

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 6. September 1940

Heft 38

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenbahnpioniere beim Aufbau.

Von Kriegsberichtler Hermann, Fr. O.

P. K. Breit liegt vor uns die Maas. Dort, wo vor Tagen härtester Kampf, entscheidende Schlachten ihren Verlauf nahmen, ist jetzt ein Bild der Arbeit. Noch sind die Spuren des Kampfes an den zerschossenen und durch Bombenwurf zerstörten Häusern zu sehen — zu sehen auch an den vorrollenden Kolonnen und an dem gewaltigen Einsatz der Flugabwehr, die die Straßenbrücke und unsere Brücke schützt. Tag und Nacht ist die Flak einsatzbereit, obwohl die Feindflieger sich nur im Verlaufe der Nacht bis hierher trauen. Dann empfängt sie ein wild anmutender, doch wohl vorbereiteter und überlegter Feuerwirbel. Die punktierten Leuchtlinsen der Fla.-M.-G., die in die Luft sichtbar hineinzischen, die schweren Flakgranaten und der Lichtdom der Scheinwerfer vereinen sich auf einen Punkt, den Feindflieger.

Er versucht vergeblich die Brückenstelle zu erreichen. Doch unsere Brücke wächst ungestört — wächst förmlich hinein in den Himmel.

Vor Tagen erstreckte sich hier ein Trümmerfeld. Ein Bild der Vernichtung und der Zerstörung. Die gewaltige Eisenbahnbrücke, die den Fluß in einer Länge von 200 m überspannt, liegt gesprengt im Wasser. Zerstört, verwirrt ist das Eisenwerk. Gesprengt sind die Strompfeiler, nur riesige Trümmerhaufen zeugen von ihrem Dasein.

Jetzt entsteht neben ihr eine neue Brücke. Dort, wo am Ufer Trümmer lagen, ist wieder Ordnung. Nur die angesprengten Häuser und die wirr daliegenden Brückenteile erzählen von der Gewalt der Sprengung.

Joch um Joch ist mittlerweile entstanden, die zerstörten Pfeiler sind aufgemauert, und Holzschwellenjoche von gewaltigen Ausmaßen recken sich hoch — Stamm um Stamm — hinein in die Luft. Noch sind sie leer, noch unbelastet. Im Strom schlägt die Dieselramme das letzte Pfahljoch. Wuchtig dröhnend und donnernd schallt ihr dumpfer Schlag herüber — bumm, bumm-bumm-bumm — stundenlang. Zentimeter um Zentimeter dringt der Pfahl ein. Die Dieselramme schlägt, bis er federt, bis auch 100, ja 200 Schläge des schweren Bären ihn nicht mehr weiter eindringen lassen.

Noch schaffen Boote Geräte über den Fluß. Am jenseitigen Flußufer wird die Verschiebung der letzten erhaltenen, gewaltig anmutenden Stromöffnung der alten Brücke vorbereitet. Unterstrom zwischen die Schneidbrenner im Eisengewirr und schweißen die gesprengten Brückenteile an. Während zahlreiche Soldaten noch an den gewaltigen Stromjochen arbeiten,

spannt sich über die ersten Unterstützungen hinweg eine Behelfsbrücke, und daran schließt die eiserne Kriegsbrücke an. Glied um Glied fügt der Vorbaukran an — schafft mit Hilfe von Streben und Gurten, gebunden durch Schrauben und Bolzen, das einheitliche Ganze — die neue Brücke.

An der Bauspitze ist ein bewegtes Bild der Arbeit. Unermüdet arbeiten die Eisenbahnpioniere. Der Glaube und das Verständnis für ihre große Aufgabe spornt sie an. Ein regelrechter sportlicher Wettbewerb setzt ein — Wer schafft am meisten? — Die, die von Tagesgrauen bis zum Mittag arbeiten, oder die, die anschließend arbeiten, bis das Dunkel der Nacht sie zur Ruhe zwingt? Keine Pause, keine Ruhe, nur Arbeit. Arbeit für diejenigen, die an der Front kämpfen. Auch hier Kampf, Kampf um jede Minute Zeitgewinn.

Doch dieses Wachsen der Brücke, das Ineinanderfügen der Teile, das Bild der Arbeit wollen wir uns näher ansehen, die den Einsatz jedes einzelnen Mannes verlangt.

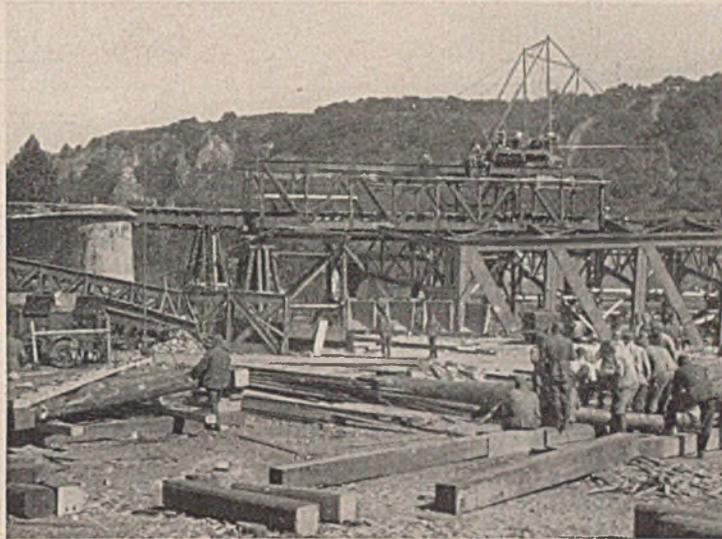
Der Feldwebel lenkt die Arbeit des Krans, paßt jeden Teil ein. Die Unteroffiziere leiten ihren Einbautrupp, die unermüdet jeden Handgriff, den sie gelernt haben und voll beherrschen, hier anwenden. Bolzen um Bolzen wird eingezogen, Schraube um Schraube befestigt. Teil um Teil, Glied um Glied fügt sich aneinander, und dort, wo dann die Trupps, in den Brückenträgern hängend, die Schrauben nachziehen, erkennt man die Form, das Bild der Brücke. Noch steht der Einbau auf festen Ge-

rüsten, die in den Flußgrund gerammt sind und durch Verstrebung und Verschwertungen in ein einheitliches Ganzes zusammengefügt werden.

