \cdot A_r \eta_{ra} \dots \dots \dots (23)$$

Die zahlenmäßige Ausrechnung von y macht zunächst die Ermittlung einer hinreichend großen Anzahl von Wurzeln u_1, u_2, u_3, \dots der Frequenzgleichung (8) erforderlich, mit deren Hilfe die zugehörigen Werte $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \dots, \tau_1, \tau_2, \tau_3, \dots, \eta_1, \eta_2, \eta_3, \dots$ bestimmt werden können. Da aber die größten Ausschläge der Teilschwingungen nicht zur gleichen Zeit auftreten — denn wenn $\sin \beta_1 t = 1$ wird, haben $\sin \beta_2 t, \sin \beta_3 t, \dots$ im allgemeinen von 1 verschiedene Werte —, so ist man im Zweifel, welche Zeit t in die Gleichungen (22) und (23) eingeführt werden muß, um den für die ungünstigste Beanspruchung maßgebenden Formänderungszustand zu ermitteln. Die Lösung der Aufgabe stößt also auf erhebliche Schwierigkeiten. Nun hat aber die Erfahrung bei vielen Aufgaben über Biegungsschwingungen von Balken gelehrt — und Zahlenrechnungen beweisen dieses (vgl. das unten angeführte Beispiel) —, daß der Einfluß der Oberschwingungen, d. h. derjenigen Schwingungen, welche den Wurzeln u_2, u_3, \dots entsprechen, bei der Berechnung der Schwingungsausschläge wesentlich geringer ist als derjenige der Grundschwingung. Man wird also nicht viel von der Wirklichkeit abweichen, wenn man in den Gleichungen (22) und (23) nur einige wenige Glieder der Summe \sum berücksichtigt und $\sin \beta_1 t = 1$ setzt.

Die auszuführenden Zahlenrechnungen sollen nachstehend an einem praktischen Beispiel gezeigt werden.

Gegeben sei ein beiderseits frei drehbar gelagerter Balken I N. P. 14 von $l = 5,8$ m Stützweite, auf welchen ein starrer Körper vom Gewicht $Q = 20$ kg aus 1,75 m Höhe herabfallen möge.

Die Frequenzgleichung der symmetrischen Schwingungen lautet nach (8):

$$\text{tg} u - \text{Cof} u = \frac{2}{v u},$$

wo $\frac{2}{v} = \frac{2 G}{Q} = \frac{2 \cdot 5,8 \cdot 14,37}{20} = 8,335.$

Durch Probieren findet man folgende Wurzeln⁵⁾:

$$u_1 = 1,4236; \quad u_2 = 4,3806; \quad u_3 = 7,4115; \quad \dots \dots$$

Für die Biegungsordinate an der Stoßstelle hat man nach (23):

$$y_a = \sum \sin \beta_r t \cdot A_r \eta_{ra},$$

wo

$$A_r = \frac{12 v}{v u_r^4 \beta_r \cos u_r \cdot \tau_r}$$

Ferner ist

$$\eta_{ra} = \frac{2}{v} \cdot \frac{\cos u_r}{u_r};$$

$$\beta_r = \alpha_r^2 \sqrt{\frac{E J}{Q F}} = \frac{4 u_r^2}{l^2} \sqrt{\frac{E J q}{q}}, \quad \text{wo } q = \frac{G}{l},$$

$$\tau_r = \frac{2}{v} \cdot \frac{1}{u_r} + \frac{u_r}{\cos^2 u_r} - \frac{u_r}{\text{Cof}^2 u_r}.$$

(Schluß folgt.)

5) Beim Aufsuchen dieser Wurzeln leistet das Werk von Keiichi Hayashi „Fünfstellige Tabellen der Kreis- und Hyperbelfunktionen“, Berlin und Leipzig 1921, gute Dienste.

EISENBETONBOGENBRÜCKEN FÜR GROSSE SPANNWEITEN.

Von Prof. H. Spangenberg, München.

Nach einem Vortrage, gehalten auf der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 25. April 1924 in Berlin.

(Schluß von S. 468.)

VII.

Überblickt man das Gesamtbild der neueren Entwicklung in Bau und Entwurf weitgespannter Eisenbetonbrücken, wie es in Abschnitt I bis VI gegeben wurde, so erkennt man bei aller Würdigung der geleisteten hervorragenden Ingenieurarbeit deutlich zwei Umstände, die als Hindernisse für den Fortschritt in Erscheinung treten: Die ungenügende Ausnutzung der Eisen in den hauptsächlich auf Druck beanspruchten großen Gewölben und die Schwerfälligkeit, Unwirtschaftlichkeit, ja Gefährlichkeit der mächtigen hölzernen Lehrgerüste, die für die Bauausführung nötig sind. So erklärt es sich, daß die beiden bisher in Eisenbeton erreichten größten Spannweiten von 122 m und 132 m nicht sehr erheblich über das Höchstmaß von 90 m bei Gewölben in Mauerwerk und von 98 m bei Betongewölben hinausgehen.

Möglichkeiten zur Vermeidung der erwähnten Nachteile und damit zu weiteren Fortschritten bei weitgespannten Eisenbetonbogenbrücken liegen in einer Ausführungsform des bekannten Systems Melan, die allerdings bis jetzt nur für kleinere und mittlere Spannweiten angewandt worden ist. Allgemein werden ja bei Eisenbetonbrücken nach System Melan, wie sie seit 1892 vielfach in Europa und sehr zahlreich in Amerika erbaut worden sind, als Bewehrung der Gewölbe nicht die sonst üblichen Rundeseisen, sondern steife, genietete eiserne Gitterbögen verwendet, die an sich schon eine beträchtliche Tragfähigkeit besitzen. Die Einführung und erste Entwicklung des Systems Melan in Amerika ist ein Verdienst des Oberbaurats Emperger; man schätzt die Zahl der dort bis jetzt nach diesem System überbrückten Öffnungen auf über 5000, auch die in Abschnitt IV beschriebene größte amerikanische Eisenbetonbrücke, die Cappelbrücke in Minneapolis, ist infolge ihrer steifen Bewehrung zu ihnen zu rechnen.

Bei der besonderen Ausführungsform der Melanbrücken, die hier in Frage kommt, wird die Schalung für das Gewölbe an die vorher montierten eisernen Gitterbögen angehängt, die dabei so stark ausgebildet sein müssen, daß sie neben ihrem Eigengewicht das der Schalung und des Gewölbebetons tragen und außerdem später noch als Eiseneinlagen in der Verbundkonstruktion dienen können. Auf diese Weise kann man das Lehrgerüst ersparen, da sich die eisernen Gitterbögen frei auskragend vom Widerlager her oder höchstens mittels eines leichten Montagegerüsts aufstellen lassen. Außerdem ist damit noch der Vorteil verbunden, daß der Gewölbebeton von seinen Eigengewichtsspannungen freigehalten und daher durch die Armierung hier weit stärker entlastet wird, als bei gewöhnlichen, mit Rundeseisen bewehrten Bögen. Die als Gitterbögen ausgebildeten Eiseneinlagen können dagegen höher als sonst beansprucht und also wesentlich besser ausgenutzt werden, weil sie als reine Eisenkonstruktion durch ihr eigenes Gewicht und durch das des Gewölbebetons eine beträchtliche Vorspannung, z. B. etwa 700 kg/cm² Druckspannung, erhalten, bevor sie als Bewehrung des Eisenbetongewölbes zur Wirkung kommen. In der Verbundkonstruktion, die nur noch die Aufbauten auf dem Gewölbe, die Fahrbahn und die Verkehrslasten zu tragen hat, werden die Eiseneinlagen dann, unter Annahme von $\frac{E_e}{E_b} = n = 10$, weiter mit dem Zehnfachen der zulässigen Betondruckspannung, also z. B. mit 500 kg/cm² beansprucht, sodaß sie im ganzen einschließlich der Vorspannung eine größte Druckspannung von ca. 1200 kg/cm² erhalten und also voll ausgenutzt sind. Hierdurch kann wesentlich an

Betonquerschnitt, an Eigengewicht der Brücke und an den Massen der Widerlager gespart werden, was zusammen mit dem Wegfall des Lehrgerüsts beträchtliche wirtschaftliche Vorteile bietet, selbst wenn man einen Mehraufwand an Material und Löhnen bei den eisernen Gitterbögen in Rechnung stellt.

Nach dem System Melan mit Vorspannung sind schon eine Reihe von Eisenbetonbogenbrücken erbaut worden, neuerdings z. B. in Springfield (Nord-Amerika) eine 24 m breite Straßenbrücke¹³⁾ über den Connecticut-Fluß mit 7 Öffnungen von 33 bis 54 m Spannweite. Die Bewehrung der in 5 Rippen aufgelösten Gewölbe bilden dabei eiserne Dreigelenkbögen, deren Scheitelgelenke nach der Betonierung der Fahrbahn geschlossen wurden; die Vorspannung der Eisen beträgt 690 kg/cm², ihre Gesamtspannung in der fertigen Eisenbetonkonstruktion 1173 kg/cm². Nach dem amerikanischen Bericht entschied man sich hier für die steifbewehrten Bögen mit Vorspannung nicht nur wegen der durch Vergleichsentwürfe festgestellten wirtschaftlichen Vorteile, sondern auch wegen der Schnelligkeit und Leichtigkeit der Aufstellung sowie wegen des Wegfalls der Gefahren, denen ein Lehrgerüst durch Hochwasser und Eisgang gerade beim Connecticut-Fluß besonders ausgesetzt gewesen wäre.

Ein älteres Bauwerk dieser Art ist die 1911 erbaute Straßenbrücke in Fitchburg, deren Hauptöffnung von 62,4 m Lichtweite durch zwei Bogenträger mit angehängter Fahrbahn gebildet wird¹⁴⁾. Außer der Bewehrung der beiden Bogenrippen ist hier auch diejenige der Fahrbahnquerträger in genieteter Eisenkonstruktion ausgeführt, ebenso bestehen die Hängestangen aus Profileisen. Abb. 16 zeigt den einen

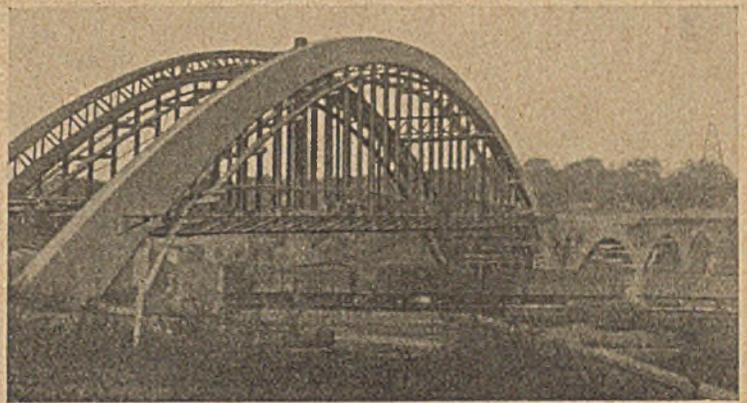


Abb. 16. Straßenbrücke in Fitchburg, l = 62,4.

Hauptträger bereits betoniert, was übrigens wegen der dadurch hervorgerufenen Verbiegung der Querverbände kein ganz einwandfreies Bauverfahren ist. Der Querschnitt einer Bogenrippe, Abb. 17, läßt erkennen, wie die Schalung für den Beton an die eisernen Gitterbögen mittels Schrauben angehängt und durch Betonklötze gegen sie verspannt ist. Die Breite einer Rippe beträgt 0,76 m, ihre Höhe verringert sich von 2,54 m im Kämpfer auf 1,22 m im Scheitel,

¹³⁾ Vgl. Eng. News Record 1922, Bd. 88, Nr. 13, auszugsweise auch Zeitschrift des Vereins Deutscher Ing. 1922, Nr. 36, sowie Melan, Der Brückenbau, II. Bd., 3. Aufl., S. 314.

¹⁴⁾ Vgl. Eng. Record, März 1912 und Januar 1913, sowie Eng. News, März 1913; Beton und Eisen, 1913, S. 151, auch Melan, Der Brückenbau, II. Bd., 3. Aufl., S. 313.

wo die Bewehrung den hohen Betrag von 3,9 vH des Betonquerschnittes erreicht.

Das eindruckvollste Beispiel eines steifbewehrten Bogens mit gerüstloser Ausführung ist die nach Melans eigenen Plänen erbaute Straßenbrücke über die Grande Eau, einen Nebenfluß der Rhône, bei Les Planches in der Südschweiz¹⁵⁾. Die Brücke (Abb. 18) hat einen Vollbogen von 63,6 m Weite und 1:5 Stich, dessen Scheitel 75 m über der Sohle einer tiefen Schlucht liegt, so daß die Gerüstfrage für die Kosten und für die Sicherheit der Ausführung ausschlaggebend war. Abb. 19 zeigt die fertig aufgestellten Gitterträger, die als Dreigelenkbögen ausgebildet sind und 1,4 m Abstand von einander haben; außerdem ist auf dem Bilde das leichte Montagegerüst zu erkennen, das bereits wieder abgebrochen wird. Nach

Erhärtung des Gewölbebetons und Vollendung des Überbaues erfolgte das Ablassen der an die Gitterbögen befestigten Schalung mit Hilfe eines fliegenden Gerüsts, das an einem auf der Brückenfahrbahn längsbeweglichen Portalkrahnen angehängt war. Die Vorspannung in den Eisenbögen ist hier zu 685 kg/cm² gewählt; die größten Druckspannungen in der fertigen Verbundkonstruktion sind 65 kg/cm² beim Beton und 1200 kg/cm² bei den Eisen, sodaß für beide Baustoffe eine volle Materialausnutzung erreicht ist.

Daß dieses Gewölbe (Abb. 18) hoch über der Talschlucht ohne Lehrgerüst ausgeführt werden konnte, ist ein erheblicher bautechnischer Fortschritt, der noch besonders in die Augen springt, wenn man sich die schwierigen und



Abb. 18.

Brücke über die Grande Eau bei Les Planches, $l = 63,6$ m.

kunstvollen Gerüste vergegenwärtigt, die sonst bei ähnlichen gewölbten Brücken über tief eingeschnittene Täler erforderlich waren.

Bei der Brücke über die Grande Eau wurde durch den Wegfall des Lehrgerüsts unter Berücksichtigung der Mehrkosten der eisernen Gitterträger gegenüber Rundeiseneinlagen, ca. 60 000 Frs., das sind 30 vH der Gesamtbausumme von

¹⁵⁾ Vgl. Zeitschrift für Betonbau 1914, Heft 2 u. 3, sowie Melan, Der Brückenbau, Bd. II, 3. Aufl., S. 307.

200 000 Frs. gespart. Fast stärker noch als dieser wirtschaftliche Effekt ist die Erhöhung der Sicherheit während des Baues zu bewerten, die durch die Unabhängigkeit von den Schwächen und Gefahren der hölzernen Lehrgerüste erreicht wurde.

VIII.

Der Ausführungsform des Systems Melan mit Vorspannung ist nach Ansicht des Verfassers, namentlich in Europa, bisher zu wenig Beachtung geschenkt worden. Für Eisenbetonbögen großer Spannweite, bei denen sie hinsichtlich Wirtschaftlichkeit und Sicherheit beträchtliche Vorteile bieten würde,

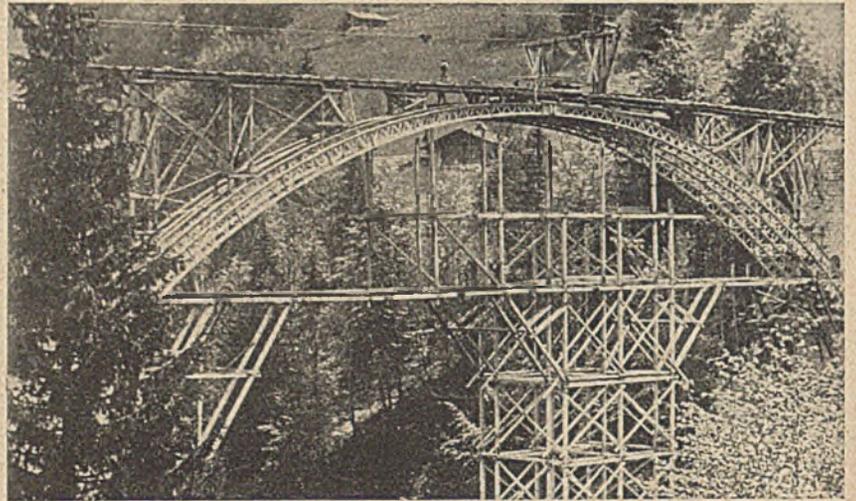


Abb. 19. Brücke über die Grande Eau bei Les Planches. Eisernen Gitterbogen aufgestellt, Montagegerüst im Abbruch.

ist sie überhaupt noch nicht zur Anwendung gekommen. Daß hierfür allerdings vielleicht noch ein besonderer Grund ausschlaggebend war, geht aus den folgenden Überlegungen hervor, die wohl schon von manchem Konstrukteur angestellt aber bisher noch nicht ausgesprochen worden sind. Es wird sich dabei zeigen, daß man auf eine grundsätzliche Schwierigkeit stößt, wenn man das System auf große Spannweiten anwenden will.

In Abb. 20 ist der Betonierungsvorgang für ein größeres Melangewölbe mit angehängter Schalung schematisch dargestellt. Die Betonierung erfordert längere Zeit und muß daher wie bei allen größeren Gewölben in einzelnen Lamellen erfolgen, deren Abmessungen sich im allgemeinen nach der Tagesleistung des Betonbetriebes richten, während ihre Lage und Reihenfolge so gewählt wird, daß günstige Teilbelastungen für die eisernen Gitterbögen entstehen. Auch bei der Brücke über die Grande Eau war eine größere Anzahl solcher Lamellen symmetrisch zum Bogenscheitel angeordnet; die Betonierung des ganzen 64 m weit gespannten Bogens nahm rund 2 Wochen in Anspruch.

Es zeigt sich nun, daß es bei dem sukzessiven Aufbringen der Betonlamellen nicht möglich ist, den eisernen Gitterträgern die beabsichtigte Vorspannung zu erteilen, ohne daß auch die einzelnen an ihnen hängenden Betonlamellen eine mehr oder weniger große Vorspannung erhalten. Das ist aber unerwünscht und steht in einem gewissen Widerspruch zu dem Grundgedanken dieser Ausführungsform des Systems Melan, die ja ihren Vorteil gerade darin sucht, zwecks Entlastung des Betons dem Eisen allein eine Vorspannung zu erteilen und den Beton des Bogens frei von Eigengewichtsspannungen zu halten, damit er später nach Schluß des Bogens gemeinsam mit dem Eisen als Verbundkonstruktion zum Tragen des Gewölbeüberbaues und der Verkehrslasten entsprechend seiner zulässigen Beanspruchung voll ausgenutzt

werden kann. Die Vorspannung im Beton rührt daher, daß das Aufbringen einer jeden Lamelle Beton einen Spannungs-

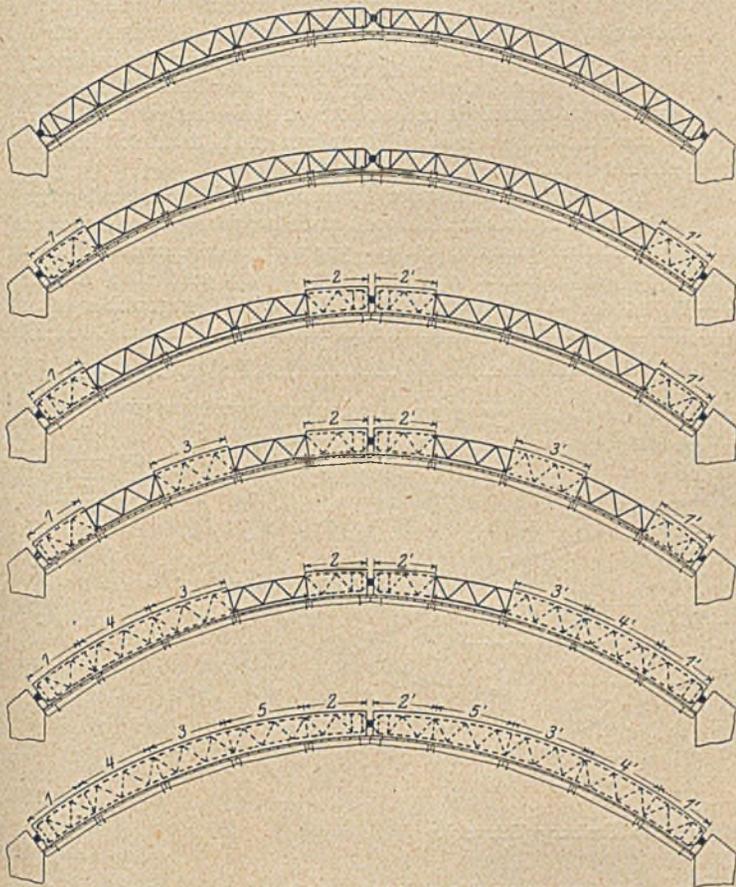


Abb. 20.
Schematische Darstellung des Betonierungsvorganges bei einem steifbewehrten Gewölbe mit angehängter Schalung.

zuwachs in den eisernen Gitterbögen und damit auch eine Deformation dieser Bögen bewirkt, von der auch der Beton in Mitleidenschaft gezogen wird.

Da ein solches Eisenbetongewölbe, allein schon wegen des Rostschutzes, aus einem zementreichen Beton hergestellt wird, der bereits nach wenigen Tagen eine beträchtliche Festigkeit erlangt und am Eisen haftet, so wird der Beton, der zuerst hergestellten Lamellen (z. B. 1-1') schon sehr bald an den Deformationen der Eisenbögen infolge des Aufbringens der folgenden Lamellen teilnehmen und dabei je nach dem Grade seiner Erhärtung Spannungen erleiden. Je früher eine Lamelle eingebracht worden ist, um so mehr Vorspannung wird sie beim Schluß des Bogens besitzen; nur die letzte Lamelle ist sicher spannungsfrei. Umgekehrt wird die Vorspannung im Eisen nur im Bereich der letzten Lamelle den vollen beabsichtigten Wert erreichen und nach den zuerst eingebrachten Lamellen hin entsprechend abnehmen. Genau läßt sich die Spannungsverteilung im Beton nicht verfolgen, schätzungsweise kann man jedoch unter Annahme rein zentrischer Beanspruchung den Grenzwert σ_{b1} ermitteln, dem sich die Vorspannung in der ersten Betonlamelle bei abnehmender Größe dieser Lamelle und wachsender Lamellenzahl nähert. Bezeichnet man an dieser Stelle den Betonquerschnitt mit F_b , den Eisenquerschnitt mit F_e und die beabsichtigte Vorspannung im Eisen mit σ_{e1} , so folgt:

$$\sigma_{b1}(F_b + n F_e) = \sigma_{e1} \cdot F_e,$$

oder:

$$\sigma_{b1} = \frac{\sigma_{e1}}{n + \frac{F_e}{F_b}} = \frac{\sigma_{e1}}{n + \frac{1}{\mu}},$$

wobei μ die Bewehrungsziffer angibt und für $n = \frac{E_e}{E_b}$ ein dem

mittleren Erhärtungszustand des Betons entsprechenden Wert anzunehmen ist. Die Vorspannung im Beton wird also um so größer, je höher die Vorspannung im Eisen und der Bewehrungsprozentsatz gewählt wird. Außerdem wächst sie mit abnehmendem n , also mit zunehmendem E_b , das heißt je mehr Zeit die Betonierung des Bogens erfordert. Bei kleineren und mittleren Bögen wird man n etwa zu 30-25 schätzen können, auch erreichen hier Vorspannung im Eisen und Bewehrungsziffer meist nicht sehr hohe Werte, so daß man den Vorspannungen im Beton keine besondere Bedeutung beizulegen braucht. Für die Grande-Eau-Brücke errechnet sich z. B. mit $\sigma_{e1} = 685 \text{ kg/cm}^2$ und $\mu = 0,015$ unter Annahme eines $n = 25$ der Grenzwert σ_{b1} für die Vorspannung im Beton zu etwa 7 kg/cm^2 .

Anders liegen jedoch die Verhältnisse bei sehr großen Spannweiten, bei denen man zumeist Rippenbogen mit hoher Bewehrungsziffer, eine hohe Vorspannung und überdies vielleicht hochwertigen, schnell erhärtenden Zement anwenden wird. Bei einer Vorspannung von $\sigma_{e1} = 1200 \text{ kg/cm}^2$, die unter den im folgenden Abschnitt angegebenen Bedingungen bei Stahleinlagen möglich und zweckmäßig ist, und bei $\mu = 0,04$ ergibt sich z. B. mit $n = 15$ ein Grenzwert $\sigma_{b1} = 30 \text{ kg/cm}^2$ für die Vorspannung im Beton. Wenn man hier diese Vorspannung nicht berücksichtigt, so entstehen zweifellos unzulässige Spannungsüberschreitungen im Beton; andernfalls geht dieser Spannungsbetrag für die Ausnutzung des Betons in der Verbundkonstruktion verloren.

Auf diese Schwierigkeiten und diese Unklarheiten in der Spannungsverteilung stieß der Verfasser zuerst bei der Aus-

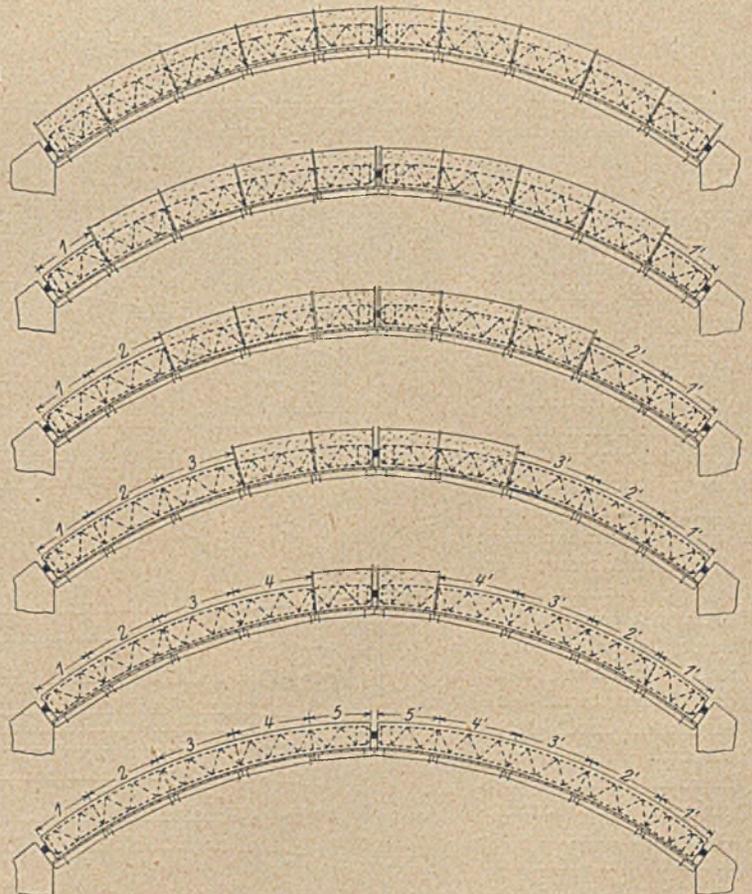


Abb. 21.
Schematische Darstellung des Bauverfahrens zur Erzielung einer einwandfreien Vorspannung bei steifbewehrten Gewölben großer Spannweite.

arbeitung des bereits erwähnten Wettbewerbsentwurfes für eine große, flache Strombrücke über die Elbe in Dresden. Bei diesem Anlaß ist es aber auch gelungen, durch das in Abb. 21

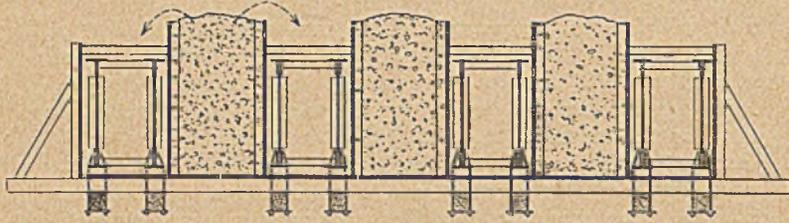


Abb. 22. Aufbringung der Vorbelastung aus Kiesmaterial zwischen den eingeschalteten Bogenrippen eines steifbewehrten Gewölbes großer Spannweite.

schematisch dargestellte Bauverfahren¹⁶⁾ eine einfache Lösung zu finden, die alle Bedenken beseitigt.