Bald wird der Bau vorgetrieben sein, wird frei in die Luft hineinragen — 20 m hoch über dem Wasser im freien Vorbau überspannend.

Gefährlich ist die Arbeit auf dem Obergurt, unter dem das Wasser rauschend fließt. Rastlos treibt der aufsichtführende Offizier den Bau vorwärts, jeden seiner Mannschaften kennt er genau. Die besten und wendigsten Soldaten hat er an der schwierigsten Stelle eingesetzt. Die Brücke muß fertig werden, weil die kämpfende Truppe sie für den Nachschub braucht, weil die Eisenbahnpioniere den Anschluß an die Kampftruppe behalten müssen.

Kampf und Arbeit im stetigen Wechsel, unermüdetlicher Einsatz, das ist der Eisenbahnpionier.



Brücke während des Baues.

Alle Rechte vorbehalten.

Verstärkung einer gewölbten Eisenbahnbrücke.

Von Dr.-Ing. habil. Ernst Bittner, Wien.

A. Einleitung.

Eine im Jahre 1869 erbaute zweigleisige Eisenbahnbrücke (Abb. 1) besteht aus drei Ziegelgewölben mit den Lichtweiten 11,93, 14,44 und 11,93 m. Die Gewölbe haben Halbkreisform und eine gleichbleibende Dicke von 1,10 m. Die Pfeilerschäfte von 2,51 m Dicke und 4,40 m Höhe bestehen gleichfalls aus Ziegelmauerwerk, die Pfeilersockel sind mit Granitquadern verblendet. Die Stirnwände aus Bruchsteinen haben sehr schön ausgeführte Ansichtsflächen aus Schichtmauerwerk. Über den Pfeilern befinden sich Spargewölbe aus Ziegeln mit Stüchgewölben, die zur Brückenachse gleichlaufen (sogenannte Kapellen). Das Mauerwerk trug eine von der Brückenmitte nach beiden Seiten fallende Dichtungsschicht aus Bitumen, die durch eine Ziegelflachsicht geschützt war.

In allen drei Gewölben war auf der Nordwestseite der Brücke, rd. 80 cm von der Stirnfläche entfernt, ein durchgehender Längsriß ent-

standen; in seiner Umgebung war das Mauerwerk stark angewittert. — Als im Jahre 1938 das eine Gleis der Bahnstrecke erneuert wurde unter Vergrößerung des Gleisabstandes von 3,50 auf 4,0 m, beschloß die Reichsbahn die gleichzeitige Instandsetzung der Brücke. Sie stellte dabei folgende Aufgaben:

1. Erneuerung des schadhaften Gewölbemauerwerks.
2. Verstärkung der Brückenhälfte unter dem nordwestlichen Gleis zur Aufnahme des Lastenzuges E.
3. Herstellung einer neuen Abdichtung auf dieser Brückenhälfte mit Anschluß an eine Dichtungsschicht, die unter dem südöstlichen Gleis bereits im Jahre 1932 hergestellt worden war.
4. Verbreiterung des Planums um 50 cm entsprechend der Verschiebung des Gleises; und
5. Herstellung eines Gehweges neben dem nordwestlichen Gleis.

B. Standuntersuchung des bestehenden Bauwerks.

Um über die statischen Verhältnisse des Tragwerks und die notwendige Verstärkung Aufschluß zu erhalten, wurden zunächst die Beanspruchungen der Gewölbe und Zwischenpfeiler durch ständige Last, Wärmeschwankung und Verkehrslast (E-Zug) berechnet unter Annahme starrer Einspannung der Gewölbe. Die rechnerischen Kämpferpunkte wurden bei den Endgewölben unter einem Winkel von 25° gegen den waagerechten Durchmesser, beim Mittelgewölbe in gleicher Höhe entsprechend einem Winkel von 20° 45' angenommen. Alle Lasten wurden gleichmäßig auf die halbe Brückenbreite verteilt und ein Streifen von 1 m Breite untersucht. Als Wärmedehnziffer des Ziegelmauerwerks wurde

$$\omega = 0,5 \cdot 10^{-5}$$

und als Elastizitätsmaß

$$E = 50\,000 \text{ kg/cm}^2$$

eingesetzt. Bei der Verkehrslast wurde eine Stoßziffer $\varphi = 1,10$ berücksichtigt. Die errechneten Spannungen, die in der Tafel 1 zusammengestellt sind, halten sich in erträglichen Grenzen mit Ausnahme der Bodenpressung am Rand der Pfeilersohle in Höhe von 8,9 kg/cm², die die mit 5 kg/cm² eingesetzte zulässige Pressung erheblich übersteigt. Die hohe Kantenpressung entsteht durch den größeren Gewölbeschub des Endgewölbes infolge ständiger Last und Verkehrslast am Endgewölbe. Dieser Schub gilt für starre Einspannung des Gewölbes im Pfeiler. Es war klar, daß die elastische Nachgiebigkeit des Pfeilerschaftes den Schub und damit das Biegemoment in der Bodenfuge verringern mußte. In einem zweiten Rechnungsgang wurden nun sämtliche Spannungen mit Berücksichtigung der Elastizität der Pfeiler berechnet. Die Querschnittsvergrößerung im Pfeilersockel gegenüber dem Schaft wurde vernachlässigt, hingegen die Bodenfuge als starr eingespannt betrachtet. Ferner wurde das Elastizitätsmaß des Pfeilermauerwerks dem des Gewölbemauerwerks gleichgesetzt. Die Nachgiebigkeit des Pfeilers ist durch diese Annahmen wahrscheinlich überschätzt; die Rechnung stellt also einen gewissen Grenzfall dar. Die tatsächlichen Spannungen liegen zwischen diesem und dem andern, früher berechneten Grenzfall.

Die Gewölbe wurden in den früher gewählten Kämpferquerschnitten mit dem Pfeiler durch starre Eckstücke verbunden gedacht, so daß ein Tragwerk nach Abb. 2 entstand. S_1, S_2 und S_3 sind die elastischen Schwerpunkte der Gewölbe und des Pfeilers. Bei letzterem wurde, obwohl er ein gerader Stab ist, ebenfalls ein „elastischer Schwerpunkt“ eingeführt, um alle drei Tragwerkteile in gleicher Weise behandeln zu können. Wenn die starren Eckstücke gegen Verschiebung und Verdrehung festgehalten werden, so wirken auf sie die Auflagerkräfte der starr eingespannten Gewölbe. Eine willkürliche Verschiebung oder Verdrehung der Eckstücke ruft

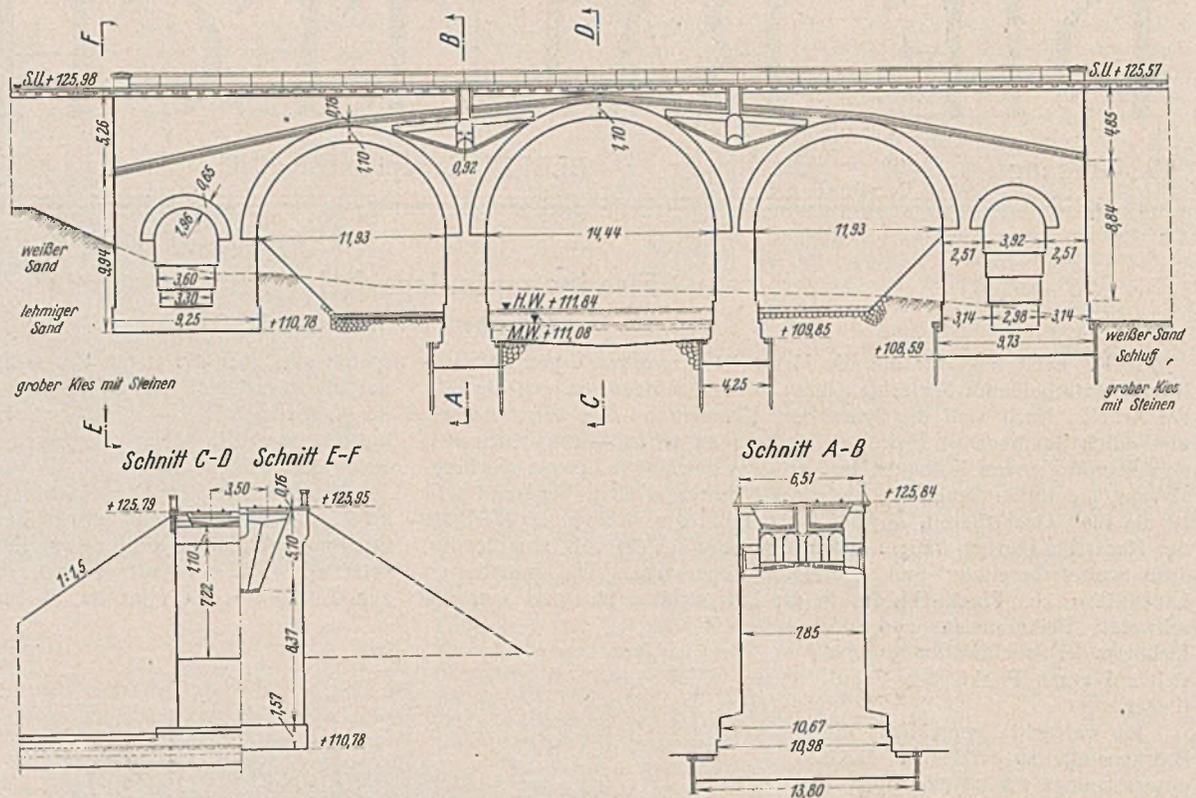


Abb. 1. Das bestehende Bauwerk.

elastische Widerstände der drei Tragwerkteile hervor; diese müssen die Auflagerkräfte der starr eingespannten Gewölbe aufheben, da auf die Eckstücke keine äußeren Kräfte wirken.

Die Rechnung wird erheblich vereinfacht durch Zerlegung aller Lasten und Verschiebungen in einen zur Brückenmitte symmetrischen und einen antisymmetrischen Teil. Die unbekanntes Verschiebungsgrößen sind dann:

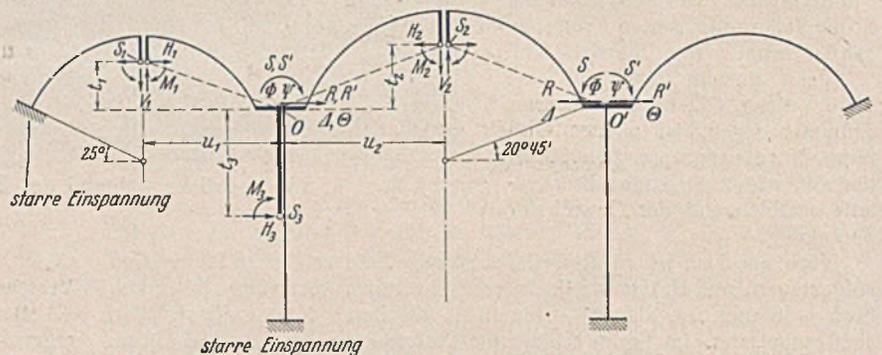


Abb. 2. Eingespannte Bogen auf nachgiebigen Zwischenpfeilern.

1. Symmetrische waagerechte Verschiebung Δ beider Pfeilerköpfe,
 2. antisymmetrische waagerechte Verschiebung Θ beider Pfeilerköpfe,
 3. symmetrische Verdrehung ϕ beider Pfeilerköpfe um O bzw. O' ,
 4. antisymmetrische Verdrehung ψ beider Pfeilerköpfe um O bzw. O' .
- In lotrechter Richtung ist der Punkt O unverschieblich unter Vernachlässigung der Achsverkürzung des Pfeilers.

Tafel 1. Spannungen bei Annahme unnachgiebiger Pfeiler in kg/cm².