Genau in derselben Lamellenteilung und in derselben Reihenfolge, wie man nach Abb. 20 die Betonlamellen her-

und damit auch die Vorspannung der Eisenbögen konstant, so daß keinerlei Deformationen und Spannungen auf den Beton übertragen werden können und dieser also tatsächlich vollkommen spannungsfrei eingebracht wird. Die Reihenfolge der Betonierung ist hierbei ganz beliebig, da eben die Gesamtbelastung des Bogens immer konstant ist; in Abb. 21 ist z. B. angenommen, daß von den Kämpfern nach dem Scheitel zu betoniert wird.

Die Mehrkosten infolge des neuen Verfahrens sind nicht bedeutend, handelt es sich doch auch bei sehr großen Brücken im wesentlichen darum, ca. 2-3000 cbm Kiesmaterial einzubringen und wieder herauszuheben. Das sind also in der Hauptsache Lohnaufwendungen, die z. B. gegenüber den Materialkosten für einen solchen Brückenbau nicht ins Gewicht

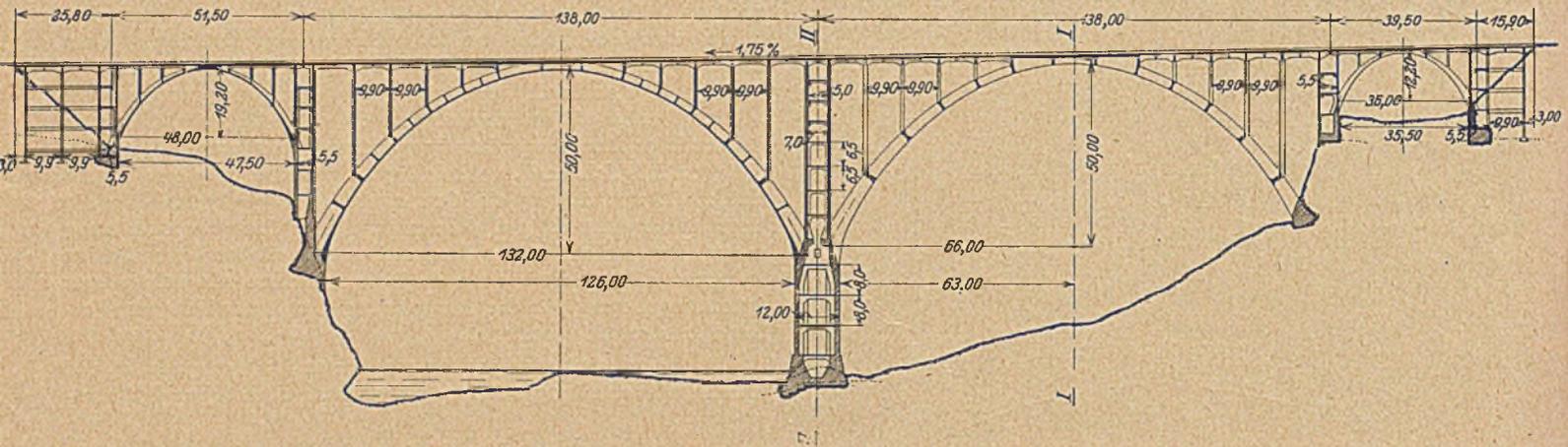


Abb. 23. Entwurf für die Pérolles-Brücke in Freiburg (Schweiz).

stellen würde, wird hier auf die an den eisernen Gitterbögen angehängte Schalung die gleiche Belastung, aber zunächst in der Form von Betonrohmaterial, also etwa Sand und Kies, aufgebracht. Dadurch erhalten die Eisen genau die beabsichtigte rechnermäßige Vorspannung, während der Beton des Gewölbes noch nicht vorhanden ist und daher auch durch die Deformationen der Gitterbögen nicht in Mitleidenschaft gezogen wird. Nunmehr kann die Betonierung erfolgen, indem man abschnittsweise, z. B. in einer Lamelle oder in noch kleineren Teilen, das Rohmaterial entfernt und durch Beton ersetzt. Wenn man hierbei immer den gleichen Gewichtsbeitrag Rohmaterial wegnimmt, der dem aufzubringenden Betongewicht entspricht, so bleibt die Vorbelastung

fallen. Die Lagerung des Kiesmaterials wird man bei den für große Spannweiten meist in Frage kommenden Rippenbögen zweckmäßigerweise nach Abb. 22 in den Zwischenräumen

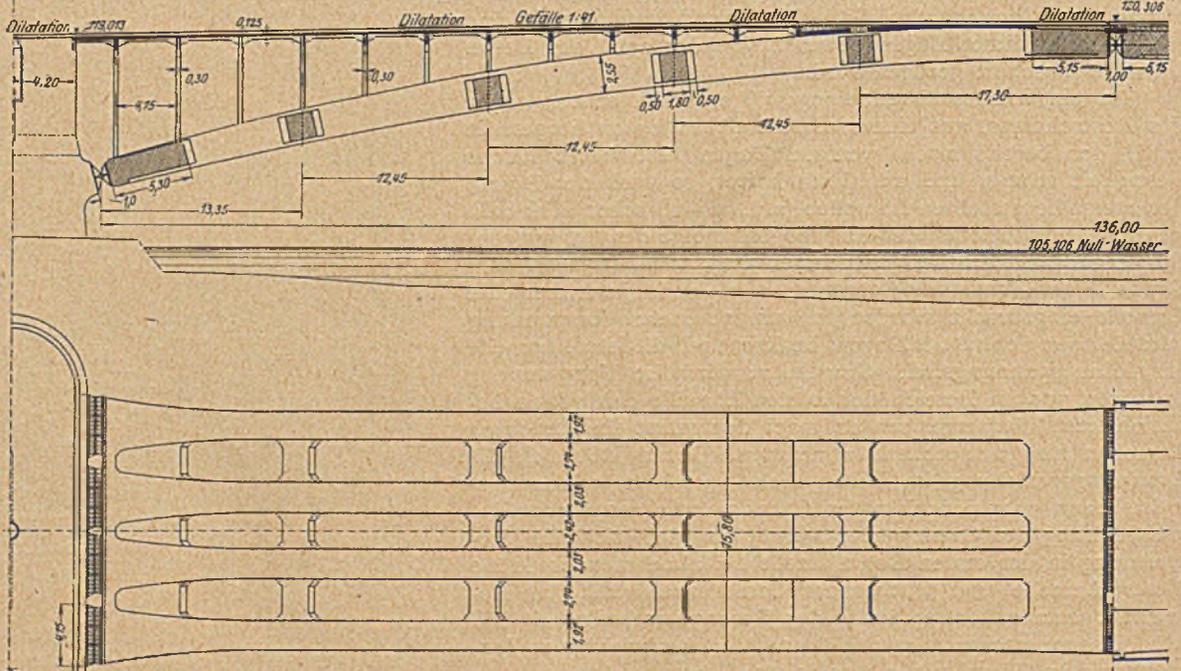


Abb. 26. Entwurf Elbbrücke Dresden. Längsschnitt und Grundriß des Hauptbogens von 136 m Spannweite.

¹⁶⁾ Auf das Verfahren ist dem Verfasser s. Zt. ein Deutsches Reichspatent erteilt worden. Da dieses Patent in erster Linie den unter Leitung des Verfassers von der Firma Dyckerhoff u. Widmann A. G. ausgearbeiteten Brückenentwurf gegenüber der Konkurrenz schützen sollte und die Aus-

führung dieses Entwurfes infolge der veränderten wirtschaftlichen Verhältnisse auf lange Zeit ausgeschlossen erscheint, ist das Patent im Einvernehmen mit der Firma Dyckerhoff u. Widmann A. G. neuerdings fallengelassen worden.

zwischen den eingeschalteten Bogenrippen vornehmen. Wie man sonst das Bauverfahren im einzelnen durchführt, ist eine Aufgabe des praktischen Baubetriebes, z. B. wird man etwa einen Kabelkrahnen verwenden und vielleicht mit Betonmaschinen arbeiten, die fahrbar auf dem Brückenbauwerk angeordnet sind.

IX.

Das angegebene Bauverfahren darf als eine Vervollkommnung des Systems Melan für große Spannweiten bezeichnet werden; es ermöglicht nun auch hier die Vorspannung der Eisen mit ihren wirtschaftlichen und konstruktiven Vorteilen in einwandfreier Weise anzuwenden. Diese Vorteile sind für weitgespannte Bögen besonders groß; neben der Ersparnis an Lehrgerüst, an Bogen- und Widerlagermassen gewinnt hier vor allem die Erhöhung der Sicherheit während des Baues entscheidende Bedeutung. Tatsächlich wird die Ausführung eines großen Eisenbetonbogens damit im Prinzip zurückgeführt auf die viel einfachere und sichere Montage einer eisernen Bogenbrücke, wofür im Eisenbau hochentwickelte und gut durchdachte Methoden vorhanden sind. Außerdem besitzen solche Melanbögen mit Vorspannung auch den allgemeinen Vorzug der steifen Bewehrung für weitgespannte Gewölbe, den Prof. Mörsch¹⁷⁾ treffend mit den Worten kennzeichnet: „Bei sehr großer Spannweite geben die einzubetonierenden eisernen Gitterbögen eine Gewähr für die Einhaltung der richtigen Form des Gewölbes, die von großer Wichtigkeit ist und mit hölzernen Lehrgerüsten allein nur bei peinlichster Sorgfalt erreicht werden kann.“

Mit Hilfe des neuen Bauverfahrens läßt sich aber noch ein besonderer Fortschritt in der Ausbildung von weitgespannten Melanbögen mit Vorspannung erzielen. Da man die Eisen nunmehr ohne Bedenken wegen der Spannungsverteilung im Beton voll ausnutzen kann, so ist es möglich, ja sogar zweckmäßig, bei sehr großen Spannweiten die Beanspruchungen der Eisen zu steigern. Damit kommt man zu der Verwendung von hochwertigem Stahl für die Gitterbögen, etwa von hochgeköhltem Siemens-Martin-Flußstahl, von Nickelstahl oder Nickelchromstahl mit einer Bruchfestigkeit von ca. 6000 kg/cm² und einer Quetschgrenze von ca. 3800 kg/cm². Bei der Wahl einer höheren Vorspannung σ_{ϵ_1} ist besonders zu beachten, daß die zulässige Knickspannung in den Gitterbögen nicht überschritten wird. Für weitgespannte flache Bögen wird dabei die mögliche Vorspannung in der Regel begrenzt durch die Knicksicherheit der Gitterbögen in ihrer Tragwandebene, weil hier meist ein großer Schlankheitsgrad vorhanden ist. Man wird in solchen Fällen die Bogenstärke zweckmäßig so wählen, daß ein Schlankheitsgrad von $\lambda = 80$ für die eisernen Gitterbögen nicht überschritten wird.¹⁸⁾ In diesem ungünstigen Grenzfall kann man dann noch eine Vorspannung von 1000 bis 1200 kg/cm² anwenden und wahrt damit bei dem hochwertigen Stahl eine dreifache bis zweieinhalbfache Knicksicherheit, was etwa der Vorschrift der deutschen Reichsbahn bei Belastung durch Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte für $\lambda = 80$ entspricht und auch bei der Vorbelastung der Gitterbögen als ausreichend erscheint, da es sich hier um einen vorübergehenden Bauzustand handelt. Die Gesamtbeanspruchung der Stahleinlagen in der Verbundkonstruktion kann dann bei einem hochwertigen Beton unter Annahme von $n = \frac{E_c}{E_b} = 10$ bis etwa 1800 kg/cm² gesteigert werden. Daß damit die rationelle Verwendung von hochwertigem Flußstahl für weitgespannte Eisenbetonbögen gegeben ist, bietet für den Eisenbetonfachmann besonderes Interesse, da bisher in unseren Eisenbetonbogenbrücken wegen der beschränkten Ausnutzung

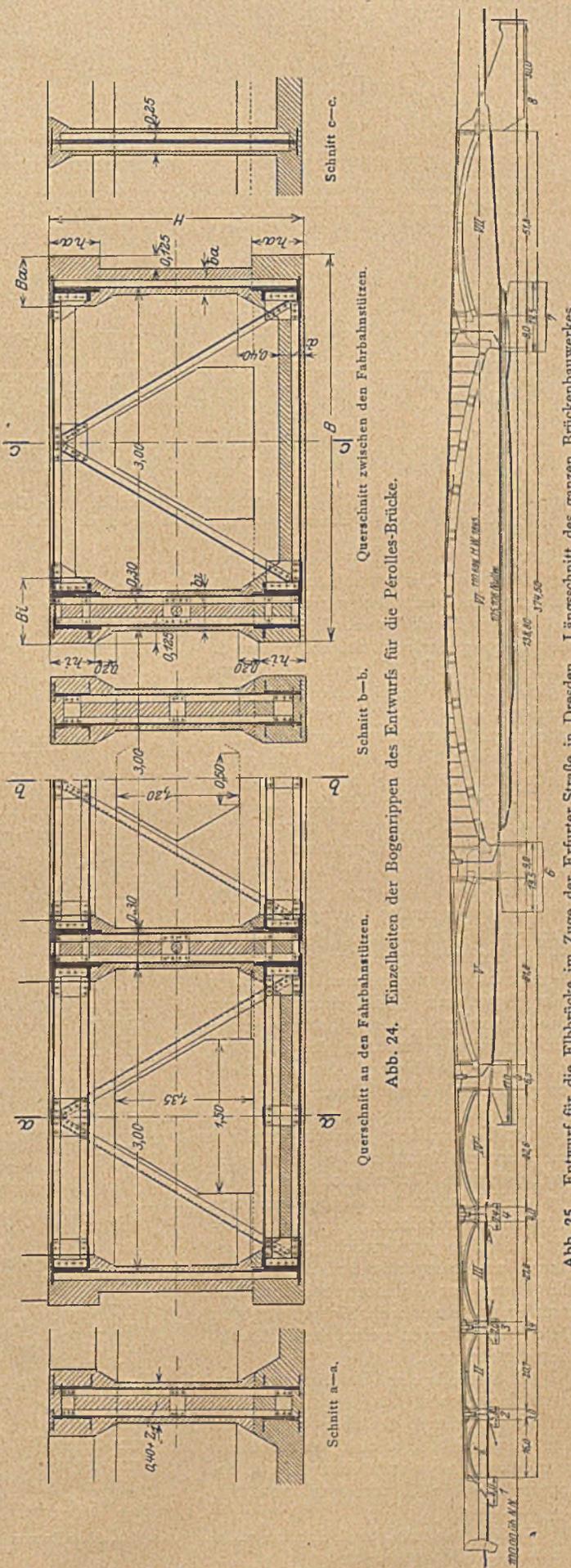


Abb. 24. Einzelheiten der Bogenrippen des Entwurfs für die Pérolles-Brücke.

Abb. 25. Entwurf für die Elbbrücke im Zuge der Erfurter Straße in Dresden. Längsschnitt des ganzen Brückenbauwerkes.

17) Vgl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, IV. Aufl., S. 567.
18) Für einen flachen Dreiecksbogen entspricht dies im Viertel der Spannweite l einer Fugenstärke von $d = \frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{55} l$. Dabei ist zu beachten, daß hier für die Schenkel eines flachen Dreiecksbogens als freie Knicklänge angenähert $0,64 l$ einzuführen ist (vgl. R. Mayer, Die Knickfestigkeit, Berlin, J. Springer. S. 155).

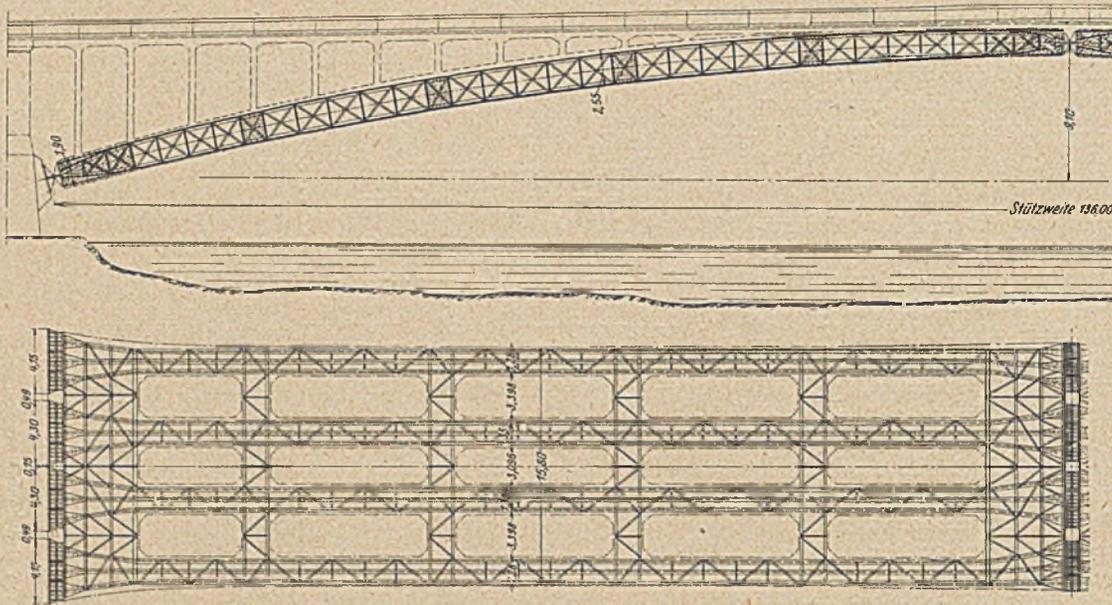


Abb. 27. Entwurf Elbbrücke Dresden.
Gitterbögen aus hochwertigem Flußstahl als Bewehrung des Hauptbogens von 136 m Spannweite.

was sich bisweilen aus wirtschaftlichen oder konstruktiven Gründen als zweckmäßig erweist, um nicht zu starke Gurtquerschnitte der Gitterträger zu erhalten. Man befreit dann den Beton absichtlich nur von einem Bruchteil seiner Eigengewichtsspannungen, den man von vornherein genau festlegt. Das dabei noch nötige Teillehrgerüst kann wesentlich schwächer und einfacher als ein normales Lehrgerüst ausgebildet werden, z. B. in Form einzelner Gerüstpfiler oder Türme. Die Gewähr für die richtige Bogenform und eine hohe Sicherheit gegen die Gefahren während der Bauausführung ist auch hier vorhanden. Daß man auch sogar in diesem Falle unter Umständen

der zulässigen Eisenspannung eine Bewehrung aus solch hochwertigem Material keinen Zweck hatte. Übrigens hat bereits 1907 Friedrich Engesser in seinem Aufsatz¹⁹⁾ „Über weitgespannte Wölbrücken“ den Gedanken der Verwendung von Stahl bei großen Melanbrücken mit Vorspannung ausgesprochen und theoretisch begründet. Die praktische Durchführung hat er damals nicht erörtert, sie dürfte in einwandfreier Weise erst durch das hier angegebene Bauverfahren ermöglicht sein.

Auch ein anderes für Bogenbrücken angewandtes System, der umschürte Gußeisenbeton von Oberbaurat Emperger, beruht ja auf dem Gedanken der weitgehenden Ausnutzung einer Bewehrung mit hochgelegener Quetschgrenze. Aber selbst wenn man sich der dabei gemachten günstigen Annahme ($n = 30$ bis 40) für die Lastverteilung im Verbundkörper anschließt, wird man doch zugeben müssen, daß die hier beschriebene Ausführungsform des Systems Melan mit ihrer in sich steifen eisernen Gitterkonstruktion dem System Emperger für weitgespannte Brücken in verschiedenen Punkten überlegen ist, so namentlich in der Ersparnis am Lehrgerüst und in der Verminderung der Gefahren bei der Bauausführung, ferner in der Sicherheit gegen Knicken und gegen exzentrische Druckbeanspruchungen.

Die Vorteile der vervollkommenen Ausführungsform des Systems Melan für weitgespannte Brücken bleiben in den Hauptpunkten auch dann bestehen, wenn man nur einen Teil des Gewölbebetons an die Gitterbögen anhängt,

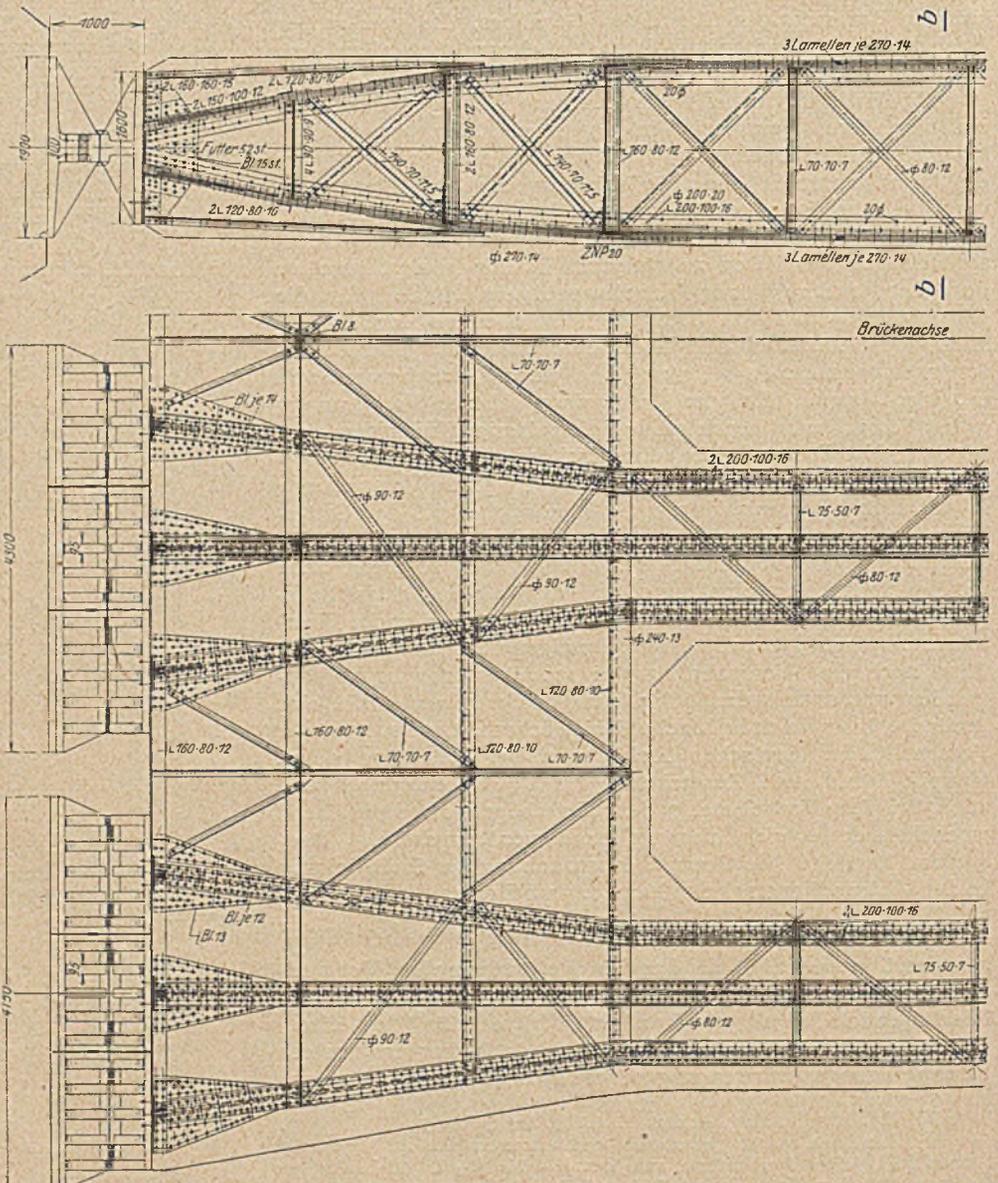


Abb. 28. Entwurf Elbbrücke Dresden. Ausbildung der als Bewehrung der Hauptöffnung dienenden Gitterbögen an den Kämpfergelenken.

¹⁹⁾ Vgl. Zeitschrift für Architektur u. Ingenieurwesen 1907, S. 425.

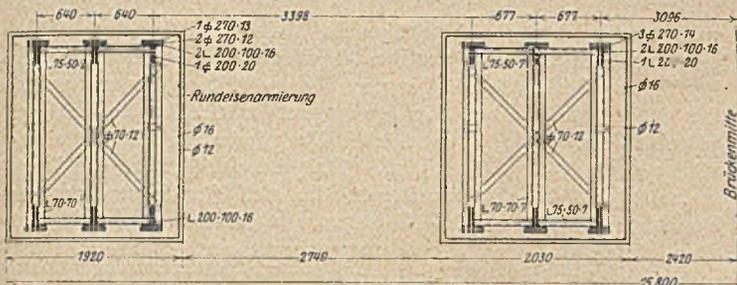


Abb. 29. Entwurf Elbbrücke Dresden. Querschnitt bb der Bogenrippen mit Einzelheiten der Bewehrung.

das Lehrgerüst sparen kann, beweist ein wohldurchdachter, leider nicht zur Ausführung gekommener Entwurf für den Neubau der Pérolles-Brücke in Freiburg (Schweiz), Abb. 23 u. 24)²⁰⁾. Der Entwurf ist bereits im Jahre 1913 von der Firma Züblin & Cie. A.-G. unter Leitung von Dr.-Ing. Arnstein ausgearbeitet, aber erst vor kurzem in der Festschrift zu Melans 70. Geburtstag veröffentlicht worden. Die beiden eingespannten Bögen von 132 m Spannweite und 1:2,64 Stich bestehen aus je 2 steifbewehrten Rippen, die einen nach oben offenen U-Querschnitt haben und durch Querwände versteift sind. Die von links unten nach rechts oben schraffierte untere Platte (Abb. 24), die etwa ein Drittel des gesamten Betongewichtes des Bogens ausmacht, ist zuerst aufgebracht

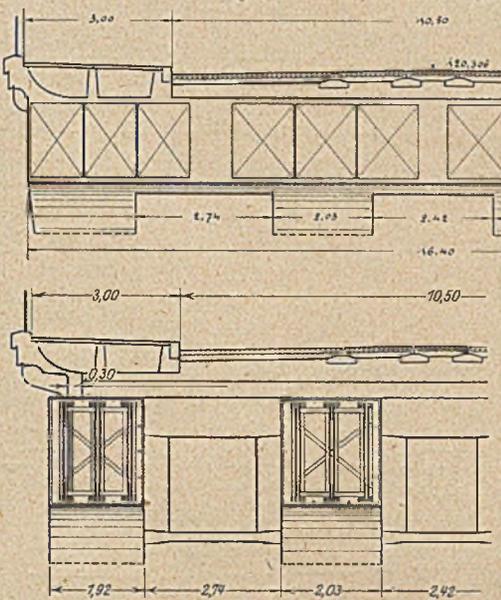
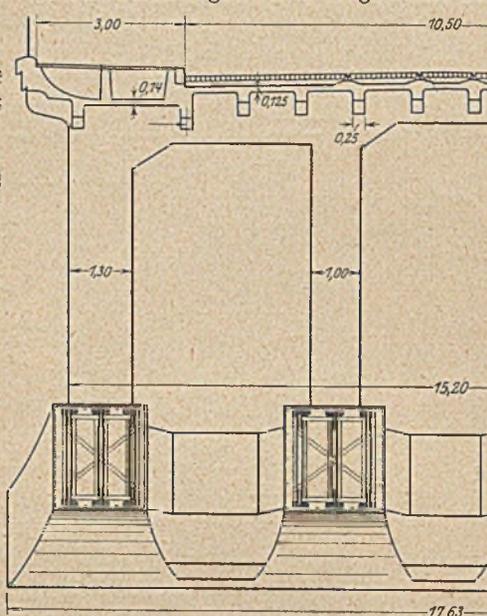


Abb. 30. Entwurf Elbbrücke Dresden. Bogenquerschnitte.

besonders hochwertigen Beton herstellen. Für die einwandfreie Durchführung dieses Entwurfes würde sich auch das in Abschnitt VIII angegebene Bauverfahren, namentlich für die Herstellung der hochbeanspruchten unteren Platte empfohlen haben.

Daß die teilweise Anhängung bei steilen Gewölben, wie im vorstehenden Falle, zweckmäßig sein kann, hat vor allem einen statischen Grund. Da bei voller Anhängung das Gewicht des Bogenbetons nicht auf die Verbundkonstruktion wirkt, sondern nur der Überbau und die Fahrbahn ihre ständige Belastung bilden, können, namentlich bei großer Verkehrslast (z. B. Eisenbahnbrücken), für die ungünstigsten Laststellungen starke Exzentrizitäten der Stützlinie und damit unerwünschte hohe Biegezugspannungen im Gewölbe entstehen. Diese lassen sich herabsetzen, indem man nur einen Teil des Gewölbebetons von den Gitterbögen allein tragen läßt und damit die ständige Belastung der Verbundkonstruktion erhöht.

Bei weitgespannten flachen Bögen ist dagegen im allgemeinen die volle Anhängung am wirtschaftlichsten. Nur bei sehr hohen Werten von $k = \frac{l^2}{f}$ (vgl. Abschnitt II) kann aus konstruktiven Gründen auch hier eine teilweise Anhängung ratsam sein, um nicht zu große und schwer im Beton unterzubringende Gurtquerschnitte der Gitterbögen zu erhalten.



X.
So kam man auch zur Anwendung eines Teillehrgerüsts bei dem mehrfach erwähnten Wettbewerbsentwurf, der nachstehend

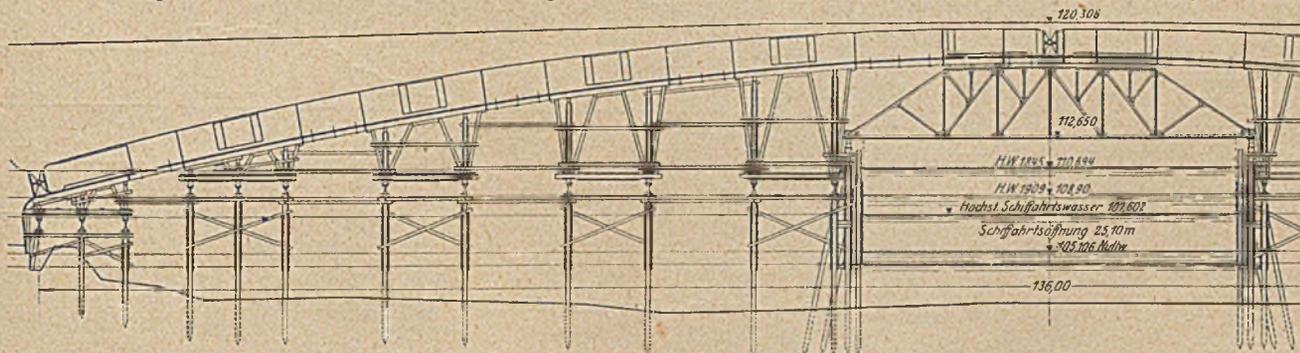


Abb. 31. Entwurf Elbbrücke Dresden. Lehrgerüst des Hauptbogens von 136 m Spannweite.

und nur durch sie wird der Gitterbogen allein belastet. Ist der aus der unteren Platte bestehende Bogen erhärtet, so trägt er zusammen mit dem Eisenbogen die restlichen zwei Drittel des Betongewichtes (Rippen und Querversteifungen), wodurch der Bedarf an Eisenkonstruktion etwa auf die Hälfte wie bei voller Anhängung herabsinkt. Die untere Platte erhält natürlich höhere Beanspruchungen als der übrige Beton des Bogens, man wird sie daher zweckmäßig aus einem

in den Hauptpunkten beschrieben werden soll, um die Auswertung des neuen Verfahrens zu zeigen. Veranstatet wurde

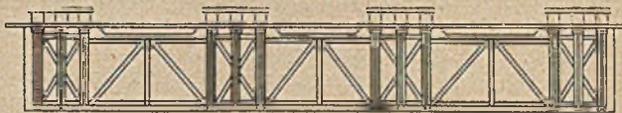


Abb. 32. Entwurf Elbbrücke Dresden. Querschnitt durch eine an die Gitterträger angehängte Lamelle des Hauptbogens.

²⁰⁾ Diese Abbildungen sind mir von Herrn Dr.-Ing. Arnstein zur Verfügung gestellt worden. Das von der Firma Züblin u. Cie. A.-G. ausgeführte Bauwerk, ein Viadukt mit 5 Öffnungen von 56 m Lichtweite ist im Bauingenieur 1923, S. 98 beschrieben.

der Wettbewerb im Frühjahr 1914 vom städtischen Tiefbauamt auf Veranlassung von Stadtbaurat Fleck. Der hier be-

sprochene Entwurf wurde von dem Dresdner Hause der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. bearbeitet, dessen technischer Direktor der Verfasser damals war²¹⁾. Es handelte sich um die Planung einer monumentalen sechsten Elbbrücke im Zuge der Erfurter Straße in Dresden, unterhalb der im Stadtgebiet bereits bestehenden fünf Brücken, wobei wegen des gerade dort sehr lebhaften Schifffahrtsverkehrs Pfeiler im Strom selbst ausgeschlossen waren und mit Rücksicht auf das schöne Städtbild die gesamte Brückenkonstruktion unter der Fahrbahn liegen sollte. Das ergab für die Stromöffnung eine Spannweite von 136 m und das ungewöhnliche kühne Pfeilverhältnis von 1:15, also den sehr hohen Wert $k = \frac{l^2}{t} = 2040$.

Die Aufgabe war für eine massive Bogenbrücke noch deshalb besonders schwierig, weil der Schub des großen Bogens nicht, wie vielleicht bei einer Talbrücke, von steilen Felswänden, sondern nur von zwei auf Eisenbeton-Caissons zu gründenden Pfeilern aufgenommen werden konnte, deren Stärke trotz des Gegenschubs der möglichst flach gespannten Nebenöffnungen von je 52 m Stützweite sehr erheblich werden mußte (Abb. 25). Bei dem Wettbewerb wurde der hier beschriebene Entwurf als die beste Lösung ausgewählt; er wurde dann während der Kriegsjahre vom städtischen Tiefbauamt gemeinsam mit der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. im einzelnen durchgearbeitet, bis die veränderten wirtschaftlichen Verhältnisse nach Kriegsbeendigung die Stadt Dresden zwangen, den ganzen Plan einer weiteren Überbrückung des Stromes aufzugeben.

Abb. 26 zeigt im Längsschnitt und Grundriß den als Dreigelenkbogen mit Stahlwälgelenken ausgebildeten Hauptbogen, der in 4 Eisenbetonrippen mit starken Querverbänden aufgelöst ist. Die Gesamtbreite der Rippen ist gleich der halben Brückenbreite, sie sind so angeordnet und dimensioniert, daß sie bei Vollbelastung der Brückenfahrbahn alle gleich beansprucht werden.

Gegenüber dem Vorentwurf des Stadtbauamtes mit einem vollen Eisenbetongewölbe und der üblichen Rundeisenbeweh-

rung ergibt das gewählte System Melan mit vorbelasteten Gitterträgern aus hochwertigem Flußstahl eine Ersparnis am Betonquerschnitt des Bogens von 50 vH, eine Verringerung des Horizontalschubes für die ganze Brückenbreite von rd 30 000 t auf 20 000 t und eine Verminderung der Pfeilerstärke von 25 m auf 19,5 m. Das ist der Effekt der Vorspannung in den Stahleinlagen, die sich für diesen großen Bogen nach dem neuen Verfahren in einwandfreier Weise durchführen läßt. Für die Beanspruchung der Stropfpfeiler ist es dabei günstig, daß der Horizontalschub nur stufenweise und allmählich zur Wirkung kommt. Es beträgt nämlich der Horizontalschub für die ganze Brückenbreite $\frac{1}{2}$ (15,8 m):

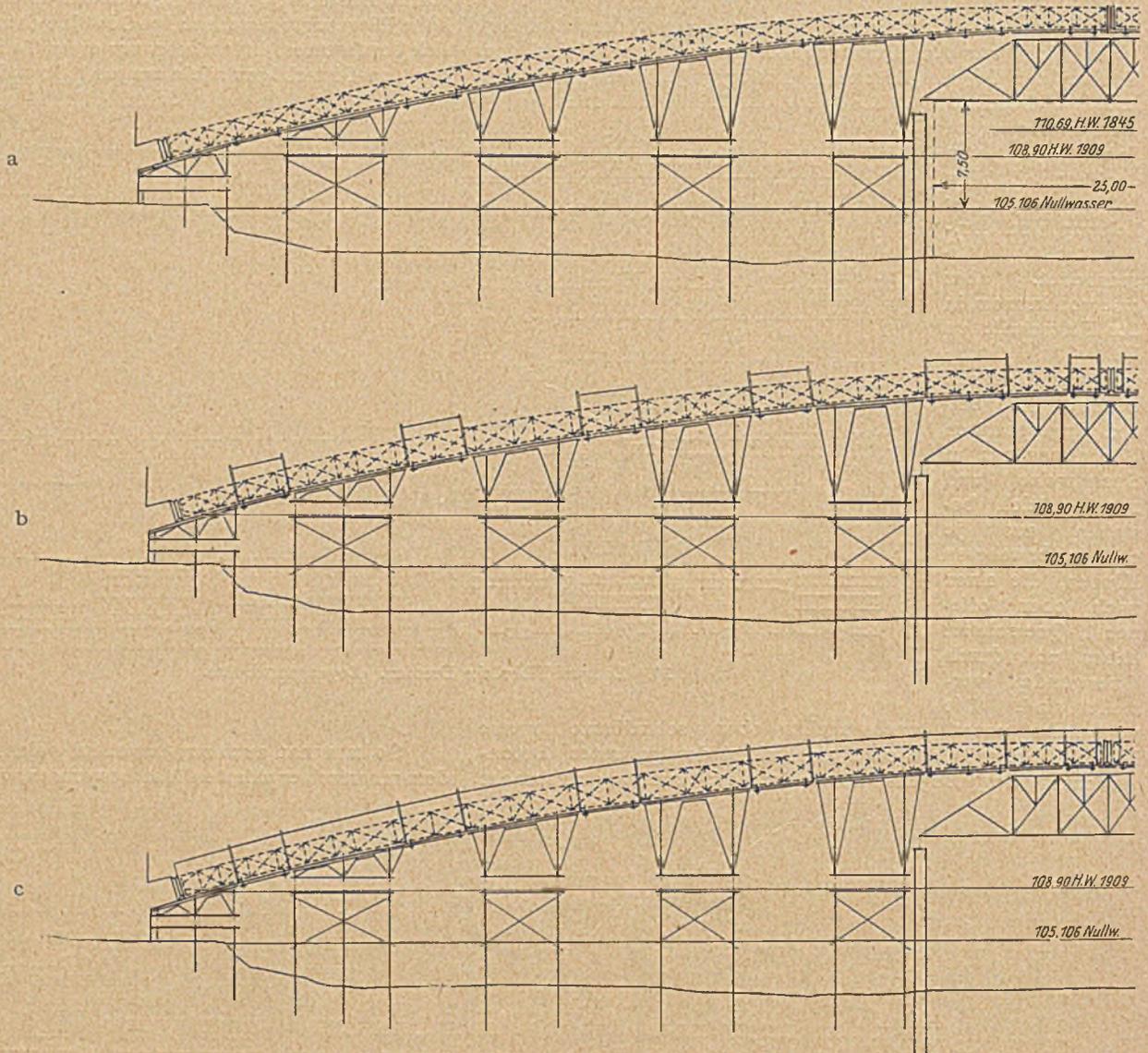


Abb. 33 a—f. Entwurf Elbbrücke Dresden. Darstellung des Bauvorganges für den Hauptbogen. (Bei der Kiesauffüllung

vom Eisenbogen allein H = 2275 t
 von dem durch die angehängten Betonlamellen
 vorbelasteten Eisenbogen H = 6180 t
 vom ausgerüsteten Eisenbetonbogen. H = 12450 t
 vom fertigen Bogen einschl. Überbau H = 17995 t
 vom vollbelasteten Bogen H = 19885 t

Bei einem massiven Vollbogen mit normaler Rundeisenbewehrung hätte dagegen beim Ausrüsten mit einem Male, beinahe stoßweise, ein Schub von 23 000 t aus dem Bogeneigengewicht auf die Stropfpfeiler gewirkt.

Die Gründung der Stropfpfeiler sollte bis auf den Plänerfelsen herabgeführt werden, für den das städtische Tiefbauamt eine zulässige Höchstbeanspruchung von 10 kg/cm² festgesetzt hatte. Dieser Wert wird nicht überschritten, auch bleibt die

²¹⁾ Als Mitarbeiter waren besonders die Oberingenieure Burmeister, Clodius und Siegerist beteiligt.

Resultierende, selbst unter Berücksichtigung eines Auftriebes bei Hochwasser, im mittleren Drittel der Bodenfuge und fällt stets steiler als unter 60° zur Horizontalen ein. Dabei ist der sehr beträchtliche Erdwiderstand gegen die hohen landseitigen Wände der Pfeiler zur Erhöhung der Sicherheit ganz unberücksichtigt geblieben.

Die großen Abmessungen der Strompfeiler waren der Grund dafür, daß sich die Gesamtkosten des Entwurfs höher stellten als bei einem Gegenentwurf mit reiner Eisenkonstruktion für die Stromöffnung. Dagegen ist es bemerkenswert, daß der große Eisenbetonbogen allein samt Überbau billiger war als ein Konkurrenzangebot für einen eisernen Hauptbogen.

eine rd. dreiprozentige Armierung des Betonquerschnittes bilden, ist an dem Umfang der Rippen noch eine sekundäre Rundeseisenbewehrung angeordnet, um Rißbildungen oder Absprengungen des Betons zu vermeiden (vgl. Abb. 29). Aus hochwertigem Flußstahl sind nur die Gurtquerschnitte der Gitterbögen gedacht, die Ausfachung sowie die Querverbände aus normalem Flußeisen. Durch die Vorspannung entsteht eine größte Druckbeanspruchung von 1000 kg/cm^2 in den Gurten, wozu dann noch aus der Verbundkonstruktion eine Druckspannung von 800 kg/cm^2 kommt, so daß sich eine Gesamtspannung von 1800 kg/cm^2 ergibt, die für hochwertigen Flußstahl mit 3800 kg/cm^2 Quetschgrenze zulässig ist. Für

den Beton ergibt sich bei der Annahme von $n = 10$ eine größte Druckspannung von 80 kg/cm^2 . Verlangt war eine mindestens viermal größere Würfel Festigkeit nach 28 Tagen, die nach angestellten Druckversuchen bei einem Beton aus Tischkowitz Zement und den in Dresden vorhandenen Betonrohmaterialien schon mit 350 kg Zement auf den fertigen Kubikmeter zu erzielen war. Heute würde man für ein solches Brückenbauwerk zweifellos hochwertigen Zement verwenden.

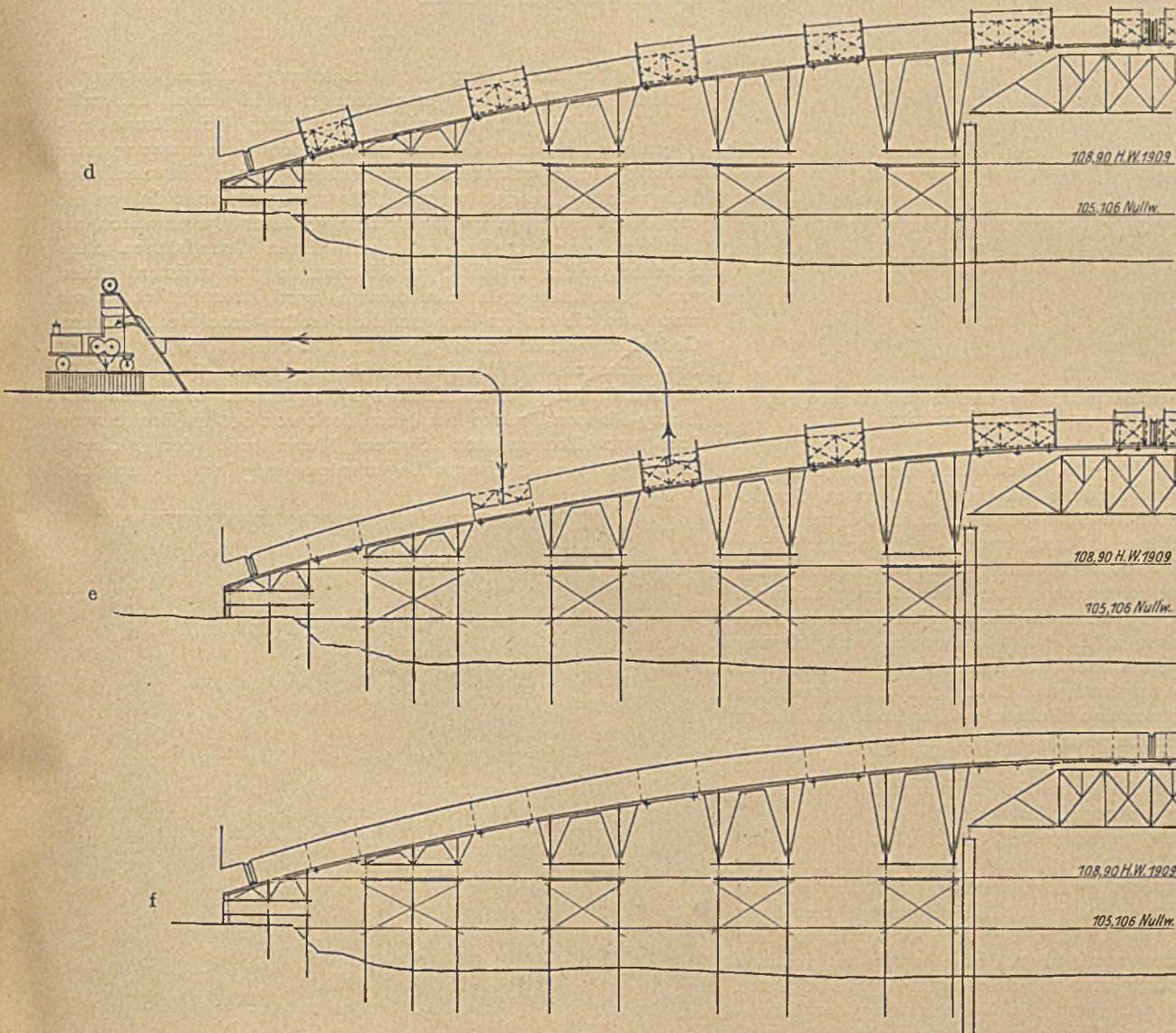
Die Gelenke des Strombogens (vgl. Abb. 28) sind als Stahlgußwälgelenke mit Kuppillensicherung ausgebildet, an den Kämpfern haben sie eine Druckkraft von 1360 t für 1 m Brückenbreite zu übertragen. Das ist rd. der doppelte Wert wie bei der viergleisigen

Eisenbahnbrücke über den Neckar in Cannstatt²³⁾. Nach den Erfahrungen des Verfassers bei dieser Brücke bietet die Ausbildung und das Versetzen solcher Gelenke keine Schwierigkeiten.

Wie bereits erwähnt, erwies es sich bei dem außergewöhnlich flachen Strombogen schon aus konstruktiven Gründen als zweckmäßig, nicht ganz auf das Lehrgerüst zu verzichten und nur einen Teil des Gewölbebetons an die Gitterträger anzuhängen. Außerdem konnte hier bei dem sehr kleinen

²²⁾ Die Ausbildung der Eisenkonstruktion wurde im einzelnen von der Firma Kelle und Hildebrandt in Großluga b. Dresden, unter Beratung von Prof. Dr.-Ing. Gehler, bearbeitet.

²³⁾ Vgl. Spangenberg, Zwei Betonbauten vom Stuttgarter Bahnhofumbau, Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement, Beton- u. Eisenbetonbau 1914, Nr. 10—13.



sind die Gitterbögen sichtbar gelassen, außerdem ist sie an der größeren Höhe der Lamellen kenntlich.)

Übrigens ergab sich bei der weiteren Durcharbeitung des Entwurfs gemeinsam mit dem städtischen Tiefbauamt noch die Möglichkeit, die Spannweite des Strombogens auf 132 m zu verringern und sein Pfeilverhältnis durch eine geringe Hebung der Fahrbahn auf $1:13,8$ zu erhöhen, so daß die statischen Verhältnisse auch an den Strompfeilern noch verbessert werden konnten; z. B. sank die größte Bodenpressung dadurch auf 8 kg/cm^2 .

Die eisernen Gitterträger des Melanbogens sind in Abb. 27, 28 u. 29 dargestellt, wobei namentlich ihre Zusammenführung zu einem starken Druckhaupt an den Gelenken bemerkenswert ist, um dort eine gleichmäßige Druckverteilung über die ganze Brückenbreite zu erhalten²²⁾. Die wichtigsten Bogenquerschnitte gibt Abb. 30, außer den Gitterträgern, die

Pfeilverhältnis die Bogenstärke wegen der Knickgefahr nicht so weit ermäßigt werden, als sie sich bei voller Anhängung ergeben hätte. Wenn man dabei die Gewölbekbreite nicht auf mehr als die halbe Brückenbreite reduzieren wollte, erwies es sich als wirtschaftlich, nur etwa 37 vH des Gewichtes der Bogenrippen an die Eisenkonstruktion anzuhängen. Das Gerüst

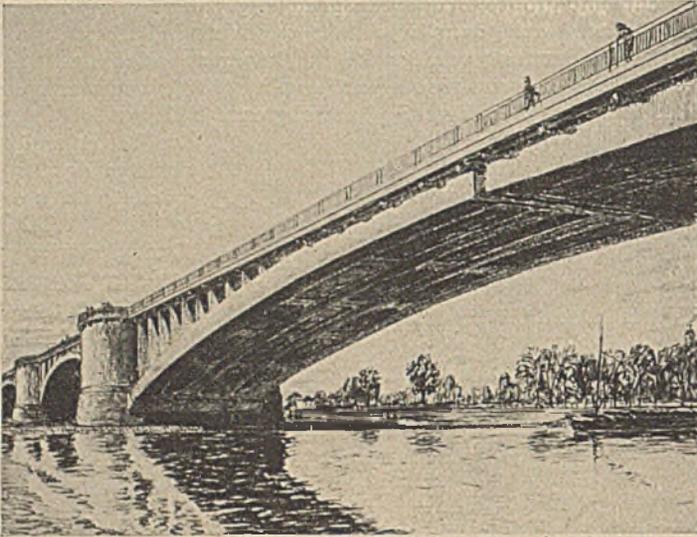


Abb. 34. Entwurf Elbbrücke Dresden. Ansicht des Hauptbogens, Variante mit geschlossener Unterfläche.

ist in Abb. 31 u. 32 dargestellt, zwischen den angehängten Lamellen liegt je eine Lamelle auf einem hölzernen Gerüstpfeiler auf. Damit konnte das Gerüst leicht und durchsichtig ausgebildet werden, hat es doch nur 50 vH der Belastung aufzunehmen, die ein Gerüst für einen Vollbogen mit normaler Rundeisenbewehrung zu tragen hätte. Man könnte vielleicht einwenden, daß hier ja wieder die mit hölzernen Lehrgerüsten verbundenen Gefahren z. B. bei Hochwasser und Eisgang vorhanden seien. Dem ist jedoch entgegenzuhalten, daß selbst dann, wenn im ungünstigsten Zustand, d. i. kurz vor oder nach Bogenschluß, einzelne Teile des Gerüstes beschädigt oder weggerissen wurden, ohne weiteres die eisernen Gitterträger mit einer geringen Mehrbeanspruchung die Last der Lamellen über den beschädigten Gerüstteilen mit übernehmen, sodaß eine Katastrophe vermieden wird²⁴⁾.

Den Bauvorgang, insbesondere die Erzielung der Vorspannung, läßt Abb. 33a–f erkennen. Nach Aufstellung der Gerüstpfeiler wird die Eisenkonstruktion mit der nötigen Überhöhung montiert (Abb. 33a). Die eisernen Gitterbögen ruhen dabei nicht etwa auf den Gerüstpfeilern auf, sondern spannen sich freischwebend über dem Gerüst als statisch bestimmte Dreigelenkbögen. Nach Befestigung der angehängten Schalungsteile wird auf diese die Vorbelastung der Eisenkonstruktion in Form von Kiesmaterial aufgebracht (Abb. 33b). Dann werden, was an sich nicht zu dem neuen Verfahren gehört, auch die festen Gerüstteile mit Kies belastet (Abb. 33c), um ihre Deformation vor dem Betonieren herbeizuführen; worauf dieser Kies durch Beton ersetzt wird (Abb. 33d). Nun kann abschnittsweise — unter Konstanterhaltung der Gesamtbelastung und damit der Eisenspannung — das Kiesmaterial auf den angehängten Schalungsteilen in Beton umgewandelt werden (Abb. 33e), bis der Bogen geschlossen ist (Abb. 33f). Infolge dieses Bauverfahrens hat es nichts zu sagen, daß der Bogen zeitweise ein statisch unbestimmter Träger auf vielen Stützen ist. Es tritt ja keine Änderung in der Belastung

²⁴⁾ Eine solche günstige Wirkung der steifen Bewehrung ist tatsächlich bei der Brücke über den Soldiers Creek in Kansas City eingetreten, als das unterstützende Lehrgerüst durch Hochwasser zum Teil weggerissen wurde. Vgl. Melan, Der Brückenbau Band II, 3. Aufl., S. 319, u. Engineering News Record 1919 I, S. 995.

während dieses Zustandes ein; nur Temperaturänderungen können geringe Verschiebungen zwischen den Beton- und Eisenspannungen bewirken. Sind dann noch die Querverbände betoniert, so kann nach genügender Erhärtung des Betons das Gerüst entfernt und anschließend der Aufbau und die Fahrbahnkonstruktion ausgeführt werden. Eine perspektivische Ansicht des Entwurfes gibt Abb. 34, die Sichtflächen sind in steinmetzmäßig bearbeitetem Vorsatzbeton gedacht; einen noch besseren Eindruck von der mächtigen Konstruktion gibt der Blick in die Untersicht des Strombogens (Abb. 35). Die architektonische Gestaltung, die durch die Konstruktion im wesentlichen festgelegt war, stammt von Architekt M. Babinsky in Dresden.

XI.