Belastung	Endgewölbe				Mittelgewölbe				Pfeilerabsatz		Bodenfuge	
	Scheitel		Kämpfer		Scheitel		Kämpfer		außen	innen	außen	innen
	oben	unten	oben	unten	oben	unten	oben	unten				
Ständige Last	+ 4,7	+ 1,0	+ 6,5	+ 3,7	+ 3,5	+ 1,1	+ 6,7	+ 2,9	+ 3,6	+ 9,2	+ 1,9	+ 4,5
Erwärmung + 15° C	- 1,4	+ 1,8	+ 3,1	- 2,9	- 1,1	+ 1,3	+ 2,2	- 2,1	- 0,9	+ 0,9	- 0,4	+ 0,4
Abkühlung - 15° C	+ 1,4	- 1,8	- 3,1	+ 2,9	+ 1,1	- 1,3	- 2,2	+ 2,1	+ 0,9	- 0,9	+ 0,4	- 0,4
Verkehrslast (E-Zug) In ungünstigster Stellung ¹⁾	+ 3,3	- 1,7	+ 4,8	- 3,1	+ 5,2	- 3,6	+ 7,4	- 6,3	+ 9,7	- 8,0	+ 4,3	- 3,6
	-	-	- 1,7	+ 4,8	-	-	- 1,8	+ 5,0	- 6,6	+ 7,9	- 3,0	+ 3,6
Ungünstigste Summe	+ 9,4	- 2,5	+ 14,4	- 2,3	+ 9,8	- 3,8	+ 16,3	- 5,5	- 3,9	+ 18,0	- 1,5	+ 8,5
Bei Ausschluß der Zugzone . . .	+ 10,8	*	+ 15,0	*	+ 16,3	*	+ 22,0	*	*	+ 19,5	*	+ 8,9

¹⁾ Stoßziffer $\varphi = 1,1$, für die Bodenfuge $\varphi = 1,0$.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 2 und den Formänderungsgrößen $\delta_{H_1} = \int y^2 \cdot \frac{J_0}{J} \cdot ds$, $\delta_{V_1} = \int x^2 \cdot \frac{J_0}{J} \cdot ds$, $\delta_{M_1} = \int \frac{J_0}{J} \cdot ds$ für das Endgewölbe, δ_{H_2} , δ_{V_2} , δ_{M_2} für das Mittelgewölbe und δ_{H_3} , δ_{M_3} für den Pfeiler ergeben sich die Widerstandskräfte im Punkt O, und zwar eine waagrechte Kraft R und ein Drehmoment S, wie folgt:

$$\begin{aligned}
 & 1. EJ_0\text{-fache Verschiebungen } \mathcal{L} = 1. \\
 & R_{\mathcal{L}} = H_{1\mathcal{L}} - H_{2\mathcal{L}} + H_{3\mathcal{L}} = -\frac{1}{\delta_{H_1}} - \frac{2}{\delta_{H_2}} - \frac{1}{\delta_{H_3}} \\
 & S_{\mathcal{L}} = H_{1\mathcal{L}} t_1 - H_{2\mathcal{L}} t_2 - H_{3\mathcal{L}} t_3 = -\frac{t_1}{\delta_{H_1}} - \frac{2 t_2}{\delta_{H_2}} + \frac{t_3}{\delta_{H_3}}; \\
 & 2. EJ_0\text{-fache Verschiebungen } \theta = 1. \\
 & R_{\theta} = H_{1\theta} + H_{3\theta} = -\frac{1}{\delta_{H_1}} - \frac{1}{\delta_{H_3}} \\
 & S_{\theta} = H_{1\theta} t_1 - H_{3\theta} t_3 = -\frac{t_1}{\delta_{H_1}} + \frac{t_3}{\delta_{H_3}}; \\
 & 3. EJ_0\text{-fache Verdrehungen } \phi = 1. \\
 & R_{\phi} = H_{1\phi} - H_{2\phi} + H_{3\phi} = -\frac{t_1}{\delta_{H_1}} - \frac{2 t_2}{\delta_{H_2}} + \frac{t_3}{\delta_{H_3}} = S_{\mathcal{L}} \\
 & S_{\phi} = H_{1\phi} t_1 - H_{2\phi} t_2 - H_{3\phi} t_3 + V_{1\phi} u_1 + M_1 - M_2 + M_3 \\
 & = -\frac{t_1^2}{\delta_{H_1}} - \frac{2 t_2^2}{\delta_{H_2}} - \frac{t_3^2}{\delta_{H_3}} - \frac{u_1^2}{\delta_{V_1}} - \frac{1}{\delta_{M_1}} - \frac{2}{\delta_{M_2}} - \frac{1}{\delta_{M_3}}; \\
 & 4. EJ_0\text{-fache Verdrehungen } \psi = 1. \\
 & R_{\psi} = H_{1\psi} + H_{3\psi} = -\frac{t_1}{\delta_{H_1}} + \frac{t_3}{\delta_{H_3}} = S_{\theta} \\
 & S_{\psi} = H_{1\psi} t_1 - H_{3\psi} t_3 + V_{1\psi} u_1 + V_{2\psi} u_2 + M_1 + M_3 \\
 & = -\frac{t_1^2}{\delta_{H_1}} - \frac{t_3^2}{\delta_{H_3}} - \frac{u_1^2}{\delta_{V_1}} - \frac{2 u_2^2}{\delta_{V_2}} - \frac{1}{\delta_{M_1}} - \frac{1}{\delta_{M_3}}
 \end{aligned}$$

Wenn R_q und S_q die Auflagerkräfte der starr eingespannten Gewölbe infolge zur Brückenmitte symmetrischer äußerer Lasten, R'_q und S'_q die Auflagerkräfte infolge antisymmetrischer Lasten bedeuten, so bestehen die Gleichungen:

$$\begin{aligned}
 (I) \quad & \begin{cases} \mathcal{L} R_{\mathcal{L}} + \phi R_{\phi} + R_q = 0 \\ \mathcal{L} S_{\mathcal{L}} + \phi S_{\phi} + S_q = 0 \end{cases} \\
 (I') \quad & \begin{cases} \theta R_{\theta} + \psi R_{\psi} + R'_q = 0 \\ \theta S_{\theta} + \psi S_{\psi} + S'_q = 0 \end{cases}
 \end{aligned}$$