Die Veröffentlichung dieses nicht ausgeführten Entwurfes schien dem Verfasser gerechtfertigt, weil dabei erstmalig die Verwendung hochwertigen Flußstahls bei Eisenbetonbogenbrücken und dessen vollkommene Ausnutzung mit Hilfe des Bauverfahrens zur Erzielung einer einwandfreien Vorspannung gezeigt wurde. Für weniger flache Bögen ist die Überwindung auch wesentlich größerer Spannweiten als bei dem Dresdner Entwurf nach diesen Grundsätzen ohne Schwierigkeiten möglich, wobei man in den meisten Fällen ganz ohne Lehrgerüst auskommen wird, namentlich wenn man etwa die in dem Entwurf der Pérolles-Brücke enthaltenen Gedanken weiter verfolgt, etwa unter Anwendung hohler Rechtecksquerschnitte für die Bogenrippen. So wäre z. B. die Ausführung jener schon 1907 geplanten monumentalen Henry-Hudson-Brücke bei New York von 216 m Breite nach dem vervollkommenen System Melan mit der gleichen Sicherheit wie als eiserne Bogenbrücke möglich, ebenso ließe

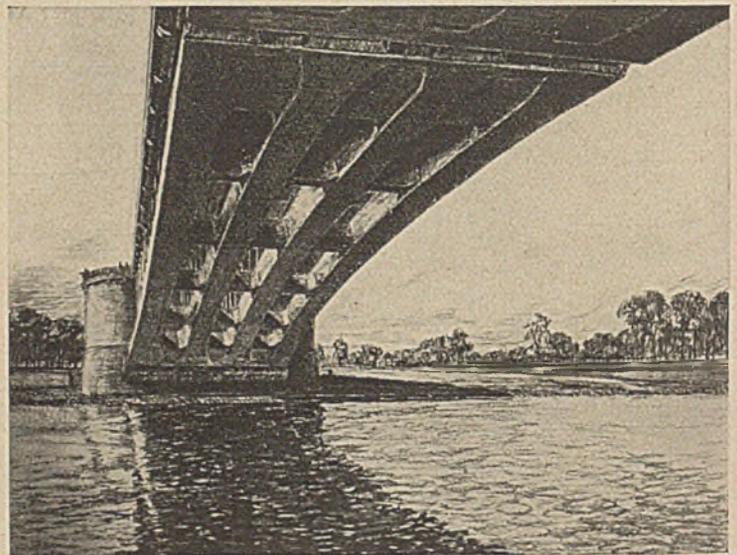


Abb. 35. Entwurf Elbbrücke Dresden. Untersicht des Hauptbogens.

sich damit für die große schwedische Brücke über die Arstabucht eine einfache und sichere Lösung finden. Besonders vorteilhaft werden sich auf diese Weise Strom- und Talbrücken zwischen 100 und 200 m Spannweite konstruieren lassen, ja es erscheint nicht ausgeschlossen, daß man der bisher erreichten größten Spannweite der eisernen Bogenbrücken von 300 m mit diesen Gewölben aus Stein und Stahl nahekommen kann.

In unserem verarmten Vaterlande fehlen freilich heute alle Voraussetzungen für solch monumentale Brückenbauten. Aber trotzdem, bei all der Enge unserer Verhältnisse, wollen auch wir deutschen Ingenieure uns mit diesen Problemen befassen, um damit Grundlagen zu schaffen für weitere Fortschritte in der uralten Kunst des Wölbens.

ABFLUSS DES WASSERS ÜBER UND UNTER STAUKÖRPERN.

Bei Versuchen, welche ich 1922 als Assistent des Herrn Geheimrat Grantz in der 50 cm breiten Rinne des Wasserbau-laboratoriums der Technischen Hochschule zu Berlin mit Staukörpern ausführte, ergab sich, daß die mittlere Geschwindigkeit des Wassers an der engsten Stelle der Ver-bauung in allen beobachteten Fällen $= \sqrt{6gh}$ war, wenn g die Fallbeschleunigung $= 9,81 \text{ m/sec}^2$ und h die wirkliche

ein Kontraktionskoeffizient μ anzusetzen oder es ist eine ideale Flußgrenze durch die Kanten des Staukörpers zu zeichnen (Abb. 1b) und demnach der kleinste Querschnitt zu bestimmen.

Versuch 1 wurde mit einem Grundwehr von 28 cm Breite und 7 cm Höhe ausgeführt. In Abb. 1b ist der Längenschnitt durch den Fluß dargestellt. In Abb. 1a sind die Wasser-

Wasserspiegel 25-fach verzerrt.

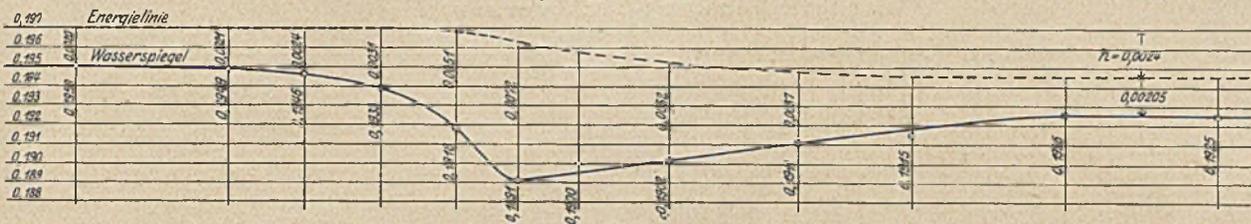


Abb. 1 a.

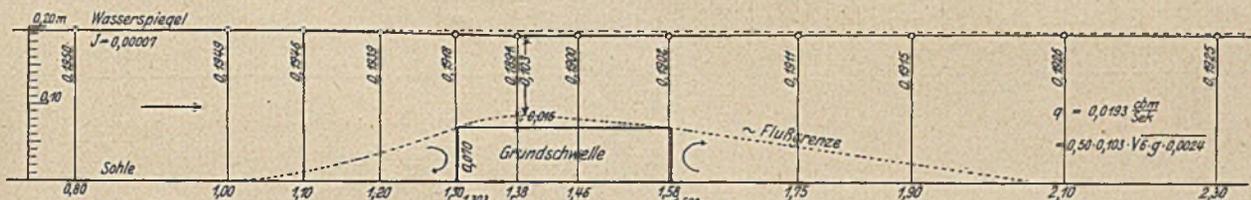


Abb. 1 b.

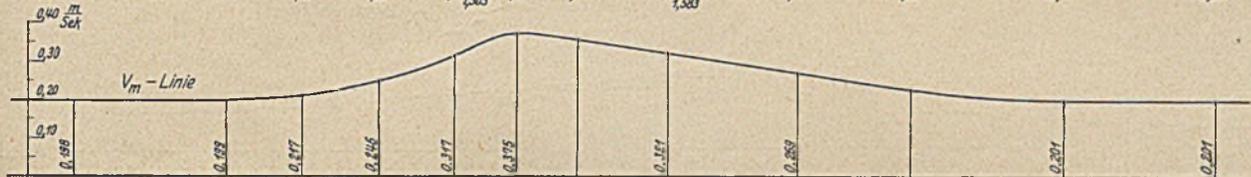


Abb. 1 c.

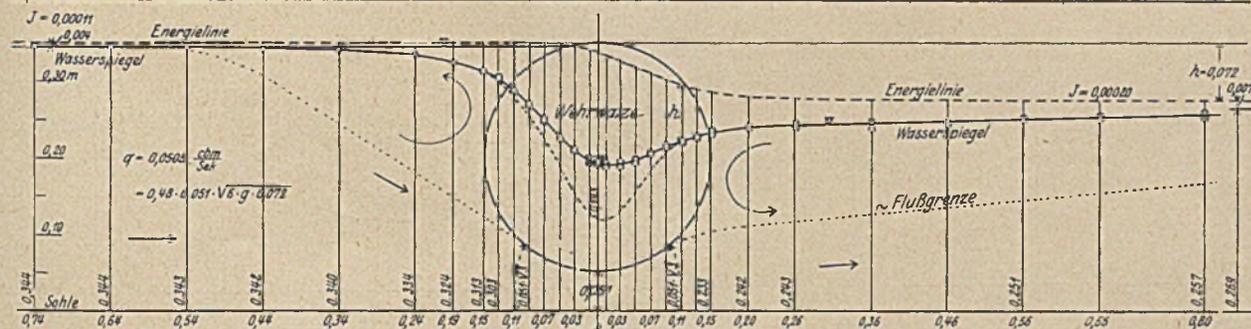


Abb. 2 a.

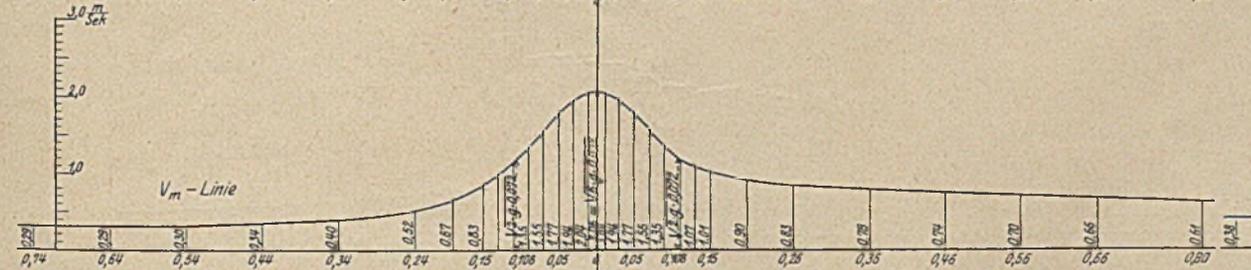


Abb. 2 b.

Stauhöhe ist. Mit wirklicher Stauhöhe bezeichne ich das absolute Gefälle, welches durch die Stauanlage im ganzen verloren geht. Sie ist der Höhenunterschied der Energielinie unmittelbar oberhalb des Staukörpers und am Ende der Wirbelschlepe. Die Energielinie entsteht dadurch, daß die jeweilige Geschwindigkeitshöhe $= \frac{v^2}{2g}$ über dem Wasserspiegel aufgetragen wird. Die Energielinie liegt bei fließendem Wasser immer im Gefälle, während der Wasserspiegel bei wachsendem Flußquerschnitt ansteigen kann. Maßgebend für die Berechnung der Geschwindigkeit ist das Gefälle der Energielinie, nicht das Gefälle des Wasserspiegels. Bei kantigen Staukörpern ist bei der Bestimmung des kleinsten Flußquerschnitts

spiegelhöhen und Geschwindigkeitshöhen in 25facher Verzerrung und in Abb. 1c die mittleren Geschwindigkeiten aufgetragen. Die Wasserspiegelhöhen wurden mit einer Nadel, deren Spitze bis auf den Wasserspiegel gesenkt wurde und deren Höhenlage durch Nivellement bestimmt wurde, eingemessen. Ich schätze die Meßgenauigkeit auf 0,1 bis 0,2 mm. Die gefundenen Höhen sind in Abb. 1a und 1b durch Kreise markiert, darunter ist ihre Höhe über der Sohle in m an-geschrieben. Das normale Wasserspiegelgefälle wurde zu $J = 0,00007$ ermittelt.

Die größte Einsenkung des Wasserspiegels wurde 8 cm hinter der Vorderkante der Grundschwelle mit 5,9 mm ge-messen, alsdann hob sich der Wasserspiegel um 3,45 mm,

wenn als maßgebende Höhe am Ende der Wirbelschleppe das Mittel aus den Beobachtungen bei 2,1 und 2,3 genommen wird. Der Stau des Grundwehres war also $5,9 - 3,45 = 2,45$ mm. Die Wassermenge wurde mittelst geeichten Meßwehres am Ende der Rinne zu $0,0193$ cbm/sec. festgestellt.

Die mittlere Geschwindigkeit oberhalb des Wehres war

$$v_0 = \frac{0,0193}{0,50 \cdot 0,1950} = 0,198 \text{ m/s,}$$

unterhalb des Wehres:

$$v_u = \frac{0,0193}{0,50 \cdot 0,1926} = 0,201 \text{ m/s}$$

Diese Zahl ist genau $= \sqrt{6 g \cdot 0,0024}$. Die zugehörige Geschwindigkeitshöhe ist

$$\frac{v_{\max}^2}{2g} = 0,0072 = 3 \times 0,0024 = 3 h.$$

Nach Rehbock (siehe Bauingenieur 1922, S. 453) müßten die Geschwindigkeitshöhen noch mit einem Ausgleichswert von 1,05 bis 1,20 multipliziert werden. Da aber bei der Einschnürung, wo die größten Geschwindigkeiten sind, ein kleinerer Ausgleichswert als bei den Querschnitten mit den kleineren Geschwindigkeitshöhen wahrscheinlich ist, dürfte im vor-

Wasserspiegel 25-fach verzerrt.

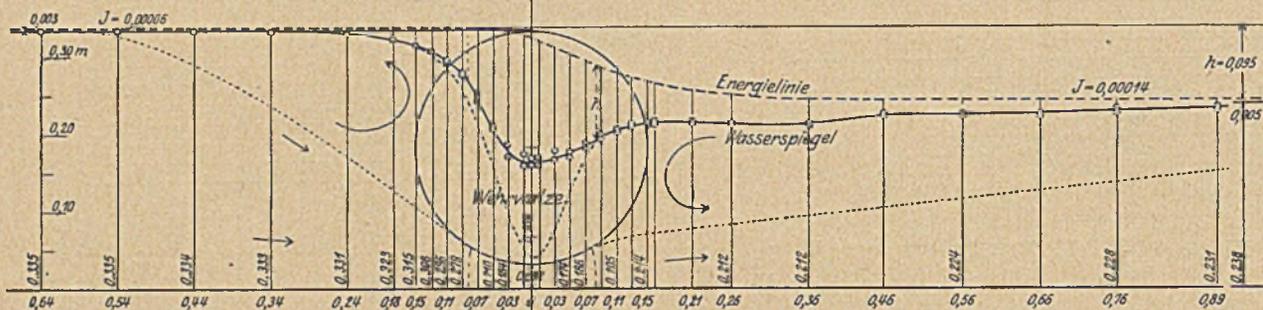


Abb. 3 a.

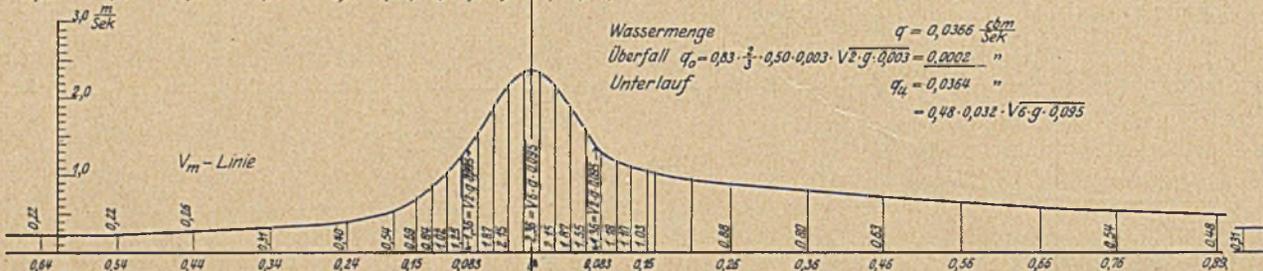


Abb. 3 b.

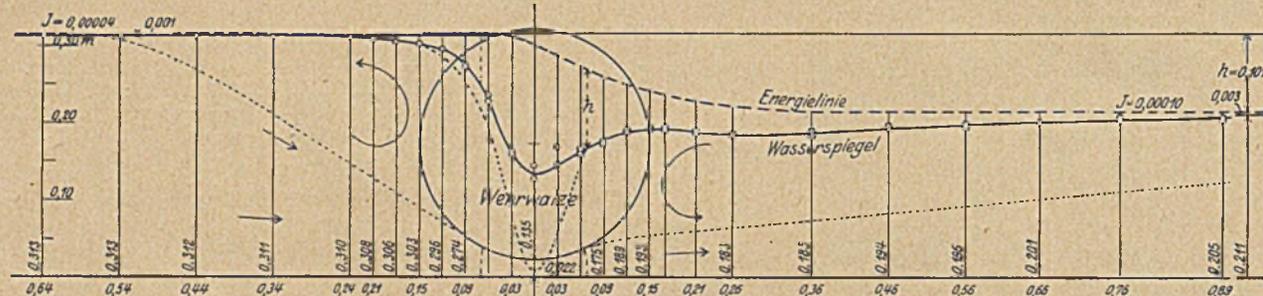


Abb. 4 a.

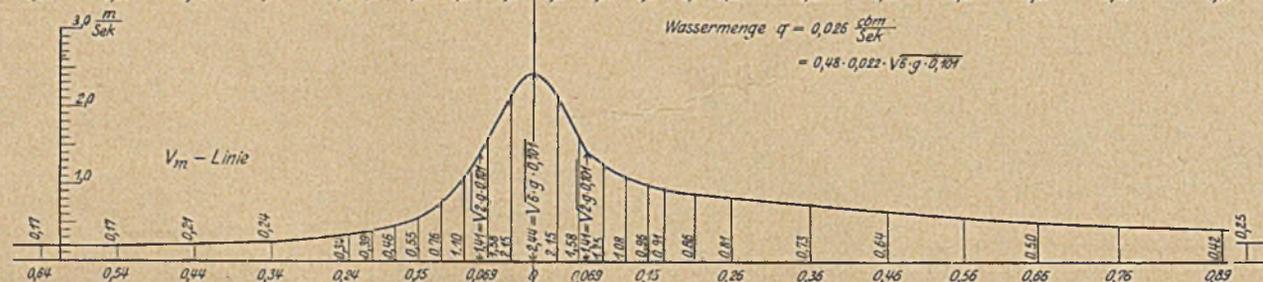


Abb. 4 b.

und die zugehörigen Geschwindigkeitshöhen

$$\frac{v_0^2}{2g} = 0,00199 \text{ m}$$

$$\frac{v_u^2}{2g} = 0,00205 \text{ m.}$$

Der wirkliche Stau war

$$h = 0,00245 + 0,00199 - 0,00205 = 0,0024 \text{ m.}$$

Die punktierte Linie an der Sohle des Längenschnitts 1b stellt die ideelle Flußgrenze dar.

Die Tiefe des kleinsten ideellen Flußquerschnittes war $0,103$ m, mithin die mittlere Geschwindigkeit daselbst

$$v_{\max} = \frac{0,0193}{0,50 \cdot 0,103} = 0,375 \text{ m/s.}$$

liegenden Falle die Fortlassung der Ausgleichswerte belanglos sein.

Unterhalb der Einschnürung verläuft der Wasserspiegel, soweit die an der Sohle in dem toten Raum unter der ideellen Flußgrenze entstehende Wirbelschleppe reicht, anscheinend in welliger Linie; die Beobachtungen reichten nicht aus, um die Wellen mit genügender Genauigkeit zu zeichnen, deshalb ist durch die Beobachtungspunkte die mittlere Linie gezogen.

$$\text{Der Kontraktionskoeffizient ist } \mu = \frac{0,103}{0,119} = 0,87.$$

Abb. 2 bis 5 stellen 4 Versuche mit einer Wehrwalze von 30 cm Dmr. dar. Die abfließende Wassermenge wurde wieder durch das geeichte Meßwehr gemessen. Der Abstand

Die Lage der Energielinie ist nur oberhalb der Walze und unterhalb der Wirbelschleppe bestimmbar; dazwischen wurde sie als gestrichelte Linie nach Gutdünken eingezeichnet. Von dieser mutmaßlichen Energielinie wurden die aus den mittleren Geschwindigkeiten errechneten Geschwindigkeitshöhen nach unten abgetragen und durch eine punktierte Linie verbunden. Die Abweichung dieser Linie von der beobachteten Wasserspiegellinie ist dadurch begründet, daß die Geschwindigkeit an der Sohle geringer als die mittlere Geschwindigkeit und die Bewegung des einzelnen Wassertheilchen oberhalb des Spaltes zum großen Teil schräg nach unten gerichtet ist. Die senkrechte Komponente der Geschwindigkeit verursacht ein Ansteigen des Wasserstandes.

Die Versuche 6 und 7 erfolgten mit einer Schützen- tafel von 310 mm Höhe und 28 mm Stärke bei 11 und 21 mm Schlitzweite an der Sohle. Es ergeben sich die in Abb. 6 und 7 durch Kreise bezeichneten Höhen für den Druck an der Sohle und die nachstehend zusammengestellten Zahlenwerte für die hauptsächlichsten Abflußgrößen.

Nr. des Versuchs	Durchflußfläche unter dem Schütz f in m ²	Gemessene Wassermenge q in m ³ /sek	Mittlere Geschwindigkeit $v = \frac{q}{f}$ in m/sek	Wirkliche Stauhöhe h in m	$\sqrt{6gh}$ in m/sek	Kontraktionskoeffizient $\mu = \frac{(\frac{q}{f})}{\sqrt{6gh}}$
6	0,48 · 0,011 = 0,0053	0,0113	2,14	0,168	3,14	0,68
7	0,48 · 0,021 = 0,0101	0,0167	1,66	0,144	2,91	0,57

Auch hier behält der Satz: „Geschwindigkeit an der engsten Stelle = $\mu \cdot \sqrt{6gh}$ “ seine Gültigkeit. Die beobachteten Druckhöhen sind hier noch schwerer als bei der Walze mit den errechneten mittleren Geschwindigkeiten in Einklang zu bringen.

Die Versuche mit der Walze und dem Schütz klären die Druckverhältnisse bei diesen Staukörpern noch nicht vollständig auf. Dazu sind noch Versuche erforderlich, bei denen auch die Geschwindigkeiten und die Staudrücke an ver-

schiedenen Stellen der Flußquerschnitte gemessen werden. Die Lage der Energielinie kann mit einem Staurohr nach Abb. 8 durch Versuch an jeder Stelle unmittelbar bestimmt werden, indem die Spitze des Staurohres in der jeweiligen

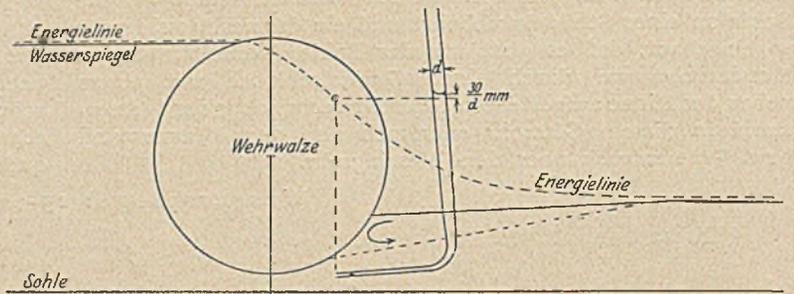


Abb. 8.

Fließrichtung gehalten wird. Wichtig erscheint es mir auch, daß der an der Unterkante von Staukörpern auftretende Druck bzw. Sog an mehreren Stellen direkt gemessen wird, damit Unterlagen für die Berechnung der beim Öffnen der Wehre auftretenden Saugkräfte gewonnen werden.

Das Ergebnis der beschriebenen Versuche fasse in dem Satz zusammen: „Bei Flußverbauungen wird nur 1/3 der Energie, welche zur Erzeugung der Maximalgeschwindigkeit an der engsten Stelle erforderlich ist, durch Reibung verbraucht, wenn der Abfluß bei der Verbauung derartig ist, daß die Wiedergewinnung der restlichen 2/3 durch allmähliche Vergrößerung des Flußquerschnitts und entsprechende Verlangsamung der Geschwindigkeit möglich ist und soweit die Saugkräfte an der Unterkante der Wehrkörper kleiner als der Druck der Atmosphäre sind.“

Berlin-Wilmersdorf, im Februar 1924.

Rob. Kado.

DURCHBIEGUNGSMESSUNGEN AN BRÜCKEN AUS EINBETONIERTEN TRÄGERN.

Übersicht. Beschreibung eines einfachen, vergrößernden Durchbiegungsmeßapparates, der besonders für Brücken aus einbetonierten I-Trägern oder Eisenbeton gut verwendbar ist. Ergebnisse der Messungen an 2 Brücken der erstgenannten Art und Folgerungen aus diesen.

Brücken der obengenannten Art sind sowohl als Eisenbahnbrücken wie als Straßenbrücken auf den deutschen Bahnliesen häufig gebaut worden und haben sich mit wenigen Ausnahmen bis jetzt gut bewährt. Die Reichsbahndirektion Karlsruhe verwendet für Eisenbahnbrücken den in Abb. 1

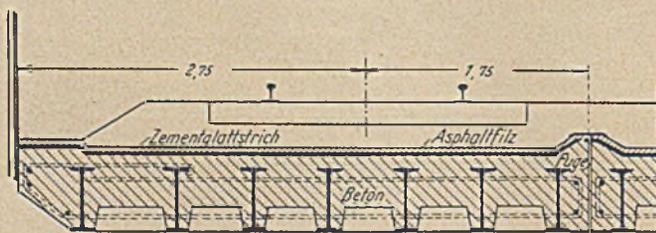


Abb. 1.

dargestellten Querschnitt. Die Eisenträger sind gewalzt oder genietet und liegen in Abständen von 50–75 cm. Sie sind in Entfernungen von 1,3–1,8 m durch je 2 Rundisen quer verbunden. Gewöhnlich wird die Trägerdecke in der Mitte zwischen 2 Gleisen durch eine durchlaufende Fuge getrennt, so

daß sich das Tragwerk unter jedem Gleis für sich durchbiegen kann. Berechnet wurden diese Tragwerke nach bayrischem Vorgang unter der einfachen Annahme, daß die Eisenträger alle Kräfte der Hauptträger allein aufnehmen, also ohne Mitwirkung der Betondecke, die nur als Querverbindung zu dienen hat. Für die Träger wurde unter dieser Voraussetzung eine Spannung bis 900 kg/cm² ohne Stoßzuschlag zugelassen, so daß sie auch den neuen Berechnungsvorschriften der Reichsbahn reichlich genügen.

Ohne Zweifel ist diese Berechnungsannahme für die Eisenträger etwas zu ungünstig, da die Betondecke an der Übertragung der Lasten auf die Auflager in gewissem Umfang teilnimmt. Aufschluß hierüber können nur genaue Durchbiegungsmessungen geben. Solche wurden bis vor kurzem in Baden nicht gemacht, da keine zweckmäßige Apparate hierfür vorhanden waren. Die einfachen, nicht vergrößernden Holzschieber gestatten vielfach kein hinreichend genaues Ablesen der sehr kleinen Senkungen; die feinen vergrößernden Durchbiegungsmesser sind meistens so eingerichtet, daß sie an einem Teil des Tragwerkes festgeklemmt werden müssen und durch einen Draht mit einem festliegenden Gewicht in Verbindung stehen. Dieses Ankleben ist aber an der platten Unterfläche der Trägerdecken nicht möglich.

Aus diesem Grunde hat der Unterzeichnete für die Reichsbahndirektion Karlsruhe einen einfachen Apparat bauen lassen, der in vielen Fällen gut brauchbar sein und deshalb vielleicht

auch für weitere Kreise Interesse haben wird. Dieser ist ein selbstaufzeichnender, vergrößernder Schieberapparat und in Abb. 2 dargestellt. Er besteht aus einem Gestell *g* mit einer senkrechten Latte, in der eine verschiebbliche Latte (*l*) läuft. An der festen Latte ist ein Hebel *h* an einem Drehpunkt *D* befestigt. Dieser Hebel trägt an einem Ende ein Gewicht *G* und am anderen Ende einen Bleistift *B*, der die Durchbiegungen aufzeichnet; er greift außerdem unter einen an der Schiebelatte befestigten Stift *S* und drückt hiermit diese gegen die Unterfläche der Trägerdecke. Die Vergrößerung der Aufzeichnung bestimmt sich durch die Entfernung der Punkte *G*, *D*, *S* und *B* und ist bei dem gezeichneten Apparat fünffach. Die Schiebelatte kann durch ein Ansatzstück verlängert werden, so daß Brücken bis 5 m Lichthöhe gemessen werden können.

Der Apparat ist nur da verwendbar, wo er unter der Brücke aufgestellt werden kann, wie bei Weg- und Bahnunterführungen und Bachbrücken mit fester, leicht zugänglicher Sohle. Er ist in diesen Fällen handlich und leicht zu verstellen,

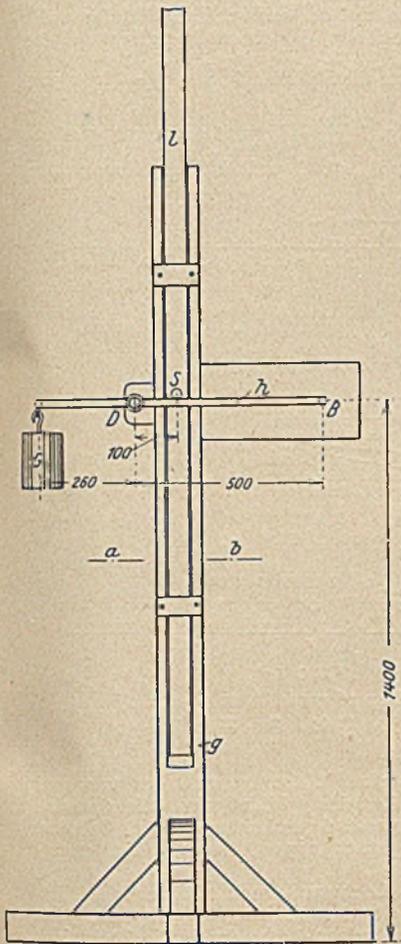


Abb. 2.

so daß die Einsenkungen an verschiedenen Stellen der Decke rasch nacheinander gemessen werden können. Bis jetzt wurde er an zwei Wegunterführungen der zweigleisigen Rheintalbahn Karlsruhe-Mannheim erprobt. Diese Messungen, die unter einer Lokomotive der Gattung P_{10} mit rund 110 t Dienstgewicht vorgenommen wurden, bieten vielleicht einiges Interessante und sollen deshalb kurz beschrieben werden.

Brücke 1.

Stützweite $l = 12,8$ m, Lichtweite $w = 12$ m. Unter jedem Gleis liegen 7 genietete Träger in Abständen von 0,60 m. Diese bestehen aus:

Stegblech $70 \cdot 12$

$4 \cdot \text{L} \ 140 \cdot 19 \cdot 12$

je 3 Platten $30 \cdot 10$, Längen = 12,8 m, 9,9 m und 7,5 m.

Die Betondecke ist zwischen den Trägern 35 cm stark, so daß Aushöhlungen (Vouten) von 50 cm Höhe vorhanden sind. Nimmt man eine gleichmäßige Verteilung der Lokomotivlast auf die 6 Träger, die symmetrisch zur Gleismitte liegen, an, wie es in solchen Fällen meist geschieht, so berechnet man in Trägermitte eine Spannung (ohne Stoßzuschlag) von $\sigma_p = 297 \text{ kg/cm}^2$ und (mit Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmoments) eine Durchbiegung von 6,4 mm.

Die jeweils unter dem belasteten Gleis gemessenen Durchbiegungen sind in Abb. 3 aufgezeichnet. Die größte der gemessenen Durchbiegungen ist 3,5 mm; ihr entspricht eine Trägerspannung von 170 kg/cm^2 .

Brücke 2.

$l = 8,3$ m, $w = 7,5$ m, unter jedem Gleis 7 Träger I 55. Höhe der Vouten = 30 cm.

Unter den für Brücke 1 gemachten Annahmen berechnet sich in Trägermitte die Spannung $\sigma_p = 405 \text{ kg/cm}^2$ und die Durchbiegung = 4,8 mm.

Die gemessenen Durchbiegungen (s. Abb. 4) betragen im Höchstfall 1,6 mm, was einer Spannung $\sigma_p = 135 \text{ kg/cm}^2$ entspricht.

Bei beiden Messungen hat sich in gleicher Weise das Folgende gezeigt:

1. Die unter dem Gleis liegenden 6 Träger haben annähernd dieselbe Durchbiegung; nur bei den äußersten, unter den Banketten liegenden Trägern ist diese geringer. Daraus folgt, daß mit Ausnahme der letzteren die Träger annähernd gleichmäßig belastet werden.

2. Die Belastung eines Gleises verursachte bei den Trägern des Nachbargleises nur eine auch in fünffacher Vergrößerung kaum wahrnehmbare Durchbiegung. Die Übertragung der Belastung durch das Schotterbett auf das benachbarte Tragwerk ist also belanglos.

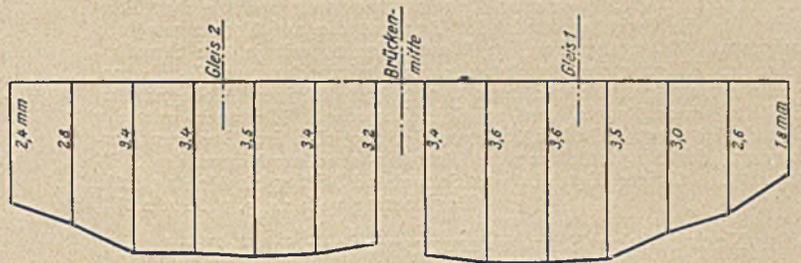


Abb. 3.

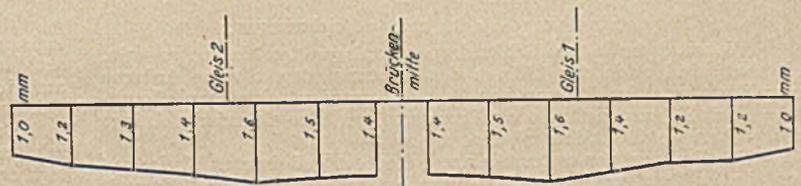


Abb. 4.

3. Die schnellfahrende Lokomotive erzeugte keine größeren Belastungen als die stillstehende.

4. Die gemessenen Durchbiegungen sind bedeutend geringer als die berechneten, desgleichen selbstredend die Spannungen.

Auffallend ist, daß die gemessene Durchbiegung bei Brücke 2 bedeutend geringer im Verhältnis zur berechneten ist, wie bei Brücke 1. Dies rührt z. T. wohl daher, daß die Stärke der Betonplatte zwischen den Trägern (über den Vouten) bei beiden Brücken dieselbe ist, während die Stützweite und die Trägerhöhe bei Brücke 1 erheblich größer ist als bei Brücke 2. Deshalb wird im ersten Fall die Betondecke weniger in Wirkung treten können als im zweiten. Außerdem scheinen aber doch Verschiedenheiten im Gefüge des Betons hier mitzuspielen, die sich der Beobachtung und Rechnung entziehen.

Im allgemeinen sind die Ergebnisse der Messungen für die seit 1913 im Betrieb befindlichen Brücken günstig. Die annähernd gleichmäßige Durchbiegung der Träger zeigt, daß eine gute Querverteilung der Last vorhanden ist und daß Längsrisse des Betons zwischen den Trägern, die früher bei ähnlichen Brücken in der Nähe von Berlin beobachtet worden sind, hier kaum zu fürchten sind. Die geringen Durchbiegungen der Träger sind ebenfalls für den Beton sehr vorteilhaft, denn mit den Durchbiegungen wachsen zweifellos die inneren Spannungen zwischen Eisen und Beton, die eine Loslösung des Betons vom Eisen und Risse im Beton bewirken können.

M. Weizel, Karlsruhe i. Baden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Kohlengasanlage in den Werken der Großen Westbahn in Swindon.

Ausführliche Beschreibung mit vielen Einzelzeichnungen der Kohlen- und Koksförderungsanlagen für das Retortenhaus und die Koksauflagerung, alle doppelt für je 50 t stündlich. Becherhebwerke, Kettenbecherwerke von 170 m Länge mit 15 m/min rund um beide Gebäude vom Boden des Retortenhauses bis über die Bunker, Seitenkippräder mit Mittelwand für 1,4 t Kohle oder 0,9 t Koks mit Aufzügen und Gleisverbindungen nach allen Stellen, Ausgleich der ungleichen Geschwindigkeit der Becherwerkzeuge infolge des Laufs über die sechseckige Antriebstrommel durch entsprechende exzentrische Lagerung zweier Vorgelegewellen, fahrbare Drehtrommeln zum Verteilen des Koks aus den Retorten in die Kettenbecher ohne Verschütten durch rechteckige Öffnungen im Trommelmantel entsprechend den Becherabständen mit gleichmäßigem Einlaufen in die Trommel durch ein Schaufelrad davor und Antrieb der Trommel von den Becherkettenbolzen aus durch ein Daumenrad auf der Trommelachse, feste Trommel gleicher Art zum Verteilen der Kohle vom Becherhebwerk in die Kettenbecher oder die Kippwagen, jedoch ohne das Schaufelrad wegen der bereits abgemessenen Mengen.

Beschreibung der Koks-Sieb- und Waschanlage, 24 m lang, 9,3 m breit und 25 m bis zum Dachfirst hoch, aus Stahlfachwerk mit 11 cm starker bewehrter Ziegelausmauerung und gleicher Bauweise für die Zwischenwände der Bunker, die auf Tonnengewölben zwischen I-Trägern ruhen. 2 Waschanlagen mit je 8 t Stundenleistung. Klärung des Waschwassers in Absitzbecken aus Eisenbeton. Verarbeitung des Kokeschlammes mit dem übrigen Kokeygrus zu Briquets unter Zusatz von 10 Gewichtsprozent Hartpech mit 3 t Stundenleistung. Gasbehälter von 70 000 cbm im Bau zur Vermeidung der Einschränkung des Retortenbetriebs während des Stillstands des übrigen Betriebs von Sonnabend Mittag bis Montag früh. (Engineering vom 14. 3. u. 4. 4. 24.)

Neuzeitliche Entwässerungspumpen in Holland.

(Nach einem Vortrag von Prof. J. C. Dijkhoorn aus Delft in der Vereinigung der Maschinen- und Schiffbauingenieure in Schottland am 18. 3. 1924.)

(Engineering vom 4. 4. 24 mit 5 Zeichnungen.)

Während die alten Schleuderpumpenanlagen 40 bis 400 m³/min. leisteten, sind nach den Plänen des Vortragenden 2 neue Anlagen ausgeführt und im Januar 1924 geprüft worden, eine Dampfkraftanlage mit 8 Pumpen für 4000 m³/min zus. und eine elektrische Anlage mit 3 Pumpen für 2 800 m³/min. zus.

Die Pumpen der ersten Anlage haben ein gußeisernes Kreisrad von 1,7 m Dmr. und 1 m Breite im äußeren Umfang mit doppelt gekrümmten Schaufeln wie bei Francisturbinen und ein gußeisernes Pumpengehäuse von 2,4 m Durchmesser, an das sich beiderseits Zuleitungsrohre anschließen aus Stahlblech von 12 mm Stärke mit geschweißten Nähten, versteift durch Winkeleisen und Stehbolzen, mit allmählichem Übergange in wagrechte Kanäle aus Eisenbeton von 3 auf 1,6 m Weite und ein Auslaufrohr von 2 auf 1,5 m Querschnitt mit allmählichem Übergang in einem wagrechten Kanal aus Eisenbeton von 5 auf 2 m. Zum Anfüllen wird die Pumpe während des Anlaufens mit einem gemeinsamen luftleeren Kessel von 1 m Dmr. und 6 m Höhe verbunden und dadurch ein Gemisch von Luft und Wasser angesaugt und so die große Pumpe in wenigen Minuten gefüllt.

Für die zweite Anlage war die elektrische Ausrüstung durch die Benutzbarkeit eines staatlichen Elektrizitätswerks in 30 km Entfernung gegeben. Um die Überlastung des Motors bei wechselnden Förderhöhen in erträglichen Grenzen zu halten, wurden die Strömungswiderstände in dem Heber, in den die Pumpe eingebaut ist, verkleinert durch einen doppelbirnenförmigen Kern und Leit-schaukeln und ein Schrauben- (Turbinen-) Pumpenrad, durch dessen Mittelöffnung der Kern geht. Das kegelförmige Schraubenrad hat an der Auslaufseite 3,5 m Dmr. das Zulaufrohr 3,9 bis 3 m, das Ab-laufrohr 3 bis 4 m Weite. Der Motor macht 978, die Pumpe 53 Umläufe in der Minute. Das Anfüllen geschieht ebenso wie bei der oben beschriebenen Anlage.

Nomogramm für die Nietberechnung.

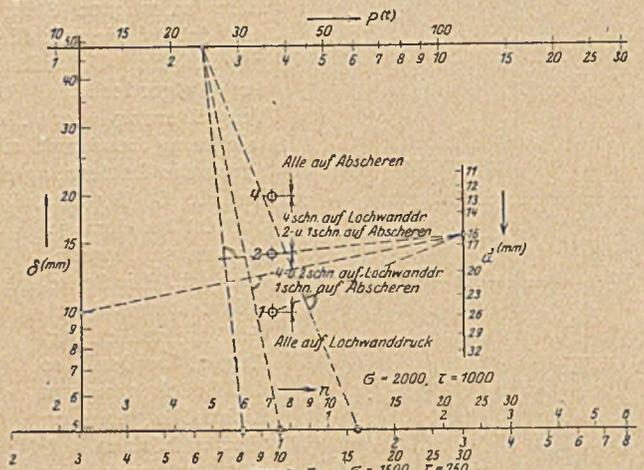
Ohne Benutzung von Rechenschieber und Tabelle läßt sich die Zahl der erforderlichen Niete schnell dem folgenden neuartigen Nomogramm entnehmen.

Auf den Seiten eines Quadrats trägt man mit Hilfe der Teilung eines Rechenschiebers sog. logarithmische Leitern auf. Und zwar erhält die obere Seite eine von links nach rechts laufende Teilung für die Kraft P, die untere eine ebensolche für die Nietzahl n. Der Teilstrich n = 1 liegt für $\sigma = 2000$ und $\tau = 1000$ dem Teilstrich P = 5 t gegenüber; für beispielsweise $\sigma = 1500$ und $\tau = 750$ liegt er dem Teilstrich P = 3,75 t gegenüber. Eine zweite Bezifferung bringt Ziffern, die zehnmal so groß sind wie die der ersten Bezifferung. Auf

der rechten Seite trägt man nach unten eine Teilung für die Nietstrecke d, auf der rechten Seite nach oben eine Teilung für die Blechstücke δ auf. Der Teilstrich d = 10 mm liegt dem Teilstrich $\delta = 25$ mm gegenüber. Schließlich trägt man auf der senkrechten Mittellinie des Quadrates von einem Anfangspunkt aus, der ebenso hoch liegt wie der

Teilstrich d = 10 mm, nach unten die Strecken $lg \sqrt{\frac{20}{1\pi}} = lg 2,522$,

ferner $lg \sqrt{\frac{20}{2\pi}} = lg 1,783$ und $lg \sqrt{\frac{20}{4\pi}} = lg 1,262$ auf und gewinnt dadurch die Punkte „1“, „2“ und „4“. Damit ist das Nomogramm fertig.



Beispiel: P = 24 t; d = 16 mm; $\delta = 10$ mm;
 $n_1 = 7,5$; $n_2 = 11,95$; $n_3 = 5,97$

Die Ablese erfolgt mittels eines Weiskreuzes, das von zwei aufeinander senkrecht stehenden Geraden gebildet wird, die man sich auf durchsichtiges Papier oder ein passend geschnittenes Stück Zelluloid aufzeichnet. Auch kann man statt eines Kreuzes ein ganzes Quadratnetz benutzen.

Beispielsweise sei die infolge Lochwanddruck erforderliche Nietzahl zu bestimmen, wenn P = 24 t, d = 16 mm, $\delta = 10$ mm. Man legt das Weiskreuz so auf, daß 3 seiner Arme durch die Teilstriche P = 24, d = 16 und $\delta = 10$ gehen. Dann gibt der vierte Arm an: n = 7,5 bei $\sigma = 2000$. Für den gleichen Fall sei die infolge Abscherens notwendige Nietzahl zu ermitteln, wenn die Niete zweischnittig sind. Nunmehr müssen drei der Arme durch die Teilstriche P = 24 und d = 16 und durch den Punkt „2“ gehen; dann zeigt der vierte Arm an: n = 5,97 bei $\tau = 1000$. Bei einschnittigen Nieten muß der dritte Arm durch den Punkt „1“ gehen; dann ergibt sich n = 11,95.

Gewöhnlich ist jedoch nicht gesagt, ob auf Abscheren oder auf Lochwanddruck gerechnet werden soll, sondern es gilt diejenige Rechnung, die die größte Nietzahl liefert. Welche von beiden Rechnungen das ist, hängt von dem Verhältnis d : δ ab. Das Nomogramm zeigt das sehr hübsch durch die Lage der die Teilstriche d = 16 und $\delta = 10$ verbindenden Geraden an. Weil diese über dem Punkt „1“, aber unter dem Punkt „2“ liegt, so müssen einschnittige Niete auf Abscheren, zwei und vierschnittige Niete auf Lochwanddruck untersucht werden.

Daher gilt für den Gebrauch des Nomogramms die Regel: Zuerst die Größen d und δ durch eine Gerade des Weisers verbinden, ohne Rücksicht vorläufig auf P. Aus der Lage dieser Geraden schließen, ob auf Abscheren oder auf Lochwanddruck gerechnet werden muß. Dann erst weiterarbeiten.

Daß man das Nomogramm auch benutzen kann, wenn drei andere der vier Größen P, d, δ , n gegeben sind, braucht nicht erst gesagt zu werden.

Nichts steht ferner im Wege, parallel zu der gezeichneten n-Leiter weitere n-Leitern für jedesmal zwei weitere Spannungspaare einzuzichnen. Freilich muß dann, damit das Quadrat erhalten bleibt, für jede hinzukommende n-Leiter auch eine weitere P-Leiter hinzugefügt werden. Durch farbige Bezeichnung zusammengehöriger P- und n-Leitern bleibt die Rechentafel auch dann noch deutlich. Kommen sehr viel verschiedene Spannungspaare vor, so empfiehlt sich die Anfügung einer kleinen Hilfstafel.

Das Verfahren beruht darauf, daß in einem Rechteck, das k mal so hoch ist wie breit, zwei beliebige hineingelegte Gerade, die miteinander einen rechten Winkel bilden, auf den Rechteckseiten Stücke a, b, c und d abschneiden, unter denen die Beziehung besteht: $a - b = k [c - d]$; dabei liegen a und b, ferner c und d je auf gegenüberliegenden Rechteckseiten und sind je von gegenüberliegenden Anfangspunkten

aus in gleichem Sinne zu messen, z. B. a oben, b unten, beide nach rechts, und c rechts, d links, beide nach unten. Im vorliegenden Quadrat ist von gegenüberliegenden Anfangspunkten aus abgetragen oben $\lg \frac{P}{5000}$ kg, unten (wenn die Teilung für $\sigma = 2000$, $\tau = 1000$ ins Auge

gefaßt wird) $\lg n$, rechts $\lg d$ cm und schließlich links $\lg \frac{\delta}{2,5}$ cm nach oben, was gleichbedeutend ist mit $\lg \frac{2,5}{\delta}$ nach unten. Daher gilt hier

$$\lg \frac{P}{5000} - \lg n = \tau \cdot \left[\lg d - \lg \frac{2,5}{\delta} \right]$$

eine Gleichung, die man sich durch Logarithmen entstanden denken kann aus

$$\frac{P}{5000} \cdot \frac{1}{n} = d \frac{\delta}{2,5}$$

Diese Gleichung entspricht aber der Formel $P = n d \delta \sigma$, wenn $\sigma = 2000$. Ferner gilt, wenn s die Zahl der Schnitte bedeutet, für das aus den Leitern für P, n, d und s gebildete Rechteck

$$\lg \frac{P}{5000} - \lg n = 2 \left[\lg d - \lg \sqrt{\frac{20}{s \pi}} \right]$$

eine Gleichung, die entstanden ist aus

$$\frac{P}{5000} \cdot \frac{1}{n} = \left[d \sqrt{\frac{s \pi}{20}} \right]^2$$

Diese Gleichung entspricht aber der Formel $P = n s \frac{\pi d^2}{4} \tau$, wenn $\tau = 1000$.

Ein Nachteil dieses Nomogramms*) gegenüber anderen bildlichen Darstellungen ist der etwas umständliche Gebrauch des Weiskreuzes. Seine Hauptvorteile sind: Es läßt sich schnell aufzeichnen; alle praktisch vorkommenden Spannungswerte von σ und τ lassen sich in der nämlichen Zeichnung unterbringen; alle möglichen Werte der vier Veränderlichen (P, n, d und δ bzw. s) lassen sich einstellen; deren gegenseitige Abhängigkeit wird deutlich aufgezeigt.

Reg.-Baumeister Robert Jacki.

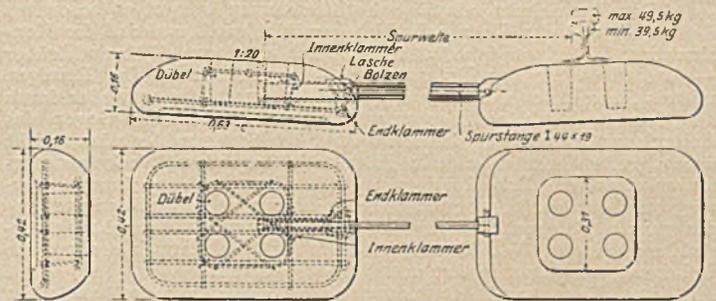
Indische Eisenbetonschwelle.

Bei den Eisenbetonschwellen war es bisher üblich, Form und Abmessungen denen der Holzschwelle weitgehend anzugleichen. Noch keine bekanntgewordene Bauart hat auf die Dauer recht befriedigt. Eine seit längerer Zeit auf indischen Eisenbahnen erprobte und bewährte Bauart verläßt bewußt die Querschwellenform und kehrt zu der schon im Anfang des Eisenbahnwesens bekannten Unterschwellung mit Einzelstützen zurück, die allerdings geschickt fortgebildet worden ist. Die Schwelle könnte man etwa als „Doppelblockschwelle“ bezeichnen. Sie besteht aus zwei schweren Schwellenblöcken aus Eisenbeton und einer eisernen Verbindungsstange — ähnlich einer Spurstange —, die mit den beiden Blöcken gelenkig verbunden wird und die Blöcke erst zur „Schwelle“ zusammenschließt. Die Hauptvorteile dieser neuen Schwelle liegen in der bequemen und leichten Herstellbarkeit der Blöcke, so daß sie sehr widerstandsfähig geliefert werden können, und in ihrem mäßigen Gewicht, was den Transport und den Einbau erleichtert.

Die ersten Schwellen dieser Art — Bauart Stent — wurden auf der Bombay, Baroda and Central India Railway im Jahre 1914 verlegt und zeigen heute noch keine Schäden, obwohl die Herstellungsweise damals noch recht einfach war. Das inzwischen errichtete Werk liefert jährlich 200 000 Schwellen, die alle bei indischen Bahnen abgesetzt werden. Die indische North-Western Railway hat 150 km damit ausgerüstet und setzt die Verlegung fort.

Die Form und Größe der Blöcke und die Art und Stärke der Armierung mit allen Einzelheiten kann aus den Abbildungen ersehen werden. Als Lager für die Schiene sind 4 Hartholzdübel eingesetzt; in diese werden Schiennägel oder Schrauben unmittelbar eingetrieben.

Unterlagsplatten irgendwelcher Art sind nicht nötig. Diese Dübel sind eine Sonderheit der Schwelle. Die Frage der Schienenbefestigung war bislang noch nicht befriedigend gelöst. Hier scheint eine einwandfreie Lösung gefunden zu sein: Beim Betonieren werden zunächst 4 schwach konische Holzkerne eingesetzt, die mit einer Spirale aus starkem, verkupfertem Draht umwunden sind. Die Spirale liegt etwa um halbe Drahtstärke in einer gewindeartig ausgedrehten Nut des Holzkerne. Bald nach Fertigstellung des Blockes wird der Holzkerne herausgeschraubt. Die Spirale verbleibt im Beton, gewissermaßen als Wandschutz. Nach völliger Erhärtung wird nun erst der eigentliche Dübel eingesetzt und unter dem Hammer scharf eingetrieben, bis sich die Spirale etwas in das Holz eingepreßt hat. Der Dübel liegt aber nicht am Beton an, sondern nur an der Spirale. Arbeitet jetzt das Holz, so preßt es sich nur in die verbliebenen Hohlräume ein, drückt aber nicht auf den Beton, übt also keine Sprengwirkungen aus. Ebenso vermehrt das Eintreiben eines Schiennagels nur das Festsitzen des Dübels in der Spirale. Nach Versuchen beträgt die Haftkraft eines Nagels in Hartholzdübeln 3–5 t, während sie in gewöhnlicher Schwelle gleicher Holzarten nur etwa die Hälfte erreicht. Die Hohlräume zwischen Dübel und Betonwand werden beim Eintreiben



der Dübel mit Teer gefüllt. Um im Falle des Vorbohrers für Schwellenschrauben die Bohrer vor Beschädigung zu schützen, wenn zu tief gebohrt werden sollte, wird unter den Dübel auch noch eine Zwischenlage nicht näher bezeichneter Art („weiches Polster“) eingelegt, die den Bohrer verhindert, bis auf den Beton durchzudringen. Für die Dübel wird nur ausgesuchtes Hartholz verwendet, Teakholz oder ähnliches, das außerdem sorgfältigster Behandlung, Trocknung und Bearbeitung unterzogen wird.

Die Betonblöcke werden in eisernen Gießformen hergestellt. In diese werden zunächst die Bewehrung von Hand eingebaut und die Holzkerne eingesetzt. Dann wird die Betonmischung eingefüllt, die als Zuschlag Quarzit enthält, und sorgfältig eingerüttelt. Nach dem Abbinden kommen die Blöcke 28 Tage unter Wasser. Alles geschieht maschinell. Die Löcher für die Spurstangenbolzen werden nachträglich gebohrt, wobei auf Spurerweiterung Rücksicht genommen werden kann.

Nach den bisherigen Erfahrungen besitzen die Blöcke gegenüber starken Angriffen (Entgleisungen) eine hohe Widerstandsfähigkeit. Auch bei Schlagversuchen mit großem Bärgewicht bei 3 m Fallhöhe haben sie wesentlich besser abgeschnitten als die in Indien gebrauchten Schienenstützen ähnlicher Art aus Eisen.

Die Wirtschaftlichkeit der Doppelblockschwelle aus Eisenbeton ist in Indien hauptsächlich eine Material- und Arbeitskostenfrage. Nach Feststellung der North-Western Railway betragen die jährlichen Unterhaltungskosten für eine Meile Gleis mit diesen Schwellen nur $\frac{2}{3}$ der Kosten für eisernen Oberbau und sollen auch noch etwas geringer als bei hölzernen Querschwellen sein. (Engineering vom 26. 10. 23.)

Gl.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

2. Tagung der Betriebsingenieure des Deutschen Eisenbau-Verbandes.

Kohlen- und Rohstoffmangel, Demobilisierungsverordnung, Betriebsrätegesetz, Inflation und deren Begleiterscheinungen brachten in den Nachkriegsjahren unserer Betriebswirtschaft Hindernisse und Schwierigkeiten von nie gekanntem Umfang und erforderten umfassende und tiefeinschneidende Maßnahmen, sollte nicht unsere gesamte Wirtschaft Schiffbruch erleiden.

In der Erkenntnis, daß die Hebung der Wirtschaftlichkeit der Erzeugung eine der wichtigsten und wirksamsten Gegenmaßnahmen bedeutete, wurde bereits im Jahre 1919 in einem von Direktor Hellmich bei der Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes in Hamburg gehaltenen Vortrage¹⁾ auf die vielseitigen Möglichkeiten

von betriebstechnischen Verbesserungen im Eisenbau hingewiesen. Auf Anregung von Dr. Jucho, Dortmund, erfolgte dann die Bildung einer aus Betriebsfachleuten zusammengesetzten „Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung“.

Der Aufgabenkreis dieser Kommission ist ungewöhnlich groß und vielseitig, und wenn es auch vieler Jahre gemeinschaftlicher Zusammenarbeit der Betriebe zur Bewältigung dieser Aufgaben bedarf, so sind verschiedene in dieser Zeitschrift erschnenen Veröffentlichungen²⁾

¹⁾ „Der Bauingenieur“ 1922, S. 732: „Preisausschreiben für eine Preßluftkuppelung“. — „Der Bauingenieur“ 1923, S. 115: „Der elektrische Niederhitzer“ (Lieck). — „Der Bauingenieur“ 1923, S. 133: „Die Preßluft-Wirtschaft in Eisenbauwerkstätten“ (Schellewald).