Daraus können die Unbekannten \mathcal{L} , ϕ , θ , ψ berechnet werden. Die endgültigen Werte der Gewölbekräfte sind dann:

$$\begin{aligned}
 & \text{In den Endgewölben} \\
 & H_1^* = H_{q_1} \pm H'_{q_1} - (\mathcal{L} \pm \theta) \frac{1}{\delta_{H_1}} - (\phi \pm \psi) \frac{t_1}{\delta_{H_1}} \\
 & V_1^* = V_{q_1} \pm V'_{q_1} - (\phi \pm \psi) \frac{u_1}{\delta_{V_1}} \\
 & M_1^* = M_{q_1} \pm M'_{q_1} - (\phi \pm \psi) \frac{1}{\delta_{M_1}} \\
 & (2) \quad \text{Im Mittelgewölbe} \\
 & H_2^* = H_{q_2} + \mathcal{L} \cdot \frac{2}{\delta_{H_2}} + \phi \cdot \frac{2 t_2}{\delta_{H_2}} \\
 & V_2^* = V'_{q_2} - \psi \cdot \frac{2 u_2}{\delta_{V_2}} \\
 & M_2^* = M_{q_2} + \phi \cdot \frac{2}{\delta_{M_2}}
 \end{aligned}$$

Tafel 2. Spannungen bei nachgiebigen Pfeilern in kg/cm².

Belastung	Endgewölbe				Mittelgewölbe				Pfeilerabsatz		Bodenfuge	
	Scheitel		Kämpfer		Scheitel		Kämpfer		außen	innen	außen	innen
	oben	unten	oben	unten	oben	unten	oben	unten				
Ständige Last	+ 5,5	0	+ 6,1	+ 5,1	+ 2,6	+ 2,3	+ 9,9	+ 0,8	+ 6,0	+ 6,8	+ 2,8	+ 3,6
Erwärmung + 15° C	- 1,2	+ 1,5	+ 2,5	- 2,3	- 1,3	+ 1,6	+ 2,9	- 2,8	- 0,1	+ 0,1	- 0,1	+ 0,1
Abkühlung - 15° C	+ 1,2	- 1,5	- 2,5	+ 2,3	+ 1,3	- 1,6	- 2,9	+ 2,8	+ 0,1	- 0,1	+ 0,1	- 0,1
Verkehrslast (E-Zug) in ungünstigster Stellung ¹⁾	+ 5,9	- 4,7	+ 8,3	- 7,8	+ 7,4	- 5,2	+ 8,2	- 6,7	+ 2,3	- 0,4	+ 1,4	- 0,7
	- 3,3	+ 4,4	- 3,1	+ 7,0	- 2,6	+ 3,3	- 3,4	+ 7,0	- 0,5	+ 2,4	- 0,7	+ 1,5
Ungünstigste Summe	+ 12,6	- 6,2	+ 16,9	- 5,0	+ 11,3	- 4,5	+ 21,0	- 8,7	+ 5,4	+ 9,3	+ 2,0	+ 5,2
Bei Ausschluß der Zugzone	* ²⁾	*	+ 20,5	*	+ 20,0	*	+ 42,0	*	-	-	-	-

¹⁾ Stoßziffer $\varphi = 1,1$, für die Bodenfuge $\varphi = 1,0$. — ²⁾ Mittelkraft am Rand des Querschnitts.

Auf den Pfeiler wirken (im elastischen Schwerpunkt)

$$(3) \quad \begin{cases} H_3 = (\mathcal{L} \pm \theta) \frac{1}{\delta_{H_3}} - (\phi \pm \psi) \frac{t_3}{\delta_{H_3}} = H_1^* - H_2^* \\ M_3 = (\phi \pm \psi) \frac{1}{\delta_{M_3}} \end{cases}$$

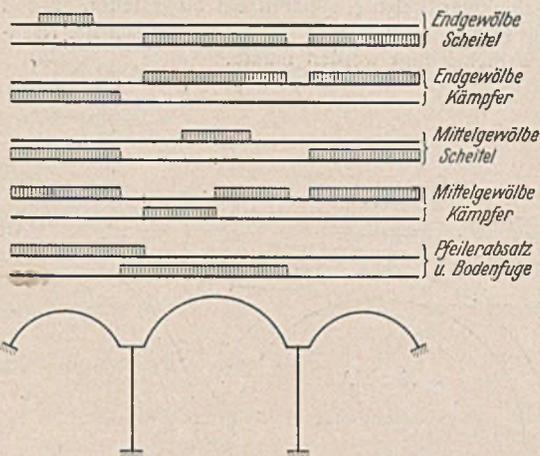


Abb. 3. Ungünstigste Stellung der Verkehrslast für die Bogen auf nachgiebigen Pfeilern.

Aus den Randspannungen

$$\sigma_d = \frac{N}{b d} \left(1 + \frac{6 e}{d} \right) \quad \text{und} \quad \sigma_z = \frac{N}{b d} \left(1 - \frac{6 e}{d} \right) \quad \text{mit } e = \frac{M}{N}$$

ergibt sich die Randdruckspannung bei Ausschluß der Zugzone nach der einfachen Formel:

$$\sigma_d^* = \frac{2 N}{3 b \left(\frac{d}{2} - e \right)} = \frac{(\sigma_d + \sigma_z)^2}{\sigma_d + 2 \sigma_z} \quad (\sigma_z < 0!)$$

Sobald $\sigma_z \leq -\frac{\sigma_d}{2}$ wird, fällt die Mittelkraft außerhalb des Querschnitts, und es ist ohne Zugspannungen kein Gleichgewicht möglich. Dieser Fall tritt im Scheitel des Endgewölbes ein, während in den übrigen maßgebenden Bogenquerschnitten sehr hohe Beanspruchungen entstehen.

Das alte Tragwerk befindet sich also bei Belastung durch den Lastenzug E in folgender Lage:

Bei Unnachgiebigkeit der Pfeiler liegen die Spannungen in den Gewölben und im Pfeilerschaft an der Grenze des Zulässigen, die Bodenrandpressung ist unzulässig hoch.

Bei Nachgiebigkeit der Pfeiler sind die Gewölbe nicht imstande, die Lasten aufzunehmen. Die Beanspruchung des Pfeilerschafts ist gering, die Bodenrandpressung ist immer noch höher, als wünschenswert wäre.