²⁾ Das Nomogramm ist als Gebrauchsmuster geschützt.

¹⁾ „Der Bauingenieur“ 1921, S. 50.

und die als besondere Berichte erschienenen Abhandlungen³⁾ bereitetes Zeugnis für die Energie und den gesunden Geist, mit denen diese Arbeiten in Angriff genommen wurden. Die Kommission hatte sich weiterhin zur Aufgabe gemacht, bei alljährlich zu veranstaltenden Tagungen der Betriebsingenieure über den Fortgang ihrer Arbeiten zu berichten und damit zugleich Werksbesichtigungen zu verbinden.

Die erste dieser Tagungen fand am 1. Juli 1922 in Hannover statt. Infolge einer schweren Erkrankung des Herrn Dr. Jucho im Jahre 1923 übernahm Ober-Ing. Schellewald die weitere Leitung der Arbeiten.

Während die Ruhrbesetzung im vergangenen Jahre die Tätigkeit der Kommission mehr oder weniger unterband, konnte ungeachtet aller gegenwärtigen wirtschaftlichen Nöte am 9. und 10. Mai d. J. in Frankfurt a. M. eine zweite, recht gut besuchte Tagung der Betriebsingenieure veranstaltet werden.

Die im Palmgarten gehaltenen Vorträge seien hier auszugsweise wiedergegeben:

Betriebsdirektor Hitzemann, Benrath:

„Reinigung und Konservierung von Eisenkonstruktionen.“

Für den Schutz von Eisenkonstruktionen kommt es besonders darauf an, daß das Eisen gründlich gereinigt wird, und daß die Konstruktionsteile einen dauerhaften Anstrich erhalten. Während früher — besonders für den Brückenbau — fast durchweg das Reinigen mittels Säurebades erfolgte, wird die Reinigung heute entweder durch das Sandstrahlgebläse oder von Hand vorgenommen. Gegen das Beizen sowohl wie gegen das Reinigen durch Sandstrahlgebläse spricht deren große Umständlichkeit, da hierfür besondere Werkräume erforderlich sind. Das Reinigen mit Sandstrahlgebläse kommt vorwiegend da in Frage, wo man diese Reinigung nach der Fertigstellung des ganzen Bauwerkes vornimmt und alsdann mit den nötigen Anstrichen versieht. Von Hand läßt sich in der Werkstatt eine gründliche Reinigung auf folgende Art und Weise erzielen:

Das Eisen wird mit harten Steinen (Bruchstücke von alten Schmiegelscheiben) derart bearbeitet, daß aller Zunder und Rost tadellos beseitigt sind. Das Scheuern mit harten Steinen hat den Vorzug, daß es selbst die schlechtesten Stellen gründlich reinigt und daß das Eisen fast blank wird.

Über die Rostbildung hat ausführlich Dr. Hans Wolf, Berlin, in der Farbenzeitung Nr. 44, Jahrgang 1922, berichtet. Als Anstrichfarben, welche eine bedeutende Zukunft zu haben scheinen, sind zu nennen die Chromfarben, nach dem Patent des Chemikers Dr. Rudolf Eberhard, München, die von den Chromol-Werken G. m. b. H. in München, Lindwurmhof, und Berlin-Pankow, Galenusstr. 1, hergestellt werden. Der Chemiker Dr. Eberhard hat durch ein besonderes Verfahren die Chromverbindungen in öllösliche Form gebracht. Mit dieser Lösung von Chromverbindungen wird das Eisen imprägniert, nachdem das Material in die Poren des Eisens durch Kapillarität eingezogen wird und sich an den Porenwänden niederschlägt, dieselben also mit einem chemischen Schutz versieht, sich innig mit dem Eisen verbindet, niemals rissig werden kann und das so imprägnierte Eisen unempfindlich gegen Einwirkung der Rostbildner macht.

Mit einer neuen Rostschutzfarbe „Hollit“, welche nach intensiven Vorarbeiten aus den beiden Laboratorien des seit 26 Jahren bestehenden Laboratoriums für Korrosionsforschung des Chemiker-Technologen Holle in Düsseldorf und des von dem Chemiker Dr. Mann geleiteten Laboratoriums der Lack- und Schutzfarbenfabrik J. W. Cleff in Düsseldorf hervorgegangen ist, haben die Elektrizitätswerke der Stadt Düsseldorf wichtige Versuche angestellt, welche überaus glänzend verlaufen sind. Es wurden Probeplatten mit „Hollit“ in einem Kaminkühler aufgehängt und 6 Monate hindurch in 42° warmem Rieselwasser dauernd berieselt. Während Mennigeanstriche vollkommen schwammig geworden waren, war dieser neue Schutzanstrich zäh haftend, so daß es eines scharfen Messers bedurfte, um den Anstrich, der sich mit dem Eisengrunde innig verbunden hatte, loszulösen.

Für den Eisenschutz wird neuerdings auch das Metallspritzverfahren nach „Meurer-Schoop“ mit Erfolg verwandt. Hierbei besteht im Gegensatz zu der Feuerverzinkung, welche die zu verzinkenden Eisenteile mit einer Zink-Blei-Legierung mit Eisenbeimengungen versieht, die aufgespritzte Decke aus reinem Zink. Dieses Verfahren bedarf noch der Vervollkommnung und somit noch weiterer Zusammenarbeit der Konstruktionswerkstätten mit der Metallisierungsgesellschaft.

Dort, wo besonders Rauchgase und Säuren auf Eisenkonstruktion einwirken können, scheint das bereits seit einer Reihe von Jahren in Nordamerika angewandte „Torkret“-Verfahren am Platze. Dieser Schutz besteht in einer luft- und wasserdichten Spritzbetonummhüllung, welche das Eisen gegen Angriffe sicher schützt. Während beim Aufbringen von Beton von Hand oder mittels Betongusses in der Regel Ribildung eintritt, hat das Torkretverfahren bisher allen Ansprüchen genügt, die man an einen absolut sicheren Eisenschutz stellen kann.

³⁾ Heft 1, Moeller, „Preßluft im Eisenbau“. — Heft 2, Schellewald, „Ermittlung der Monaterzeugung . . .“. — Heft 3, Moeller, „Die Verwendung des Sandstrahlgebläses im Eisenbau“. — Heft 4, Hitzemann, „Reinigung und Konservierung von Eisenkonstruktionen“. — Heft 5, Riesenkamp, „Betriebswirtschaft und Betriebsorganisation im Eisenbau“.

In der sich anschließenden Aussprache wurde erwähnt, daß die Eisenbahndirektion Hannover augenblicklich in Bremervörde eine große Fachwerkbrücke von 60 m Stützweite mit einem Zinküberzug versehe. Diese Zinküberzüge sind allerdings vielerlei Beschädigungen ausgesetzt, so daß es richtig ist, das Aufspritzen erst nach vollständigem Bau auszuführen.

Schließlich wurden auch die Arbeiten des Reichsausschusses für Metallschutz erwähnt und ein Zusammenwirken mit der Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung in Aussicht genommen.

Das Reinigen mittels Sandstrahlgebläse kommt hauptsächlich für stark angerostetes Material in Frage und arbeitet dann billiger als die Handreinigung.

Dr.-Ing. von Handorff, Frankfurt a. Main:

„Neuerungen im Preßluftbetrieb.“

Die in den letzten Jahren im Preßluftbetrieb entstandenen Neuerungen beziehen sich auf:

1. die Erzeugung,
2. die Fortleitung und
3. die Verwendung der Preßluft.

Bei großen Kompressoren sind wesentliche Verbesserungen kaum mehr möglich, wohl aber bei kleinen Kompressoren und solchen mittlerer Leistung. Die Frankfurter Maschinenbau-Aktiengesellschaft vormals Pokorny & Wittekind (FMA) baut neuerdings einen zweistufigen Kompressor, der bei voller Betriebssicherheit erheblich leichter und billiger ist als der frühere, und der fast keiner Wartung bedarf. Der Kompressor ist stehend ausgeführt mit vollständiger Einkapselung des Triebwerkes, und es erbringt sich infolge automatischer Schmierung jede Wartung. Eine wesentliche Gewichtsverminderung ist erreicht durch Verdoppelung der Drehzahlen. Voraussetzung hierfür war, daß man 1. eine Steuerung hat, die bei jeder Drehzahl einwandfrei arbeitet, und 2. die Druckwechsel im Getriebe vermeidet. Die erste Bedingung ließ sich ohne weiteres mit der Köster-Steuerung erfüllen. Zur Erfüllung der zweiten Bedingung ist der Kolben so abgestuft, daß die Kolbendrücke beide nach unten gerichtet sind, wodurch erreicht wird, daß auch bei hoher Drehzahl kein Druckwechsel in den Lagern stattfindet.

Diese stehenden Kompressoren werden zweistufig für Drücke bis zu 10 at in Ein- bis Vierzylinder-Anordnung für Riemenantrieb oder für direkte Kuppelung mit Motoren gebaut.

Bei einem anderen Kompressor für kleine Leistungen ist es der FMA durch richtige Anordnung der Kühlräume gelungen, einstufig bis auf 6 at zu komprimieren, ohne daß die Temperaturen das zulässige Maß überschreiten. In Bezug auf Gewichtersparnis stellen diese Konstruktionen die äußerste Grenze des Erreichbaren dar und eignen sich namentlich für transportable Anlagen.

Es wird in den seltensten Fällen gelingen, den Verbrauch an Preßluft mit der Erzeugung in Einklang zu bringen. Man wird im allgemeinen mit einem Überschuß in der Erzeugung rechnen müssen. Es gibt nun verschiedene Methoden, um diesen Überschuß an Leistung auszuschalten. Die erste Methode besteht darin, daß die Saugleitung des Kompressors selbsttätig durch ein Ausrückventil abgeschlossen wird, oder daß die Saugventile geöffnet bleiben, sobald im Druckluftbehälter der Höchstdruck erreicht ist. Diese Art der Regelung ist einfach und zuverlässig, jedoch läßt sie an Wirtschaftlichkeit zu wünschen übrig. Es ist deshalb bei elektrischem Antrieb eine vollkommene Methode zur Einführung gelangt, bei der die ganze Anlage selbsttätig stillgesetzt wird, sobald der gewünschte Höchstdruck erreicht ist. Diese Art der Regelung hat den Vorzug größter Wirtschaftlichkeit, ist jedoch kompliziert und teuer. Die FMA hat nach längeren Versuchen eine dritte Methode der Regelung herausgebracht, bei der der Kompressor stillgesetzt wird, während das Schwungrad mit dem Elektromotor weiterläuft. Es wird zwischen Schwungrad und Maschine eine Reibungskupplung eingeschaltet, die durch den Überdruck bzw. Unterdruck der Luft betätigt wird.

Wesentliche Neuerungen auf dem Gebiete der Preßluftleitungen sind in den letzten Jahren nicht entstanden. Erwähnenswert ist der von der FMA vor etwa Jahresfrist auf den Markt gebrachte Lukra-Konushahn, der die Ableitung der Preßluft in einem Winkel von 45°, und zwanglosen Anschluß des Preßluftschlauches ergibt. Mit 1" Gas-Außengewinde kann er ohne weiteres in die Preßluftrohrleitungsanschlußstücke unter Fortfall von Nippeln eingeschraubt werden. Alle Leitungsteile mit 1" Gasgewinde lassen sich auf das Außengewinde der Lukra-Konushähne anschrauben, wodurch in einfachster Weise aus einem normalen Einzelkonushahn Doppel-, Dreifach- und Vierfachhähne zusammengestellt werden können. Man braucht daher keine Modelle für Doppel- oder Mehrfachhähne, sondern hat es immer nur mit einem Einfachkonushahn zu tun.

Die Preßluftwerkzeuge hatten bereits vor Ausbruch des Krieges einen so hohen Stand der Vollkommenheit erreicht, daß sie erfolgreich mit den in der Entwicklung viel älteren amerikanischen Werkzeugen in Wettbewerb treten konnten. Nach dem Kriege hat auch hier das Bestreben wieder eingesetzt, die Leistungsfähigkeit der Preßluftwerkzeuge zu erhöhen. Die Verbesserungen zielen darauf ab, bei geringem oder gleichem Gewicht eine höhere Leistung zu erreichen, und es sind in dieser Beziehung auch schon manche Erfolge erzielt worden. Zu erwähnen sind in diesem Zusammenhang auch die sogenannten

Kurzhammer, d. h. Hammer mit verhältnismäßig kurzer Baulänge und großer Leistungsfähigkeit.

Einen wesentlichen Fortschritt erzielte die FMA mit ihren Preßluftbohrmaschinen durch den Einbau eines selbsttätigen Reglers, dessen Tätigkeit einsetzt, sobald die Maschine nicht voll belastet ist, und der bei vollständig entlasteter Maschine ein Durchgehen verhindert. Ein ganz besonderer Vorteil aber wird durch den Regler dadurch erzielt, daß der Luftverbrauch beim Leerlauf nur etwa 40 vH desjenigen einer voll belasteten Maschine beträgt, während bei Maschinen ohne Regler der Luftverbrauch beim Leerlauf größer ist als im Belastungszustande.

In der Aussprache wurde darauf hingewiesen, daß die Preßluft im Eisenbaubetrieb stets ein Schmerzenskind war und auch heute noch ist. Die Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung wird sich vor allen Dingen mit der Überwachung der Preßluftwerkzeuge und -hämmer zu befassen haben.

Dr.-Ing. Neese, Oberhausen, Rhld.:

„Neuzeitliches Schweißen“¹⁾.

Auf dem Gebiete der Gasschmelzschweißung ist eine Neuerung beim Bau der Azetylenentwickler zu verzeichnen. Man setzt das entwickelte Gas mit Hilfe der Wasserleitung und den Sauerstoff unter einen Druck von etwa 1 at, so daß beide Gase unter dem gleichen Druck zur Mischung und zur Verbrennung gelangen.

Bei der elektrischen Lichtbogenschweißung ist die Schweißung unmittelbar vom Netz zu verwerfen, da nur die Verwendung einer Spezialschweißmaschine einen vollkommen gleichmäßigen Lichtbogen gewährleistet. Außerdem ist die Schweißung vom Netz bedeutend teurer als die Schweißung mittels einer Maschine. Selbst im günstigsten Falle, bei einer Netzspannung von 120 V, müssen 50—60 V vernichtet werden, also 50 vH des Stromes. Bei einem Stundenverbrauch von 5 kWSt bedeutet diese Vernichtung einen Verlust von 1 M je Stunde bei einem kWSt-Preis von 0,20 M. Wenn 3000 Std. im Jahre gleich 250 Std. im Monat geschweißt wird, so ist eine Schweißmaschine durch Fortfall der Stromvernichtung in einem Jahre verdient, da sie mit allem Zubehör etwa 3000 M kostet. Die Maschine zwingt den Schweißer, mit kurzem Lichtbogen zu arbeiten, und nur dadurch, d. h. mit einer Spannung von 18—20 V im Lichtbogen kann man gute Ergebnisse erzielen. Schweißproben, mit langem Lichtbogen ausgeführt, ergaben 24 kg/mm² Festigkeit gegenüber Schweißungen mit kurzem Lichtbogen, mit Durchschnittsfestigkeiten von 38,2 kg/mm².

Das Schweißen mit Wechselstrom steckt noch in den Kinderschuhen. Bisher ausgeführte Versuche ergaben eine Minderfestigkeit von 15—20 vH gegenüber der Gleichstromschweißung. Wegen der ungünstigen Wirkung des Schweißtransformators auf das Netz (nur einphasiger Anschluß an das Drehstromnetz, $\cos \varphi = 0,3—0,4$) ist große Vorsicht geboten, da unter Umständen das Elektrizitätswerk Schwierigkeiten machen kann. Große geldliche Vorteile sind mit der Verwendung von Wechselstrom nicht verbunden. (Vergl. „Die Schmelzschweißung“, Jahrgang 1924, Seite 41.)

Sehr wichtig ist die Wahl der besten Werkstoffe für die Schweißung. Ein nicht besonders ausgewählter, nur der Analyse nach guter Schweißdraht kann die Festigkeit der Schweißung bis auf 23 kg/mm² sinken lassen („Stahl und Eisen“ 1922, Nr. 26 und 31). Die Analyse des Schweißdrahtes ist nicht allein maßgebend, sein Verhalten während des Schweißvorganges ist von gleich großer Bedeutung.

Ebenso wichtig ist die gute Ausführung der Arbeit. Diese hängt ab von der guten Schulung des Schweißers und von der peinlich genauen und sauberen Ausführung seiner Arbeit. Die verschiedenen Arten von Schweißverbindungen ergeben verschiedene Festigkeitswerte. Bei der gleichen Art der Schweißverbindung ist die Stromstärke von Einfluß: zu geringe und zu hohe Stromstärke setzt die Festigkeit erheblich herab. Bei guter Ausführung der Schweißarbeit kann die Schweißung in manchen Fällen die Nietung ersetzen. Nach größeren Versuchen, die kürzlich zum Abschluß gekommen sind, kann man mit 1,6 t Bruchlast je lfd. cm Kehlschweißung für 8 mm-Bleche rechnen.

Dies bedeutet, daß ein 1 m breites Blech eine Bruchlast von 160 t in der Schweißung hat. Bei doppelseitiger Kehlschweißung bedeutet dies eine Bruchlast von 320 t. Ein gesundes Blech hat keine höhere Bruchlast. Schon bei einseitiger Schweißung erreicht man 40 t = 33 vH mehr als bei der einreihigen Nietung unter Verwendung von 15 mm-Nieten bei 65 mm Teilung. Einige Versuchsergebnisse an großen Proben aus Blech und Winkelisen beweisen, daß mit den genannten Werten mit Sicherheit gerechnet werden kann.

Ober-Ing. Riesenkamp, Benrath:

„Betriebswirtschaft und Betriebsorganisation im Eisenbau.“

Betriebswirtschaft und Betriebsorganisation sind in erster Linie ausschlaggebend für die Wirtschaftlichkeit eines Unternehmens. Dort,

¹⁾ An diesen Vortrag schloß sich eine besonders lebhafte Aussprache. Es wird jedoch davon abgesehen, diese hier wiederzugeben, weil der Vortrag demnächst in ausführlicher Form veröffentlicht wird.

wo nutzbringend gewirtschaftet werden muß, liegt auch die Möglichkeit nahe, unkontrollierbare und unwirtschaftliche Ausgaben zu machen, wenn eine zuverlässige Organisation fehlt.

Unwirtschaftliche Ausgaben können nur durch eine absolut zuverlässige Kontrolle vermieden werden, die es dem Betriebsleiter ermöglicht, sich ohne große Mühe zu jeder Zeit über alle Ausgaben und damit über den Stand der Arbeit eines jeden Auftrages bis auf jede Kleinigkeit selbst zu unterrichten, ohne auf die Angaben seiner Untergebenen angewiesen zu sein.

Mit der Arbeit muß gleichzeitig die Abrechnung laufen, wenn der Betrieb wirtschaftliche Erfolge erzielen soll. Die beste Kontrolle kann daher nur eine Organisation sein, die alle Arbeitsvorgänge vorher erfaßt, nach Zeit festlegt und damit von Anfang an auch die Kosten überwacht. Die Frage, ob sich eine solche Organisation auch für den Eisenbau lohnt, kann vorbehaltlos bejaht werden, denn die Kosten für ihre Durchführung sind verschwindend gering gegenüber der Summe der unkontrollierbaren Ausgaben, die sonst täglich gemacht werden und bei sorgfältiger Untersuchung sich als unwirtschaftlich erweisen.

Durch Zeitstudien, wobei zuerst die Leistungsfähigkeit der Maschinen und Werkzeuge zu untersuchen ist, und durch dauernde Beobachtung aller Betriebsvorgänge gewinnt man erst Einblick darin, welches Maß an Arbeitskraft und Arbeitszeit infolge unwirtschaftlichen Arbeitens nutzlos verloren geht. Deren Kosten treten erst in greifbare Erscheinung, wenn man alle Arbeitsvorgänge vorher zu fassen weiß. Durch eine gute Organisation, die alle Arbeitsvorgänge vorher erfaßt, fallen alle Arbeitshindernisse und Fehler sofort auf, was sonst nicht der Fall ist, da die unwirtschaftlichen Kosten viel leichter verschwinden können, ohne daß die Betriebsleitung etwas davon erfährt. Das Zusammensuchen einzelner Stücke fällt fort, und innerhalb der Werkstatt bleiben die Kosten für den Transport von Maschine zu Maschine auf ein Mindestmaß beschränkt. Damit entfallen auch die unwirtschaftlichen Ausgaben an Löhnen, Betriebsmaterial und Betriebsmitteln. Wertvolle Arbeitsstunden der Akkordarbeiter, welche durch Suchen nach dem Material vergeudet werden und die Akkordarbeit stören, werden erspart, wenn man im Eisenbau zwischen der Vorzeichnerei und Bearbeitungsmaschinen und zwischen Bearbeitungsmaschinen und Zusammenbauer Zwischenlager anordnet. Ein besonderes Arbeitsverteilungsbüro erübrigt sich im Eisenbau bei dieser Organisation.

Es ist dann nicht nur für die geldlichen Ausgaben eine jederzeitige zwangsläufige Kontrolle vorhanden, sondern das Betriebspersonal wird auch gezwungen, den Arbeiter mit Arbeit zu versorgen. Das Steigen der unproduktiven Löhne macht sich sofort bemerkbar, wenn die Arbeit nachläßt und ebenso auch das Zurückgehen der Leistungen, wenn dem Arbeiter nicht das erforderliche Material zur Bearbeitung rechtzeitig bereitgestellt wird.

Das Büro kann dem Betrieb nicht mehr den Vorwurf machen, daß er zu teuer arbeitet, dagegen kann der Betrieb den Nachweis erbringen, wenn das Büro zu teuer konstruiert hat.

Damit die Erzeugungskosten auf ein zulässiges Mindestmaß gebracht werden, müssen wir dafür sorgen, daß durch klare Überlegung und Arbeitsteilung die Arbeitsleistung um das gesteigert wird, was uns bitter nötig ist.

Die Erkenntnis, daß wir im Eisenbau in Bezug auf wirtschaftliche Betriebsführung und Betriebsorganisation vieles unterlassen haben, muß sich durchsetzen.

In der Aussprache wurde betont, daß die Betriebsführung im Eisenbau noch zu sehr am Handwerksmäßigen klebe. Wenn auch keine Massenfabrikation in Frage kommt, so kann doch — wie das Beispiel des Maschinenbaues zeigt — auch bei der Einzelherstellung noch viel mehr System in die Arbeiten gebracht werden. Im Zusammenhang damit wurden die Werke von Michel warm empfohlen. Zeitstudien an Maschinen zeigen vielfach, wie die Maschinenleistung noch erhöht werden kann.

Auch die Arbeitsvorbereitungen sind für einen glatten, reibungslosen Betrieb von besonderer Wichtigkeit.

Nach Abwicklung der Vorträge sprach Ober-Ing. Schellewald die Hoffnung aus, daß die Tagungen allen Teilnehmern gute Anregungen gegeben haben, und daß die Kommission ihren Zweck nicht verfehlen möge.

Am 10. Mai wurden schließlich noch die Werkstätten der Frankfurter Maschinenbau-Aktiengesellschaft vormals Pokorny & Wittkind (FMA) besichtigt. Die Teilnehmer hatten Gelegenheit, den Bau von Kompressoren jeder Art und Größe, ebenso auch die Herstellung von Preßluftwerkzeugen kennen zu lernen.

Besonders interessant waren die Prüfeinrichtungen der Firma für Preßluftpöhlhammer. Ebenso bot das Museum des Werkes besonderes Interesse. Dieses Museum enthielt u. a. eine lückenlose Sammlung aller in der ganzen Welt bisher hergestellten Preßluftpöhlhammer. Aufgeschnittene Modelle, die in Betrieb gesetzt werden konnten, zeigten die Entwicklung und Arbeitsweise dieser für den Eisenbau so überaus wichtigen Werkzeuge bis in alle Einzelheiten.

Hochwertige Baustähle für den Eisenbau.

Veranlaßt durch ein Angebot der Linke-Hofmann-Lauchhammer-A.-G. in Riesa hat die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn am 13. März d. J. unter 82 D 3452 folgenden Erlaß bekanntgegeben:

Betrifft: hochwertigen Stahl für eiserne
Brücken und Eisenhochbauten.

Die Linke-Hofmann-Lauchhammer-A.-G. in Riesa bietet für Eisenbauten einen hochwertigen Kohlenstoffstahl ohne besondere Zusätze unter dem Namen „Hochbaustahl“ an. Die mit diesem Baustoff vom Eisenbahnzentralamt vorgenommenen Untersuchungen haben ergeben, daß seine mittlere Bruchfestigkeit bei 55,2 kg/mm², seine mittlere Streckgrenze bei 34,6 kg/mm² liegt und die mittlere Bruchdehnung 23,1 vH beträgt. Die Ergebnisse der Dauerschlagbiegeversuche mit dem „Hochbaustahl“ liegen etwa 50 vH höher als bei gewöhnlichem Flußeisen. Der „Hochbaustahl“ kann hier nach als ein für Brücken und Eisenhochbauten vorzüglich geeigneter Baustoff angesprochen werden. Um die Durchbiegungen in den vorgeschriebenen Grenzen zu halten, wird bei „Hochbaustahl“ die Trägerhöhe im allgemeinen etwas höher als bei gewöhnlichem Flußeisen gewählt werden müssen. Wirtschaftliche Gesichtspunkte werden den Ausschlag geben, ob gewöhnliches Flußeisen oder hochwertiger Kohlenstoffstahl zu wählen ist. Im übrigen wird darauf hingewiesen, daß gemäß den „Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken“ hochwertige Stahlsorten allgemein für eiserne Brücken zugelassen sind. Angebote auf Lieferung von Eisenbauten in hochwertigen Stahlsorten können daher allgemein unter der Bedingung angenommen werden, daß die Eignung des angebotenen Baustoffes auf Kosten des Lieferers vom Eisenbahn-Zentralamt festgestellt wird. Für die Lieferung von hochwertigem Stahl für Brücken und Eisenhochbauten sind vorläufig im Benehmen mit dem Eisenbahn-Zentralamt von Fall zu Fall besondere Abnahmebedingungen auszuarbeiten, die hier zur Genehmigung vorzulegen sind.

An
die Reichsbahndirektionen
(mit Ausnahme derer der
Gruppe Bayern)
— je besonders —.

Deutsche Reichsbahn
Hauptverwaltung
L. S. gez. Marx.

Beglaubigt:
gez. Schmidt II,
Ministerialkanzleioberssekretär.

Dieser Erlaß hat kurz nach seiner Bekanntgabe eine Reihe anderer deutscher Stahl- und Walzwerke und auch die deutsche Eisenbau-Industrie auf den Plan gerufen. Es kam am 12. April d. J. zunächst zu einer Vorbesprechung zwischen den zuständigen Herren des Reichsverkehrsministeriums, des Eisenbahn-Zentralamtes und des Deutschen Eisenbau-Verbandes und schließlich am 6. Mai cr. zu einer gemeinsamen Beratung aller beteiligten Stellen.

Das Ergebnis dieser Beratung spiegelt sich wieder in zwei weiteren Erlassen, welche nachstehend wiedergegeben seien:

Betrifft: Hochwertigen Baustahl. 32 D. 6054 vom 13. Mai d. J.

Im Anschluß an den Erlaß vom 11. März 1924 — 82 D 3452 —

Die durch das Angebot der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G. und durch den genannten Erlaß wieder in den Vordergrund gerückte Frage der Verwendung hochwertigen Stahles für Brücken und Ingenieurhochbauten ist mit dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute und mit dem Deutschen Eisenbau-Verbande eingehend behandelt worden. Die Erörterungen haben ergeben, daß die deutschen Hütten und Walzwerke in der Lage und bereit sind, einen hochwertigen Baustahl von 58 kg/mm² höchster Bruchfestigkeit, einer Mindeststreckgrenze von 30 kg/mm² und einer am Langstab festgestellten Mindestbruchdehnung von 18 vH zu liefern.

Die Angebote auf Lieferung von Eisenbauten sind daher künftig für diesen hochwertigen Baustahl und für Flußeisen einzufordern. Die Wirtschaftlichkeit ist für die Wahl des einen oder des anderen Baustoffes ausschlaggebend. Bei der Abnahme des hochwertigen Stahles müssen durch die Güteproben die oben genannten Festigkeitseigenschaften festgestellt werden, wobei aber zunächst auch ein Baustoff, der nur 29 kg/mm² Mindeststreckgrenze besitzt, nicht zurückgewiesen werden soll. Außerdem müssen Streifen im kalten Zustande, ohne Einrisse zu bekommen, eine Biegung um einen Dorn, dessen Durchmesser gleich der doppelten Stärke der Streifen ist, bis zu einem Winkel von 180° aushalten (Faltversuch). Für Eisenbauten, die in hochwertigem Stahl hergestellt werden, sind auch Niete und Schrauben aus diesem Baustoff zu verwenden. Dagegen werden Futterstücke und andere nicht tragende und untergeordnete Bauteile, wie z. B. die Geländer, aus Gründen der Wirtschaftlichkeit aus Flußeisen herzustellen sein. Bei der Abnahme des Nietstahls ist außer den oben genannten Eigenschaften bis auf weiteres auch die Stauchfähigkeit nach Dinorm 1000 festzustellen. Niete aus hochwertigem Stahl dürfen im allgemeinen nicht mit der Hand geschlagen werden. Die endgültige Benennung des hochwertigen Stahles, für dessen Bezeichnung St. 58 vorgeschlagen wurde, wird vom Normenausschuß der Deutschen Industrie festgesetzt werden. Um Ver-

wechslungen von Bauteilen aus St 58 und aus Flußeisen vorzubeugen, muß auf eine getrennte Lagerung beider Baustoffe im Walzwerke und in der Eisenbauanstalt und auf eine Bezeichnung St 58 durch ins Auge springende Farben und weiße Aufschriften wie St 58 streng gehalten werden.

Die zulässigen Beanspruchungen des St 58 sind 30 vH höher als die für neues Flußeisen in den Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken angegebenen Werte zu wählen.

An
die Reichsbahndirektionen
(mit Ausnahme derer im Be-
reich der Gruppe Bayern) u.
an das Eisenbahn-Zentralamt
— je besonders —.

Deutsche Reichsbahn
Hauptverwaltung
gez.: Oeser,
Generaldirektor.

Betrifft: Eisenbauten aus hoch-
wertigem Baustahl.

Berlin W, den 1. Juli 1924.
32. D. 8523.

Es liegen keine Bedenken vor, bei Verwendung von hochwertigem Baustahl die geringsten Stärkeabmessungen der Querschnitte etwas kleiner zu wählen als die bisher für Flußeisen gebräuchlichen und für die Durchbiegungen der Haupt- und Fahrbahnträger etwas größere Werte als die bisher vorgeschriebenen zuzulassen. Die Festsetzung der Zahlen bleibt zunächst für den Einzelfall den Reichsbahndirektionen überlassen. Im Zweifelsfalle ersuchen wir, unsere Entscheidung einzuholen.

An
alle Reichsbahndirektionen
(ausgenommen die im Bereich
der Gruppe Bayern) und an das
Eisenbahn-Zentralamt
— je besonders —.

Deutsche Reichsbahn
Hauptverwaltung
gez. Kraefft.

Damit ist einer Entwicklung, deren Bedeutsamkeit sich heute noch gar nicht übersehen läßt, und die in der Vergangenheit etwa Ähnliches nur in der Einführung des Flußeisens findet, die Bahn frei gemacht.

Die Beschränkung der Erzeugung des hochwertigen Stahles auf ein einziges Stahlwerk hätte eine Behinderung des freien Wettbewerbs zur Folge gehabt, und schließlich bedingt auch eine wirtschaftliche Erzeugung des neuen Baustahles das Abwalzen größerer Mengen und damit die Ausdehnung der Verwendung auf möglichst viele Bauwerke.

Es ist von besonderer Wichtigkeit, daß die deutsche Reichsbahn die Verantwortung für das Verhalten des härteren Baustahls im Bauwerk selbst tragen will. Nichtsdestoweniger würden etwaige Fehlschläge auf die beteiligte Industrie mit zurückfallen, so daß diese auch ihrerseits Wert darauf legen muß, daß die Einführung des Hochbaustahles nach den Gesichtspunkten eines Versuches, wenn auch eines Versuches im größten Maßstabe, unter allen dabei üblichen Vorsichtsmaßnahmen erfolgt.

Für die Festlegung der Festigkeitsanforderungen an den Hochbaustahl bestand die Schwierigkeit, daß die Beziehung der einzelnen Festigkeitswerte (Bruchgrenze, Streckgrenze, Dehnung usw.) zueinander nicht so zuverlässig bekannt ist, wie bei dem üblichen Normalstahl. Da andererseits der ausführende Ingenieur und die Reichsbahn einen zuverlässigen Maßstab für die Sicherheit der Bauwerke erhalten mußten, stimmten die Stahlwerke unter den derzeitigen Verhältnissen der Einführung der Streckgrenze in die Abnahmevorschriften zu, trotz der Bedenken, die hierzu von materialkundiger Seite wiederholt geäußert worden sind. Man einigte sich auf den in dem Erlaß angegebenen Wert von 30 kg/mm², der der Reichsbahn die Möglichkeit der gewünschten Beanspruchungssteigerung läßt und andererseits materialtechnisch in dem Bereich der Möglichkeit zu liegen scheint. Die Aufnahme einer Höchstfestigkeit soll gegen die Lieferung eines zu harten Materials sichern. Sobald genügend Erfahrungen mit Hochbaustahl vorliegen, ist anzunehmen, daß diese vorläufigen Bestimmungen durch Festigkeitsbedingungen nach Art der bisher für den Normalstahl gültigen ersetzt werden können.

Die an den neuen Baustahl zu stellenden Anforderungen gehen erheblich über das hinaus, was im Ausland bisher gefordert wurde. In den Vereinigten Staaten ist die Höchstfestigkeit für Baustahl auf 52 kg/mm² begrenzt. Immerhin zeigen verschiedene deutsche Eisenbauwerke, daß die deutsche Stahlindustrie wohl in der Lage ist, den neuen Anforderungen gerecht zu werden. Abgesehen von der Verwendung legierten Materials, z. B. bei der Kölner Straßenbrücke über den Rhein (Chromnickelstahl von 55—65 kg/mm² Festigkeit und 35 kg/mm² Mindeststreckgrenze), ist hochgekohlter Baustahl in Deutschland bereits beim Schwebeträger der Hochbrücke über den Nord-Ost-See-Kanal bei Hochdonn, bei der Straßendrehbrücke bei Rendsburg und bei der Straßenbrücke über die Eider bei Friedrichstadt zur Anwendung gekommen. Für diesen Stahl war bereits eine Mindeststreckgrenze von 30 kg/mm² vorgeschrieben. Wie uns der Erbauer dieser Brücke, Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Voß (Kiel), mitteilt, sind bei der Herstellung und Verarbeitung des Materials keinerlei Schwierigkeiten entstanden. Es

handelt sich hierbei allerdings um die Verwendung im Einzelfalle, und es bedarf voraussichtlich gerauerer Zeit, bis der härtere Stahl allgemeine Bedeutung im Eisenbau erlangt.

Wenngleich eine Reihe deutscher Stahlwerke den neuen Baustoff herstellen und der Weiterverarbeitung zur Verfügung stellen will, dürfte die Übergangszeit den Eisenbau-Anstalten Schwierigkeiten wirtschaftlicher Art und eine Fülle neuer Aufgaben bringen.

Die Verwendungsmöglichkeit des neuen Baustahles wird natürlich in erster Linie beeinflusst durch die Gewichtsersparnis und den Mehrpreis. Zurzeit schwanken die für den neuen Baustoff geforderten Überpreise¹⁾. Die Wirtschaftlichkeit seiner Verwendung bedarf daher in jedem Falle zunächst eingehender Feststellungen, und das bedeutet für die Eisenbau-Anstalten das Durcharbeiten und Durchkalkulieren zweier Entwürfe. In vielen Fällen wird die Gewichtsersparnis durch diese Mehrarbeit ganz oder teilweise aufgezehrt werden. Auch die Bearbeitungskosten werden infolge der größeren Härte des neuen Baustoffes trotz der Verminderung der Bohrungen voraussichtlich zunächst höher sein als bei gewöhnlichem Flußeisen. — Da die Generalunkosten, die Aufstellungsarbeiten und Rüstungskosten für beide Materialien gleich bleiben, ergibt sich daraus von selbst, daß die Überpreise sich in mäßigen Grenzen halten müssen, wenn der neue Baustahl allgemein Eingang finden soll. Die Überpreise werden aber wiederum von dem Umfang der Erzeugung stark beeinflusst, und so ergeben sich zunächst sehr unsichere Verhältnisse, die den neuen Baustoff in vielen Fällen ausschließen dürften. Solange die Stahlwerke sich nicht auf die Erzeugung des Materials auf breiter Grundlage einstellen können und gewisse Vorratbestände greifbar sind, wird es auch nicht gelingen, die bei mittleren und kleineren Bauwerken benötigten kleineren Mengen der verschiedenen Profile, Bleche, Breitflacheisen usw. rechtzeitig zu beschaffen.

Die Umstellung der Eisenbauindustrie auf die Verarbeitung dieses harten Stahles wird größte Sorgfalt erfordern, namentlich die Warmbehandlung.

Nach dem Erlaß vom 11. März 1924 sollen bei Eisenbauten in hochwertigem Stahl Niete und Schrauben aus dem gleichen Baustoff verwendet werden. Obgleich nach den neuen „Vorschriften für Eisenbau-Werke“ die zulässige Nietscher-Beanspruchung von der Normalspannung des Konstruktionsmaterials abhängig ist, wäre es vielleicht doch zweckmäßig, für die Niete nach dem Vorbild der Amerikaner und der Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbau-Werken (DINorm 1000) ein weiches Material zu wählen. Es ist zu befürchten, daß das Pressen der Nietköpfe bei sehr hartem Material Schwierigkeiten verursacht und vielleicht bei ungenügender Erwärmung zu feinen Arissen führen kann. Auch das Schlagen größerer Niete auf der Baustelle wird sich schwierig gestalten, namentlich, wenn infolge örtlicher Unzugänglichkeit die Verwendung von Nietmaschinen ausgeschlossen ist. Die Gefahr, daß die Niete sowohl bei der Herstellung als auch beim Schlagen überhitzt werden und dadurch teilweise verbrennen, liegt nahe.

Die sich bei der Berechnung von Bauwerken aus Hochbaustahl ergebenden kleineren Querschnitte führen auch zur Verwendung dünnerer Profile. Nach dem Erlaß vom 1. Juli 1924 dürfen die Stärkeabmessungen etwas kleiner gewählt werden als bei Flußeisen. Dem Konstrukteur werden aber bei der Wahl der Stärkeabmessungen durch die Rücksicht auf örtliche Knickgefahren Grenzen gesteckt sein.

Auch die Durchbiegungen dürfen nach diesem Erlaß etwas größer ausfallen, es wäre aber erwünscht, einen bestimmten Wert, vielleicht $\frac{1}{800}$ vorzuschreiben. Für die Berechnung von Knickstäben lassen sich die Knickspannungen und die Knickzahl ω nach einem in den neuen „Vorschriften für Eisenbau-Werke“ angeführten Beispiel für die einzelnen Schlankheitsgrade errechnen; es wäre aber dennoch empfehlenswert, daß die zuständige Behörde eine ergänzende Vorschrift bekanntgibt²⁾.

Der Verwechselung des Materials mit weichem Flußeisen in den Eisenbauwerkstätten soll durch getrennte Lagerung beider Baustoffe und durch Farbbezeichnung vorgebeugt werden. Diese Maßnahmen werden sich vielleicht als nicht ausreichend erweisen, und es war ursprünglich von der Behörde das Einwalzen eines Kennzeichens beim Fertigwalzen verlangt worden. Die Walzwerke haben sich diesem Verlangen widersetzt mit dem Hinweis, daß die Walzen für die verschiedensten Materialien gebraucht werden. Es wäre aber sehr erwünscht, daß die Walzwerke — wenn erst das neue Material in größeren Mengen zum Abwalzen gelangt — sich doch noch dazu entschließen, in den Schlußwalzen eine besondere Profilform, die nur zum Aufwalzen eines Kennzeichens für den hochwertigen Stahl benutzt wird, vorzusehen.

Bei den Beratungen ist schon darauf hingewiesen, daß die für den neuen Baustahl vorgeschene Bezeichnung „St. 58“ nicht sehr

glücklich ist, weil ähnliche im Normenausschuß der deutschen Industrie bereits vorgeschlagene Bezeichnungen sich auf Mindestfestigkeiten beziehen. Ein anderer neuerer Vorschlag will die Bezeichnung auf die Streckgrenze bzw. Mindeststreckgrenze beziehen. Auch diese Bezeichnungsweise wird auf Schwierigkeiten stoßen, weil bei anderen Baustoffen eine Streckgrenze zwar vorausgesetzt, aber nicht vorgeschrieben ist.

Für die Belange aller beteiligten Stellen ist es wichtig, über alle noch offenen Fragen möglichst bald Klarheit zu schaffen. Der Deutsche Eisenbauverband hat daher einen besonderen Ausschuß mit der Prüfung dieser Fragen beauftragt. Dieser Ausschuß hat seine Tätigkeit bereits aufgenommen und die ersten Ergebnisse seiner Arbeit werden voraussichtlich in aller Kürze an dieser Stelle veröffentlicht werden können.
R.

Zentralverein für deutsche Binnenschifffahrt e. V.

Am Freitag, den 30. Mai 1924 fand unter starker Beteiligung der Reichs-, Staats- und Kommunalbehörden die diesjährige Hauptversammlung des Zentralvereins unter Vorsitz des Herrn Generaldirektor Dr. h. c. Fr. Otto, Köln, in Berlin im Vereinshaus Deutscher Ingenieure, Sommerstr. 3a, statt. Nach einleitenden Worten des Herrn Vorsitzenden und nach einem treuen Gedenken der Toten des Zentralvereins erstattete der Geschäftsführer des Zentralvereins, Herr Syndikus Erich Schreiber, Berlin, den Geschäftsbericht. Der Vortragende hob in seinem Bericht besonders hervor, daß es durch organisatorische Maßnahmen, u. a. Schaffung eines Zentralbüros für alle Binnenschifffahrtsorganisationen der Reichshauptstadt gelungen sei, den Zentralverein über die wirtschaftlich schwere Zeit der Inflation im Jahre 1923 hinwegzuhelfen. Der Zentralverein hat sich im Berichtsjahr allen Fragen gewidmet, die die Förderung der deutschen Binnenschifffahrt, insbesondere den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes zum Gegenstand hatten. Der bei dem Zentralverein bestehende Reichsausschuß der deutschen Binnenschifffahrt hat, vor allem zur Erlangung der Wasserumschlagtarife, ferner zur Sicherstellung einer der Bedeutung der deutschen Binnenschifffahrt entsprechenden Vertretung in den Industrie- und Handelskammern, in den Eisenbahn- und Wasserstraßenbeiräten u. a. umfangreiche Arbeit geleistet.

Die Vorarbeit zur Wiederherausgabe der Zeitschrift, die wegen der wirtschaftlich schwierigen Lage im Jahre 1923 eingestellt werden mußte, wurde abgeschlossen, so daß die Zeitschrift für deutsche Binnenschifffahrt seit Januar 1924 wieder erscheint. Entsprechend der Bedeutung der deutschen Binnenschifffahrt soll die Zeitschrift zum führenden Fachorgan nicht nur Deutschlands, sondern darüber hinaus Europas ausgebaut werden.

Über Zeitfragen der deutschen Binnenschifffahrt berichtet Herr Dr. Schmitz, Duisburg. Er fordert in seinem Referat eine möglichst schnelle Durchführung der Vereinheitlichung des deutschen Wasserstraßensystems unter Führung des Reiches; ferner hält er bei Regelung der Frage der Umlegung der Industrie-Obligationen auf Grund des Sachverständigengutachtens für die deutsche Binnenschifffahrt in Anbetracht ihrer recht erheblichen Leistungen auf Grund des Friedensvertrages und der Micum-Verträge eine Ausnahmestellung für unbedingt erforderlich.

Herr Direktor Tillich, Mülheim, tritt in sehr interessanten Ausführungen für eine beschleunigte Einführung der Wasserumschlagtarife für Kohlen ein, indem er besonders auf die Konkurrenz der oberschlesischen Kohle in Frankfurt a. M. hinweist.

Dem mehrstündigen, interessanten Vortrage des Herrn Oberregierungs- und Baurat Innecken, Hannover, über die Wasserstraßenverbindung zwischen Weser und Main entnehmen wir folgendes:

„Wenn auch unter Deutschlands Strömen die Weser der kleinste ist, so hat sie doch den Vorzug, von der Quelle bis zur Mündung ein reindeutscher Strom zu sein. Ausgehend von der hieraus entspringenden national-verkehrswirtschaftlichen Aufgabe des Weserstromes, im Interesse unserer deutschen Häfen und unserer deutschen Schifffahrt und vor allem zum Nutzen der Allgemeinheit, das Auslandsgut unseren deutschen Nordseehäfen zuzuführen und die süddeutschen Gebiete durch letztere versorgen zu lassen, gab Herr Oberregierungs- und Baurat Innecken auf Grund langjähriger Erfahrungen als Vorsitzender des Vorarbeitsamtes in Eisenach ein Bild von den Bestrebungen, die auf eine Ausgestaltung und Fortsetzung der Weserstraße und ihre Verbindung mit dem Main hinzielen. Diese Bestrebungen werden von drei verschiedenen Interessentengruppen, dem Werra-Kanalverein in Minden, dem See-Fulda-Mainkanal in Fulda und dem Fulda-Lahn-Kanal in Limburg a. d. Lahn gefördert, von denen jeder Verein seine bestimmte Linie als die für seine Interessen günstigste und für die Allgemeinheit zweckmäßigste in Vorschlag bringt. Die Projekte der beiden ersten Vereine wurden von dem staatlichen Vorarbeitsamt in Eisenach eingehend geprüft. Die von diesem Amt angestellten Untersuchungen, welche die Frage der Bauwerke, Schleusen, Gefälle, Häfen, der Wasserversorgung, Kraftwerke und der allgemeinen Wirtschaftlichkeit für beide Linien bis ins Eingehendste behandelten, haben den Nachweis erbracht, daß gegen die technische Ausführungsmöglichkeit und wirtschaftliche Rentabilität der geplanten Kanal-linien keinerlei Bedenken bestehen.

Allerdings ist in unserer Zeit der Not und Armut an den Ausbau der Kanäle in ihrer ganzen Länge nicht zu denken. Das schließt jedoch nicht aus, daß man von jedem Kanal diejenige Strecke aus-

1) Neuerdings sind einheitliche Überpreise vom Stahlwerksverband festgesetzt und zwar:

M. 35 je Tonne für Form- und Stabeisen,
M. 50 „ „ „ Breitflacheisen und Bleche.

2) Diese Vorschrift erscheint demnächst in den „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl“, genehmigt durch Erlaß 32 D. 8939 vom 10. 7. 24.

zubauen versucht, welche gestützt auf den Gewinn an Kraft, wirtschaftlich sich gestalten läßt. Daneben erscheint es für alle Interessenten der Weser besonders erstrebenswert, zuerst den Bau der Weserkanalisierung (besonders von Minden bis Bremen) und des Mittellandkanals zu fördern.

Der Herr Vortragende schloß seine mit gespanntem Interesse aufgenommenen, durch eine große Anzahl Lehrreicher, und anschaulicher Lichtbilder erläuterten Ausführungen mit dem Hinweise, daß die von ihm vorgetragenen Wasserstraßenpläne nicht nur von großer entscheidender Bedeutung für das Wesergebiet, sondern von nationaler Bedeutung für ganz Deutschland sind, da sie neben der dringlich notwendigen Verbesserung der Wasserstraßen werbende Anlagen schaffen, welche den Wiederaufbau Deutschlands stärken, sowie die Kredit- und Zahlungsfähigkeit erhöhen werden.

Den Ausführungen des Vortragenden schließt sich eine lebhafte Diskussion an, in der u. a. Herr Direktor Schlüter, Minden, für einen baldigen Ausbau der Weser eintritt.

Als letzter Redner spricht Herr Ober-Ing. Hülsmeier, Riesa, über die Arbeitsweise des Lauchhammer Werkes in Riesa. Er führt aus, „daß Verbesserung und Verbilligung des Produktes, diese beiden Motive der Einführung des fabrikmäßigen Schiffbaues, d. h. des Baues von Schiffen, deren Einzelteile in einer mit einem Walzwerk verbundenen Schiffbauwerkstatt entstehen und deren Zusammenbau auf einer Werft späterhin vollendet wird, zu Grunde gelegen haben. Der fabrikmäßige Schiffbau trat zum ersten Male im größeren Umfange praktisch in Erscheinung, als an die Reichsregierung die Aufgabe herantrat, auf Grund des Versailler Vertrages unseren Feinden eine neue Binnenschiffahrtsflotte zu liefern — und hier hat sich diese Schiffbaumethode glänzend bewährt.

Die Anfertigung des gesamten Schiffbaumaterials an einer Stelle, der Lauchhammer-Aktiengesellschaft in Riesa, bietet eine große Menge von Vorteilen für die Werften sowohl, wie auch für die Reeder. Erstere können, um nur einen Punkt herauszugreifen, auf die Heranziehung von gelernten nach höchstem Tarife zu bezahlenden Facharbeitern verzichten, letztere können ihr Personal, nachdem sie dasselbe einmal ausgebildet haben, beliebig von Fahrzeug zu Fahrzeug wechseln, wodurch sich die Frage der Besatzung wesentlich einfacher gestaltet.

Von der beim Serienbau erzielten Leistungsfähigkeit kann man sich ein Bild machen, wenn man bedenkt, daß bei dem obengenannten Werke die durchschnittliche Versandleistung anläßlich der Reparationslieferungen zwei Penischen pro Tag war, das entspricht einem Gewicht von ca. 80 Tonnen vorgearbeiteten Schiffbaumaterials. Hiermit hat dieser Betrieb einen Rekord aufgestellt und gezeigt, was geleistet werden kann, wenn sachgemäße Organisation mit rationeller Fabrikation Hand in Hand geht.

An Hand einer Reihe von wohl gelungenen und lehrreichen Lichtbildern gab dann der Herr Vortragende einen sehr interessanten Einblick in die Schiffbauwerkstätten zu Riesa.

Ein sehr instruktiver Film „Vom Stahlblock bis zum fertigen Schiff“ beschloß die mit großem Beifall aufgenommenen, hoch interessanten Ausführungen“.

An der anschließenden Aussprache beteiligten sich u. a. Herr Oberregierungsrat Ilgenstein, Berlin und Herr Werftbesitzer Hitzler, Hamburg.

Der Vorsitzende des Zentralvereins, Herr Generaldirektor Dr. h. c. Fr. Otto, schließt die Sitzung mit einem Dank an die Vertreter der Presse, die so lange und wacker den Verhandlungen gefolgt sind.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Praktische Sonderfragen bezügl. Betonbauten im Meerwasser. Von Dr.-Ing. Otto Gaßner. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg.

Die vorliegende, durch die Zusammenfassung der bisher gewonnenen praktischen Ergebnisse besonders wertvolle Arbeit erinnert an die bereits im Jahre 1909 vom internationalen Verbande für Materialprüfungen der Technik gestellte Aufgabe, die Arbeiten über das Verhalten von Beton und Zementmörtel im Meerwasser einheitlich zu bearbeiten und löst sie im Interesse des Bauingenieurs in dem für diesen wichtigen Umfange. Hierbei steckt sich der Verfasser mit Recht das Ziel, die für die bauliche Verwendung wichtigsten Fragen: Auswahl der Bindemittel und zweckmäßige Behandlung von Mörtel und Beton in erster Stelle einer zusammenfassenden Klärung zuzuführen. Die mit dem Thema zusammenhängenden rein theoretischen Fragen behandelt der Verfasser unter dem Titel: Zerstörungen von Betonbauten im Meerwasser in der Tonindustriezeitung (Mai-Juni 1924). Auf Grund der außerordentlich vielgestaltigen und sehr zahlreichen Arbeiten über die Einwirkung von Meerwasser auf Zement und deren kritischer Würdigung kommt der Verfasser zu den folgenden Schlußfolgerungen:

„Trotzdem die genaue Kenntnis der bei den Zerstörungsvorgängen vorliegenden Gesetzmäßigkeiten noch fehlt, und Behauptung gegen Behauptung steht, bietet der heutige Stand der Forschung eine Reihe von Tatsachen, die so weit gesichert erscheinen, um in der Praxis als leitende Gesichtspunkte gelten zu können.

1. in zementtechnischer Hinsicht:

Unter den Portlandzementen, Hochofen- und Eisenportlandzementen im Sinne ihrer Begriffserklärungen nimmt keines dieses Bindemittel ohne weiteres eine generelle Vorrangstellung in der Frage der Wassertauglichkeit ein, sondern es kommt bei allen drei Zementarten lediglich auf die Auswahl geeigneter Marken an. Mißerfolge sind unwahrscheinlich bei der Verwendung erprobter Spezialzemente, als welche unter den Portlandzementen insbesondere die kieselsäurereichen und der Erzzement ein höheres Maß von Sicherheit bieten, als die von mehr Zufälligkeiten abhängenden Spezialhochofenzemente, die, ebenso wie die Eisenportlandzemente, durch ihre Analysen weniger scharf gekennzeichnet sind. Werden Hochofen- oder Eisenportlandzemente verwendet, so sollte dies nur nach Beratung seitens der Versuchsstationen der betreffenden Verbände geschehen. Tonerdereiche Zemente, ähnlich dem französischen Schmelzzement, bieten beachtenswerte Aussichten.

Eine Staffelfung des SO_3 -Gehaltes im Zement für Seewasser- und Süßwasserverwendung, wie sie in Frankreich, Argentinien und Japan noch vorgeschrieben wird, ist unbegründet.

2. in betontechnischer Hinsicht:

Dichtigkeit des Betons bzw. Mörtels ist von entscheidender Bedeutung; sie muß durch Anwendung der im Betonbau üblichen Regeln erreicht werden und empfiehlt sich zur Erreichung höchstmöglicher Verdichtung die Anwendung maschineller Hilfsmittel (z. B. Betonspritzverfahren).

Sparsamkeit in bezug auf Zementverbrauch und ebenso der Zusatz von Kalkbrei zum Beton sind bei Ausführungem im Meerwasser völlig verfehlte Maßnahmen. Dagegen ist der Zusatz von Traß zulässig, bei Anwendung von kieselsäurearmen Zementen sogar notwendig. Der Traßzusatz erfolgt am besten nicht als Zementersatz,

sondern als Sonderzusatz.* Bei Verwendung von kieselsäurereichen Zementen liegt zu einem Traßzusatz keine Veranlassung vor.

Möglichst lange Erhärtung in feuchter warmer Luft vor Beginn des Seewasserangriffs ist von günstigem Einfluß und erforderlich. Der Verwendung von Seewasser als Betonanmachewasser steht im Notfalle nichts im Wege.“

M. F.

„Die Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten“, ein Lehrbuch zum Gebrauch an Technischen Hochschulen und in der Praxis von Dr. ing. e. h. Max Foerster, Geh. Hofrat, Ordentlicher Professor für Bau-Ingenieur-Wissenschaften an der Technischen Hochschule Dresden. Ergänzungsband zum Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. Fünfte, vollkommen neu bearbeitete und stark vermehrte Auflage, mit 1332 Text-Abbildungen und 1 Register. Leipzig, Verlag von Wilh. Engelmann 1924. Geh. 42 G.-M., geb. 45 G.-M.