Aus diesen Tatsachen folgt, daß eine Verstärkung der Gewölbe durch neue, darüber- oder darunterliegende Gewölbe zur Aufnahme des Schubes eine Verstärkung der Pfeiler und ihrer Grundkörper erfordern, also keine günstige Lösung sein würde. Die Brücke ist vielmehr so zu verstärken, daß die Momente in den Gewölben wesentlich kleiner werden, während der Seitenschub durch Verkehrslast keinesfalls größer, sondern womöglich ebenfalls kleiner werden soll. Wenn dies erreicht wird, können die Pfeiler samt Grundkörpern unverändert bleiben.

Die obigen Gewölbekräfte sind den Kräften im standbestimmten Grundnetz (Kragarm) zu überlagern, um die endgültigen inneren Kräfte und daraus die Spannungen zu erhalten.

Die einzelnen Belastungsfälle mit den früheren Annahmen ergaben die Spannungen der Tafel 2 mit den in der letzten Zeile eingetragenen ungünstigsten Summen. Die jeweils ungünstigste Stellung der Verkehrslast ist in Abb. 3 dargestellt.

C. Die Verstärkung.

Die Aufnahme von Biegemomenten ohne Seitenschub ist nur durch balkenartige Tragglieder möglich. Es wurde daher zur Verstärkung jedes Gewölbes ein Eisenbeton-Verstärkungsträger eingebaut, der mit dem Gewölbe zusammen einen „versteiften eingespannten Bogen“ bildet. Dieser unterscheidet sich vom sogenannten Langer'schen Balken dadurch, daß der Bogen kein gelenkiger Stabzug, sondern ein biegesteifer, an den Kämpfern eingespannter Bogen ist, wobei in diesem Falle noch die Nachgiebigkeit der Pfeiler berücksichtigt werden mußte.

Für die Lage der rechnermäßigen Kämpferpunkte sowie des wirksamen Querschnitts der Pfeiler wurden die früheren Annahmen (Abschnitt B) beibehalten. Der Pfeilerteil über den Bogenkämpfern, der die Auflager der Verstärkungsbalken trägt, wurde starr angeommen.

Die zahlreichen Zwangskräfte wurden in drei Stufen berechnet. Die erste Stufe bilden drei voneinander unabhängige, starr eingespannte Bogen. Ausgehend vom standbestimmten Grundnetz, das aus zwei Kragarmen besteht, ergeben sich die drei im elastischen Schwerpunkt angreifenden Zwangskräfte H_0 , V_0 und M_0 aus drei Gleichungen mit je einer Unbekannten.

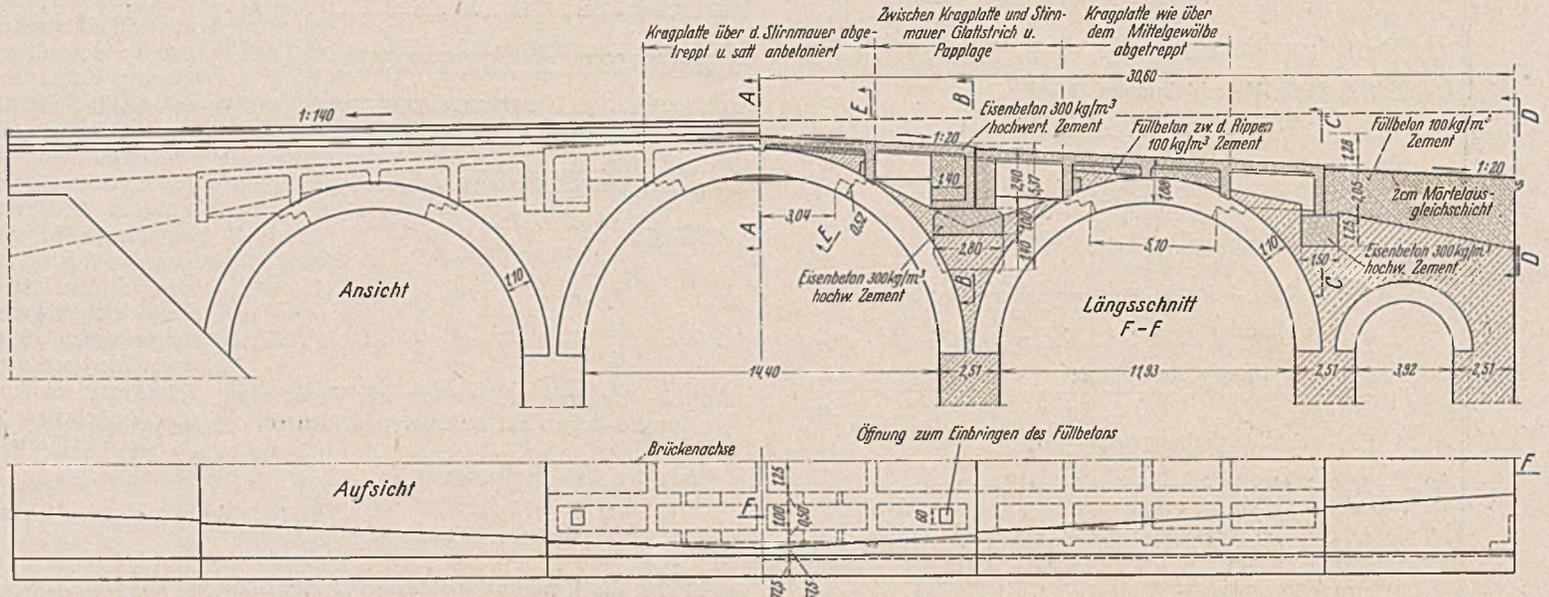
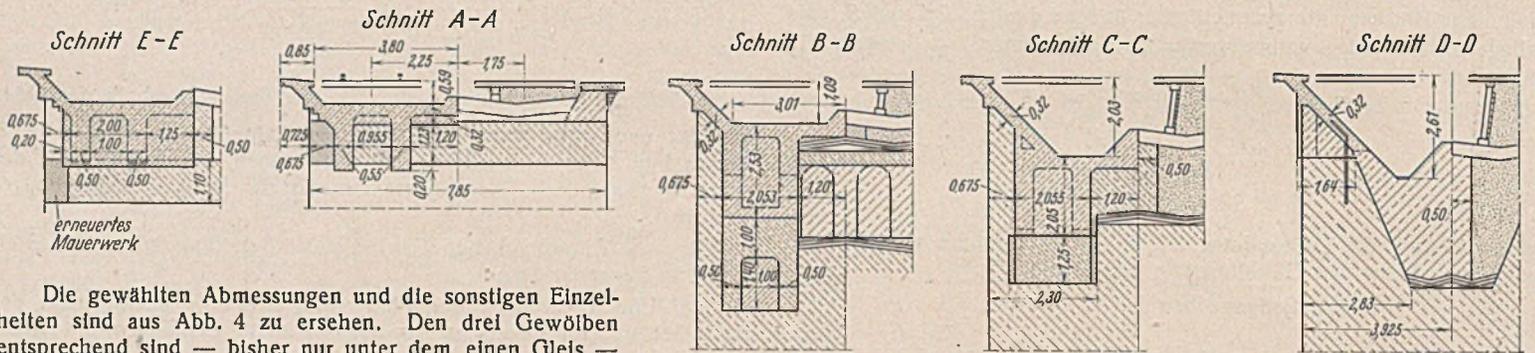