1½ Jahrzehnte bedeutsamer Entwicklung des deutschen Eisenhochbaues spiegeln sich wieder in der Neubearbeitung und Erweiterung dieses wohlbekannten Werkes. Eine Entwicklung, die sich — wie der Verf. im Vorwort betont — unter den günstigsten Verhältnissen der Vorkriegsjahre in schönheitlichen und materialgerechten Konstruktionsformen ausdrückt, und welche die Nöte der Kriegs- und Nachkriegsjahre gleichzeitig als erneuerte Verpflichtung zu größter Sparsamkeit und Wirtschaftlichkeit gekennzeichnet haben. Es ist ein besonderes Verdienst des Verfassers, diesen glanzvollen und richtunggebenden Leistungen des deutschen Eisenbaues in seinem Werke in vollem Maße Rechnung getragen zu haben, ohne dabei auf die Wiedergabe guter und zum Teil heute noch vorbildlicher älterer Ausführungen zu verzichten. Die damit erreichte Vervollkommnung des Buches konnte trotz Erhöhung des Textteiles um rund ein Drittel der 4. Auflage allerdings ohne Opfer nicht erzielt werden. Mit Recht hat der Verfasser — soweit irgend möglich — die Behandlung allgemein statischer Fragen ausgeschaltet. Dabei ist aber die Grundlage des konstruktiven Rechnens durchaus nicht zu kurz gekommen, und es ist namentlich zu begrüßen, daß das Werk die in vielerlei Zeitschriften verstreute statische Behandlung des wichtigen Sondergebietes der räumlichen Systeme in allgemeiner Form straff zusammenfaßt und im Zusammenhang mit guten Ausführungsbeispielen wiedergibt.

Der überaus reiche, das Gebiet des Eisenhochbaues fast erschöpfende Inhalt ist in vier Hauptabschnitte mit 18 Kapiteln gegliedert. Die folgerichtige Behandlung des Stoffes vermittelt dem Leser zunächst in den ersten beiden Kapiteln die Herstellung des Baustoffes, seine Formgebung und Beschaffenheit, die Schutzmittel gegen Rost und Feuer, die Festigkeitseigenschaften, die zulässigen Beanspruchungen und die Querschnittsbemessung. In ausreichender Knappheit ist hier alles Bemerkenswerte zusammengefaßt, und nur bei der Behandlung der Knickstäbe ist diese Knappheit durch verständliche Ausführlichkeit unterbrochen.

Der 2. Abschnitt behandelt die Konstruktionselemente und zwar zunächst Nieten, Nietverbindungen und ihre Berechnung. In richtigem Zusammenhang schließt sich die Ausbildung von Stabanschlüssen und Stoßverbindungen unmittelbar daran an. Es folgen Schraubenverbindungen, Verankerungen, Bolzenverbindungen und in den Kapiteln IV—VI ebene Knotenpunkte, Stabkreuzungen,

Säulen und Träger. Besondere Sorgfalt widmet der Verf. der Ausbildung ebener Knotenpunkte, und es ist sehr zu begrüßen, daß hierbei auch die anderwärts vielfach unterschätzten Fragen praktischer Kleinarbeit in den Kreis der Betrachtung gezogen sind. Guten Konstruktionen und vorbildlichen Ausführungen sind schlechte und unzulässige Beispiele gegenübergestellt, und durch kritische Hinweise sind damit die Vorbedingungen für gesunde konstruktive Auffassungen geschaffen. Dem ihrer verminderten Bedeutung wegen mit Recht stark beschränkten Abschnitt über gußeiserne Säulen folgt in breiter Ausführlichkeit die Behandlung flußeiserner Säulen, der Kranbahnstützen, der Leitungs- und Gittermasten, Einfache Decken-, Blech- und Fachwerkträger (letztere in mannigfachster Art und Ausbildung) folgen mit konstruktiven Einzelheiten, Stößen, Lagerungen und Gelenken in Kap. VI. Das Kapitel enthält außerdem die rechnerischen Grundlagen für Gerber- und kontinuierliche Träger, sowie reiches Tafelmateriale über Blechträger. Bei den Gelenkkonstruktionen — wie auch später in Kap. VII bei den Pfetten-Gelenken — wäre ein Hinweis auf die guten und billigen Knaggen-Gelenke empfehlenswert.

Die folgenden Kapitel umfassen allgemeine Angaben über Dachkonstruktionen, Balkendächer, Kragdächer, Kuppeldächer, Zelt-dächer, Walmdächer und Föpplische Tonnen-Flecht-Werke. Dach-eindeckungen, Oberlichte, Verglasungen, Lüftungen beschließen in Kap. XVI den Abschnitt 3. Auch diese Abschnitte geben eine Reihe guter neuzeitlicher Beispiele industrieller Bauten, Bahnhofshallen und dergl. wieder. Die Berechnung kommt trotz aller Knappheit auch in diesen Kapiteln nicht zu kurz und bringt stets das für eine sorgfältige Behandlung Wünschenswerte in ausreichendem Maße.

Im 4. Abschnitt schließlich werden freitragende Wellblechdächer und Fachwerksgebäude behandelt. Bemerkenswert ist hier die umfassende Querschnitts- und Grundrißbehandlung größerer und mehrschiffiger hallenartiger Gebäude.

Einen besonderen Vorzug des Buches bildet Kap. XVII: Grundzüge der Hochbehälter, ihre eisernen Standgerüste und Führungsgerüste für Gasbehälter nebst Anleitung zur Berechnung. Über diese Konstruktionen enthält das technische Schrifttum nur sehr Weniges, und vielfach sind die ausführenden Werke auf strenge Geheimhaltung ihrer Konstruktionen bedacht. Wenn die Ausführungen des Buches auch nicht gerade als erschöpfend zu betrachten sind, so wird die Fachwelt dem Verf. doch Dank wissen für das Gebotene.

Das letzte Kapitel enthält eiserne Treppen, und es folgt abschließend ein Anhang mit Tafeln über Form- und Stabeisen und Ausleger-Pfetten.

Der Verzicht auf besondere Tafeln mit Abbildungen erleichtert das Studium des Werkes außerordentlich und gestattet gleichzeitig trotz Vergrößerung des Textes die Zusammenfassung des Werkes in einen einzigen Band. Damit ist zugleich die Handlichkeit des Buches in erfreulichem Maße gehoben.

Das Foerstorsche Buch ist wohl das einzige Werk, welches das Gesamtgebiet des Eisenhochbaues wissenschaftlich umfaßt. Die neue Auflage bildet eine wertvolle Bereicherung unseres technischen Schrifttums, und das Werk kann sowohl Lehrern und Studierenden, als auch der Praxis nur bestens empfohlen werden, es wird zweifellos starke Beachtung und Verbreitung finden.

Rein.

Grundzüge der Technischen Schwingungslehre von Prof. Dr.-Ing. Otto Föppl, Berlin 1923. Verlag von Julius Springer.

Die Schwingungslehre hat durch die Entwicklung der Gegenwart eine außerordentliche Bedeutung gewonnen. Die Zusammenhänge sind nicht so einfach, daß die Ausbildung des Ingenieurs im allgemeinen bereits das hierfür notwendige Verständnis eröffnet. Aus diesem Grunde wird eine zusammenhängende Bearbeitung zweifellos sehr viel Freunde finden. Bisher stand für das Studium nur ein Werk von W. Hort über Technische Schwingungslehre zur Verfügung, das weitgehenden Ansprüchen genügt. Er behandelt jedoch in der Hauptsache Probleme der Elektrotechnik. Die Arbeit von O. Föppl steht dem Aufgabenkreis des Bau- und Maschineningenieurs ungleich näher. Föppl knüpft an die einfachen Schwingungserscheinungen an, die aus dem Studium der technischen Mechanik bekannt sind und als eingliedrige Schwingungsanordnungen bezeichnet werden, behandelt im Anschluß hieran mehrgliedrige Anordnungen und Wellenbewegungen und löst mit deren Hilfe bereits eine Reihe wichtiger, der Praxis entnommener Aufgaben, die Schwingung eines Schachtlotes, die Biegungsschwingungen eines Balkens unter dem Eigengewicht, Verdrehungsschwingungen unbelasteter Wellen, deren wichtigstes Ergebnis stets die Ermittlung der Schwingungsdauer darstellt. Von besonderem Interesse sind die Darlegungen über Energie forttragende Wellen und Fundamentalschwingungen, die durch das VIII. Kapitel, das die Massenkräfte und den Massen-ausgleich behandelt, eine wertvolle Ergänzung erfahren. Föppl behandelt weiter die gedämpften Schwingungen, weist hierbei auf den geringen Einfluß der Dämpfung auf die Schwingungsdauer hin, schließt hieran Betrachtungen über erzwungene und gekoppelte Schwingungen, die mit einer ausführlichen Untersuchung des Schaukelpendels abgeschlossen werden. Der Abschnitt über Pseudo-schwingungen und Biegungsschwingungen von umlaufenden Wellen wird allein von Maschineningenieuren gelesen werden, dagegen wird die Behandlung der Schwingungsfestigkeit und der Schwingungs-

risse namentlich die Beurteilung der Ergebnisse der hierzu von Föppl angestellten Versuche das Interesse weiter Fachkreise erregen. Den Schluß der Arbeit bildet eine Untersuchung über Gravitation und Trägheit, in der der Verfasser zu der neuzeitlichen Auffassung der Theoret.-Physik über Ätherschwingungen Stellung nimmt, insbesondere das Bild wiedergibt, das er sich selbst über Äther und Ätherschwingungen gemacht hat. Das Kapitel ist begrifflicherweise Hypothese und steht mit dem übrigen Inhalt in keinem Zusammenhang.

Das Buch bildet eine gute Einführung in das Studium der Schwingungsvorgänge, die auch für den Bauingenieur der Gegenwart Bedeutung erlangen. Es ist klar und anschaulich geschrieben und regt durch die stete Verbindung zwischen Theorie und Ausführung außerordentlich an. Es wird den Fachgenossen, die neben Kenntnissen der Statik auch solche auf dem Gebiete der Dynamik erwerben wollen, ein wertvoller Führer sein und alle diejenigen gut beraten, die Schwingungsvorgänge zum Gegenstand eines speziellen Studiums zu machen gedenken.

B.

Ergebnisse von Versuchen für den Bau warmer und billiger Wohnungen an den Versuchshäusern der norwegischen Technischen Hochschule von Architekt Andr. Bugge, Prof. an der norwegischen Technischen Hochschule; nebst einem Ergänzungskapitel: Beiträge zur Wärmebedarfsberechnung von Dipl.-Ing. Alf. Kolflaath; ins Deutsche übersetzt von Herbert Frhr. Grote. Verlag Jul. Springer, Berlin 1924.

An 26 mit Unterstützung des Staates und der Industrie gebauten Häusern wurde der Wärmebedarf festgestellt, der zur Erzielung gleichbleibender Raumtemperaturen in den Häusern (20° C) erforderlich war. Die Versuchshäuser unterschieden sich lediglich durch die Wandkonstruktionen. Es waren 11 Häuser mit Massiv- und Hohlwänden, und 15 Holzhäuser mit ausgefüllten und unausgefüllten Hohlräumen. Die Beheizung der Räume erfolgte mit dem elektrischen Strom, der durch Thermoregulatoren selbsttätig ein- und ausgeschaltet wurde, wenn die Raumtemperatur von 20° C abwich. Zur Beurteilung der Wärmehaltung der einzelnen Wandkonstruktionen war auf diese Weise lediglich der zur Beheizung erforderliche Energieverbrauch festzustellen. Dieser Energieverbrauch (täglich und wöchentlich Energieverbrauch) wurde durch Kurven dargestellt. Die Kurvenbilder geben ein schönes Bild der wärmehaltenden Eigenschaften der Wandkonstruktionen. Nach den Ergebnissen sind die Holzhäuser wesentlich billiger zu beheizen als Steinhäuser (man darf dabei allerdings nicht vergessen, daß die nordischen Länder auf dem Gebiete des Holzbaues eine Tradition haben, wie sie in gleicher Weise bei uns noch nicht vorliegt; der Nordländer ist ein gewandter Holzbauer). Bei den Steinhäusern treten die Unterschiede in der Wärmehaltung der massiven und der Hohlsteinwände deutlich in Erscheinung. Die Hohlsteinmauern besitzen eine bessere Wärmeisolierung als die massiven Wände. Die bei den Versuchen geprüften beiden Systeme von Betonhohlsteinmauern schnitten allerdings gegenüber den Ziegelhohlsteinmauern schlecht ab. — Ein angehängtes Kapitel: „Beiträge zur Wärmebedarfsberechnung für Wohnhäuser“ ermöglicht die richtige Bewertung und Verwertung der Versuchsergebnisse an den Häusern.

In der heutigen Zeit, wo gerade bei uns unter der Wirkung unserer wirtschaftlichen Verhältnisse auf dem Gebiete der Mauerwerks-technik überall Neues versucht wird, wird dieses Buch allen Architekten und Ingenieuren sehr wertvoll sein und zum Studium empfohlen werden müssen.

Dr. Hummel-Karlsruhe.

Über die Schweißung freiliegender Gleise im Eisenbahnbau bringt Heft 6 der Electro-Thermit-Mitteilungen (Berlin-Tempelhof, Colditzstr.) bemerkenswerte Ausführungen.

Ausgehend davon, daß sich im letzten Vierteljahrhundert der verschleißte Stoß bei Straßenbahnschienen allgemein eingeführt und bewährt hat, werden die Fragen erörtert, welche eine gleichartige Stoßausbildung bei dem freiliegenden Eisenbahngleis bisher gehindert haben und die Möglichkeiten erörtert, die hier noch auftretenden Gefährdungen zu beseitigen. In erster Linie kommt hierbei die Gefahr eines seitlichen Ausweichens des im besonderen der Sonnenbestrahlung ausgesetzten stoßlosen Gleisstranges in Frage. Rein theoretisch kann diese Gefahr erheblich herabgemindert werden durch die Art der Einbettung der Schwelle und u. U. der Schiene in das Bettungsmaterial, durch Querbinder der Schienen untereinander, durch Form und Stoff der Querschwellen, durch die Art des Bettungskörpers u. a. m. Zur Klärung der Frage wäre mithin der Einfluß aller dieser Faktoren auf die Einspannung der Schiene zu untersuchen. Hierbei werden allerdings manche der Einwirkungen bei den ganz frei liegenden Schienen des heutigen Oberbaus der Reichsbahn, bei dem die Bettung nur bis Schienenunterkante reicht, auszu-scheiden haben. Immerhin aber wird auch für diese Verhältnisse der Versuch in größerem Umfange empfohlen, etwa 4—6 Schienen von je 15 m Länge, d. h. eine Gleisstrecke auf 60—90 m Länge einheitlich zusammenzuschweißen und erst alsdann für diese bewegliche, den Temperaturbewegungen Raum gebende Stoßausbildung einzu-fügen, zumal auch alsdann letztere kaum eine andere grundsätzliche Ausbildung verlangen dürfte als sie der normale Laschenstoß mit ovalen Laschenlöchern und mit einem größten Auszug von 20 mm darstellt. Wenn auch eine rein rechnerische Nachprüfung hier zu sehr

erheblichen Wärmekräften im Gleisgestänge führt, so wird doch mit Recht daran erinnert, daß nach allen seitherigen Erfahrungen in Wirklichkeit nur eine sehr erheblich kleinere Ausdehnung als theoretisch auftritt, die bei der vorgenannten Gesamtgleislänge von 60—90 m zu Bedenken nicht Veranlassung gibt. Bei zusammenhängender Schweißung von Schienestrecken länger als 90 m, wird der Einbau von besonderen, mit Temperaturauszug versehenen Dilatationsstößen empfohlen. Diesbezügliche Versuche liegen schon vor, und zwar auf der Seetalbahn in der Schweiz. Hier sind Gleisstrecken von je 300 m zusammenhängender Schienelängen verwendet, ohne zu irgendwelchen Beanstandungen zu führen. In gleichem Sinne wird berichtet, daß auch in Frankreich das Zusammenschweißen der Stöße seit 4 Jahren in großem Umfange bei der Eisenbahn geübt wird, ohne daß die geringsten Mißstände entstanden sind. Daß einerseits in Tunneln mit ihrer wenig veränderlichen Temperatur und Ausschaltung der Sonnenbestrahlung, zum andern bei eisernen Brücken entsprechend ihrem fugenfreien Zusammenhange gerade besonders günstige Anwendungsgebiete für ein Zusammenschweißen der Schienen gegeben sind und daß auch im letzteren Falle die dynamischen Beanspruchungen des Eisenbaus alsdann eine sehr erwünschte Herabminderung erfahren dürften, wird mit Recht besonders betont.

Für die wirtschaftliche Frage kommt endlich noch hinzu, daß durch Einführung einer überaus wirksamen, einfachen und billigen Vorwärmung der Stoßstelle es gelungen ist, die Menge des zur Schweißung notwendigen Thermitis so wesentlich herabzusetzen und hierdurch die Ausführungskosten soweit zu ermäßigen, daß eine Stoßschweißung heute nicht viel mehr kostet, als eine gute Schienenverlaschung. Diese vor zwei Jahren erstmalig praktisch erprobte Vorwärmung hat sich bestens bewährt. Im besonderen hat sich die Befürchtung, daß durch den Vorwärmeprozess eine Oxydation der Kopfstirnflächen eintreten und die Preßschweißung im Kopf beeinträchtigen könne, als ungegründet erwiesen. Die Bearbeitung der Stirnflächen mit Doppelflächenfräsern ist so vollkommen, daß die Schienenköpfe so dicht aufeinanderpassen, daß keinerlei Feuergase in die Stoßlücke einzudringen vermögen und die metallische Reinheit der Schweißfläche vollkommen erhalten bleibt. Das Verfahren der Vorwärmung ist so ausgebildet, daß selbst größte Schienenquerschnitte in längstens 15 Minuten, mittlere innerhalb 10 Minuten auf Rotglut gebracht werden können. Auch läßt sich die Arbeit der Schweißkolonnen derart einrichten und verteilen, daß durch das Vorwärmen kein Arbeitsaufenthalt bedingt wird, also die normale Arbeitsleistung in gegebener Zeit auch unter Vorwärmung erzielt wird. Endlich ist durch viele Probeschweißungen und Untersuchungen einwandfrei festgestellt worden, daß die Güte der Schweißung, insbesondere der „Preßschweißung“ des Schienenkopfes wesentlich durch die Vorwärmung verbessert wird.

Eine Reihe von Kleinbahnen hat sich entschlossen, ihre mehr oder weniger freiliegenden Gleise demnächst schweißen zu lassen. Möchten ihnen — wenigstens mit Versuchsstrecken — die Hauptbahnen bald folgen, damit Erfahrungen über die Möglichkeit gesammelt werden können, die allbekannten baulichen und wirtschaftlichen Nachteile der jetzigen Stoßausbildung auch hier zu beseitigen. M. F.

Taschenbuch für den Maschinenbau. Herausgegeben von H. Dubbel.

Trotz der Ungunst der Zeiten hat das Dubbelsche Taschenbuch von 1914 bis 1924 bereits vier Auflagen erlebt. Dies ist der beste Beweis dafür, daß ein dringendes Bedürfnis für derartige zusammenfassende Werke besteht und daß es der Herausgeber verstanden hat, durch Auswahl des Stoffes und Art der Darstellung diesem Bedürfnis gerecht zu werden. Das in zwei Bänden erscheinende Werk kann nicht nur dem Maschinenbauer bestens empfohlen werden, der Angaben sucht, die nicht zu seinem engeren Spezialgebiet gehören, sondern auch der Fabrikingenieur, der Bauingenieur, der Chemiker, an den maschinentechnische Aufgaben heranreten, wird dieses Buch mit Erfolg um Rat fragen. Der allgemeine Aufbau ist in den vier Auflagen unverändert geblieben. Im ersten Band werden die mathematischen, mechanischen und chemischen Grundlagen behandelt, denen sich ein recht umfangreicher Abschnitt über Maschinenteile anschließt. Der zweite Band beschäftigt sich mit Dampferzeugern, Kraftmaschinen, Pumpen und Kompressoren, Hebe- und Fördermitteln, Werkzeugmaschinen und Elektrotechnik.

Im einzelnen ist die neue Auflage sehr sorgfältig durchgearbeitet. So sind im mathematischen Teil die in der ersten Auflage sehr störenden zahlreichen Druckfehler wohl ziemlich restlos verschwunden, ein neu eingefügter Abschnitt bringt eine gute Einführung in die Nomographie. Im Abschnitt Mechanik sind besonders die höheren Momente und die Drehfestigkeit ausführlicher behandelt. Im Abschnitt Maschinenteile sind die DI-Normen weitgehend berücksichtigt und das Kapitel über Zahnräder ist neu bearbeitet. In den Abschnitten Kraft- und Arbeitsmaschinen, die früher ausschließlich von Dubbel selbst behandelt waren, sind die Gebiete der Kolbenpumpen, der Wasserturbinen und der Turbokompressoren von neuen Mitarbeitern verfaßt. Dadurch hat die Entwicklung neuer Bauarten weitgehend Berücksichtigung gefunden, freilich vermißt man mehr als bisher besonders bei den Kreisradmaschinen eine einheitliche Behandlung der grundlegenden gemeinsamen Theorie, auf der sich dann die einzelnen Sondergebiete aufbauen könnten. Sehr wünschenswert wäre ein Kapitel über Venti-

latoren, die bisher nicht behandelt sind. Besonders breit sind die Hebe- und Fördermittel besprochen (fast 200 Seiten), während das wichtige Gebiet der Elektrotechnik mit nur 100 Seiten etwas kurz geraten ist. Die Ausstattung des Buches ist in Druck und Papier vorzüglich, besonders ist die ausgezeichnete Wiedergabe der Abbildungen und graphischen Darstellungen zu erwähnen. Die neue Auflage wird auch durch den niedrig gestellten Preis den alten Freunden des Buches viele neue hinzufügen.

Schließlich seien einige Anregungen besonders aus dem engeren Arbeitsgebiet des Besprechers gegeben, die dem Gebrauch einer früheren und der Durchsicht der neuen Auflage entspringen. Im Abschnitt Arithmetik wäre eine kurze Darlegung der mechanischen Rechenmethoden angezeigt (Rechenschieber, Rechenmaschinen, Integriertoren, harmonische Analysatoren). Ferner sollte ein Abschnitt über Vektorenrechnung eingefügt werden, zumal, da diese Rechnungsart im Abschnitt Mechanik verwandt wird. Bei den Kraftmaschinen muß der neueren Entwicklung, die die Steigerung des Dampfdruckes mit sich bringt, in verschiedenen Abschnitten Rechnung getragen werden. So ist eine Erweiterung der Dampftabellen zweckmäßig, die Abschnitte über Dampfkessel, Kolbendampfmaschinen und Dampfturbinen werden verschiedene veraltete Abbildungen durch neue ersetzen müssen und auch der Abschnitt über Abwärmeverwertung könnte bei dieser Gelegenheit eine gründliche Umarbeitung vertragen. Der Abschnitt über Vergasung ist theoretisch und konstruktiv sehr kurz. Auch der zunehmenden Bedeutung der Abhitzeessel für Kraftmaschinen und industrielle Öfen wäre durch breitere Behandlung Rechnung zu tragen. Bei den Kolbenkompressoren fehlen die rotierenden Kompressoren, die sich in der letzten Zeit z. B. in der Bauart der Demag gut bewährt haben. Die Benützung des Buches würde sehr erleichtert, wenn das Inhaltsverzeichnis beiden Teilen beigegeben wäre. Die Güte der gegenwärtigen Auflage bietet die beste Gewähr dafür, daß in nicht zu ferner Zeit ein Teil dieser Wünsche verwirklicht werden kann. Pauer.

Die illustrierten technischen Wörterbücher. Herausgegeben von Dipl.-Ing. Schlomann, Verlag R. Oldenbourg, München.

Die ITW (Illustrierte Technische Wörterbücher) umfassen sechs Sprachen: Deutsch/Englisch/Französisch/Russisch/Italienisch/Spanisch und zwar sind alle sechs Sprachen in jedem Band nebeneinander angeordnet. Die Notwendigkeit solcher Fachwörterbücher ergibt sich schon aus dem Versagen der allgemeinen Wörterbücher, welche mit Rücksicht auf Umfang und allgemeine Verwendung Spezialausdrücke in den vielfältigen Bedeutungen des praktischen technischen und kaufmännischen Sprachgebrauchs nicht berücksichtigen. Jedem Wort ist, soweit zugänglich, seine bildliche Übersetzung als Zeichnung oder Formel beigegeben. Die Eindeutigkeit des Begriffs ist damit gewährleistet. Auf die Übersetzungen und auf die sprachliche und technische Richtigkeit der Ausdrücke kann man sich unbedingt verlassen, denn an der Bearbeitung und Prüfung des Werkes sind Techniker und Philologen, Männer der Praxis wie der Wissenschaft im In- und Ausland gleichermaßen beteiligt.

Da die ITW aber auch ein alphabetisch geordnetes Wortregister enthalten, kann jeder Begriff auch nach der alphabetischen Reihenfolge schnell und leicht gefunden werden. Erschienen waren bisher folgende Bände: 1. Maschinenelemente, 2. Elektrotechnik, 3. Dampfmaschinen, 4. Verbrennungsmaschinen, 5. u. 6. Eisenbahnwesen, 7. Hebe- und Fördermaschinen, 8. Eisenbeton (Preis 8 Goldmark), 9. Werkzeugmaschinen, 10. Motorfahrzeuge, 11. Eisenhüttenwesen (Preis 16 Goldmark), 12. Wasser-, Luft- und Kältetechnik, 13. Baukonstruktion. (Hervorgehoben sind die für den Bauingenieur in Betracht kommenden Bände.)

Daß die ITW mit dem „Marconi Code“ in Verbindung stehen, sei nur kurz erwähnt. Eine Spezialtabelle des genannten Code ermöglicht es, jeden Begriff oder Ausdruck der ITW auf die kürzeste und einfachste Weise code-telegraphisch zu übermitteln, und wer mit dem Ausland in Telegrammverkehr steht, wird die dadurch erzielte Vereinfachung und Verbilligung begrüßen. E. P.

Not und Verschwendung. Von Prof. Dr. Ernst Schultze. Verlag Brockhaus 1923. Bd. I.

Der jetzige Rektor der Leipziger Handelshochschule gibt mit vorliegendem, trefflich ausgestatteten Band einen ersten Teil von „Untersuchungen über das deutsche Wirtschaftschicksal“, die nicht nur die mannigfachen Erscheinungen und Symptome der deutschen Wirtschaftskatastrophe festhalten sollen, sondern als Erfolg dieser „Gesamtbilanz“ auch — hoffentlich — auffordern, Erkenntnisse in die Praxis umzusetzen. Ob diese zum Nutzen der Gesamtheit Auswertung finden, hängt ja allerdings nicht vom Verfasser allein ab. In reicher Materialanhäufung bietet er Beiträge zur Erkenntnis der tatsächlichen Entwicklung der letzten Jahre in gewandter Darstellung, wobei aber viele der mitgeteilten oder benutzten Quellen auf ihre Echtheit und Zuverlässigkeit zu untersuchen bleiben, und wobei er anscheinend annimmt, daß Reklametitel wie Preisfolter, Springflut der Preise und andere oder Zusammenfragen von Anekdoten neben Wesentlicherem der Lektüre förderlich wäre. Verdienstlich die Absicht — aber warum ohne Not derartige Verschwendung mit Platz und Papier getrieben wird, wie z. B. beim „Diebspanorama“, ist nicht ersichtlich. Doch sei bis zum Schluß des Werkes mit dem Urteil abgewartet. Gehrig.