Abb. 4. Bauplan der Brückenverstärkung.



Zu Abb. 4.

Die gewählten Abmessungen und die sonstigen Einzelheiten sind aus Abb. 4 zu ersehen. Den drei Gewölben entsprechend sind — bisher nur unter dem einen Gleis — drei durch Fugen voneinander getrennte Verstärkungsträger ausgeführt worden. Sie sind, dem Längsgefälle der Dichtungsschicht folgend, geneigt und bestehen aus einer oberen Platte und zwei Rippen, die durch die Gewölbe hindurchgehen, da über den Gewölben die erforderliche Bauhöhe nicht vorhanden ist. Jeder Balken ruht an drei Stellen (ungefähr in den Viertelpunkten) mittels Querträgern auf der ganzen Gewölbbreite, d. i. der halben Brückenbreite. Zwischen diesen Querträgern ist der Verstärkungsträger mit dem Gewölbe- und Stürnmauerwerk verzahnt, in den äußeren Vierteln hingegen durch eine Papplage davon getrennt. Die Endauflager der Balken über den Pfeilern und Widerlagern sind durchweg Gleitlager. Die Lager über den Pfeilern sind soweit als möglich aus der Pfeilerachse herausgerückt, damit der Auflagerdruck bei einseitiger Verkehrslast dem Moment des Gewölbeschubes entgegenwirkt und so die Bodenrandpressung entlastet. Da die Berechnung für gewisse Belastungsfälle negative Auflagerdrücke ergab, wurden die Endquerträger als Gegengewichte ausgebildet und damit die erforderliche Sicherheit gegen Abheben erreicht. Da der Achsabstand der beiden Gleise nur 3,50 m betrug, ist das Gleis auf der verstärkten Brückenhälfte um 0,50 m nach außen gerückt worden, wodurch eine entsprechende Auskragung über die Stürnmauer nötig wurde.

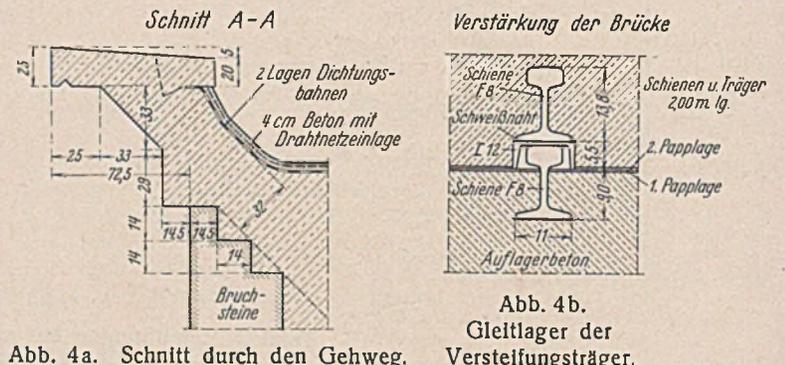


Abb. 4a. Schnitt durch den Gehweg.

Abb. 4b. Gleitlager der Verstärkungsträger.

D. Standberechnung des verstärkten Tragwerks.

Das der Berechnung zugrunde gelegte Tragnetz ist in Abb. 5 dargestellt. Es besteht aus dem früheren Tragwerk nach Abb. 2 mit dem Unterschied, daß der Bogenquerschnitt nicht gleich bleibt, da die Gewölbe dort, wo die Trägerrippen sie durchdringen, um die Rippenbreite verschmälert sind. Der Sprung im Querschnitt wurde rechnermäßig in die äußeren Stützpunkte der Träger verlegt. Dazu kommen die Verstärkungsträger, die auf den Bogen und den Pfeilern als standbestimmt gelagert gedacht wurden.

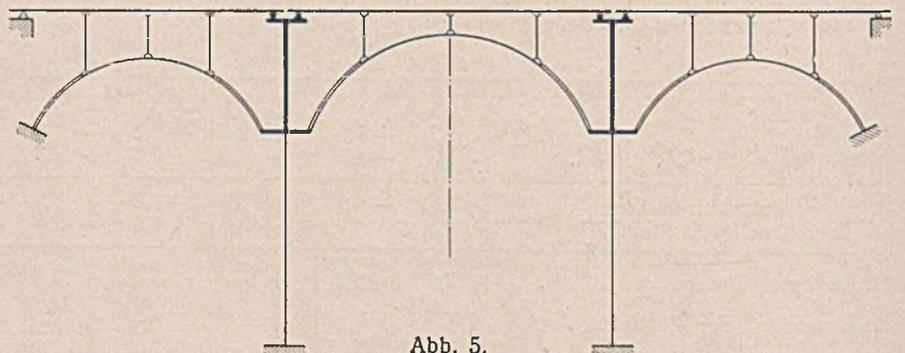


Abb. 5. Eingespannte Bogen mit Verstärkungsträgern auf nachgiebigen Zwischenpfeilern.

Der elastische Schwerpunkt und die Formänderungswerte des Kreisbogens mit sprunghaft wechselndem Querschnitt sind durch getrennte Integration über die beiden Bogenteile leicht zu berechnen. Die zweite Stufe der Berechnung bilden drei voneinander unabhängige, starr eingespannte Bogen mit Versteifungsträgern, die an ihren Enden lotrecht unverschieblich gelagert sind. Als Unbekannte wurden gewählt (Abb. 6):

1. Der Auflagerdruck X im Scheitel.
2. Zwei gleiche Auflagerdrücke $\frac{Y}{2}$ an den beiden anderen Stützpunkten.
3. Zwei gegengleiche Auflagerkräfte $\pm \frac{Z}{2}$ an den gleichen Stellen.

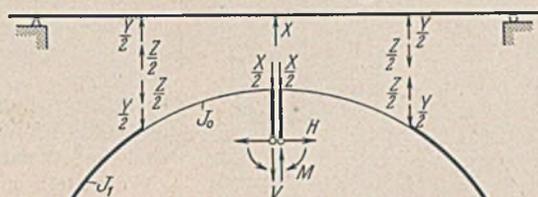


Abb. 6. Starr eingespannter Bogen mit Versteifungsträger.

Für symmetrische Lastfälle (für den Bogenscheitel) ergeben sich X und Y aus zwei Gleichungen mit je zwei Unbekannten, während $Z=0$ ist; für antisymmetrische Lastfälle ist $X=Y=0$, Z ist aus einer Gleichung mit einer Unbekannten zu berechnen. Die gegenseitigen Verschiebungen von Bogen und Träger setzen sich aus zwei Teilen zusammen: der Anteil des Bogens ist gleich der Verschiebung des Kragarmes infolge der gegebenen Belastung und der zugehörigen Zwangskräfte H_0, V_0 und M_0 ; der Anteil des Trägers ist die Durchbiegung des Freibalkens zwischen den Endauflagern und ist aus bekannten Formeln zu ermitteln. Die Bogenkräfte im versteiften Bogen sind:

$$(4) \quad \begin{cases} H = H_0 + X H_x + Y H_y \\ M = M_0 + X M_x + Y M_y \\ V = V_0 + Z V_z \end{cases}$$

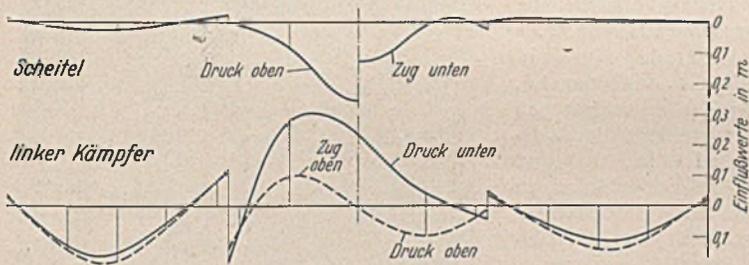


Abb. 7. Einflusslinien der Kernpunktmomente im Mittelgewölbe.

Als dritte Gruppe von Unbekannten wurden endlich die Verschiebungen Δ und θ und die Verdrehungen ϕ und ψ der Pfeilerköpfe eingeführt (Abb. 2). Bei der Berechnung der Kräfte, die durch diese Bewegungen hervorgerufen werden, muß man wieder vom standbestimmten Grundnetz ausgehen und die Unbekannten der ersten und zweiten Stufe ermitteln. Beim Endgewölbe zerlegt man zweckmäßig die einseitige Verdrehung ϕ oder $\psi=1$ in eine zum Endgewölbe

symmetrische Verdrehung $\varphi = +\frac{1}{2}$ und eine antisymmetrische Verdrehung $\psi = \pm \frac{1}{2}$. Es sind dann für symmetrische Verformungen die Kräfte $H_0, M_0; X, Y; H, M$ und für antisymmetrische Verformungen die Kräfte V_0, Z und V zu berechnen.

Die Summe aller Auflagerkräfte aus beiden Gewölben samt ihren Versteifungsträgern und dem Pfeiler ergibt im Pfeilerkopf die waagrechte Kraft R und das Moment S . Die Gleichungen für die Pfeilerkopfverschiebungen sind die gleichen wie beim unversteiften Tragwerk. Als endgültige Kräfte sind für jedes Gewölbe $H^*, V^*, M^*; X^*, Y^*, Z^*$ zu berechnen.

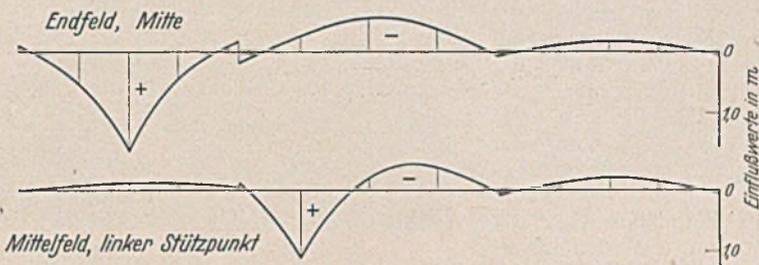


Abb. 8. Einflusslinien der Momente in den Versteifungsträgern.

Das verstärkte Tragwerk war für folgende Belastungsfälle zu untersuchen:

1. Eigengewicht der Gewölbe, der Stirnmauern und des Füllbetons.

Die Lasten wurden auf die Gewölbebreite gleichmäßig verteilt angenommen. Sie wirken auf das unversteifte Tragwerk (wie Abb. 2, aber mit verringertem Bogenquerschnitt im Scheitelfeld), dessen Berechnung oben beschrieben ist.

2. Gewicht der Versteifungsträger und des Schotterbetts.

Da die Höhe des Schotterbetts gegen die Brückenenden ansteigt, liegt eine trapezförmige Belastungsfläche vor; sie wird für die Endgewölbe in einen zum Endgewölbescheitel symmetrischen und einen antisymmetrischen Teil zerlegt. Die Lasten wirken auf das versteifte Tragwerk, da

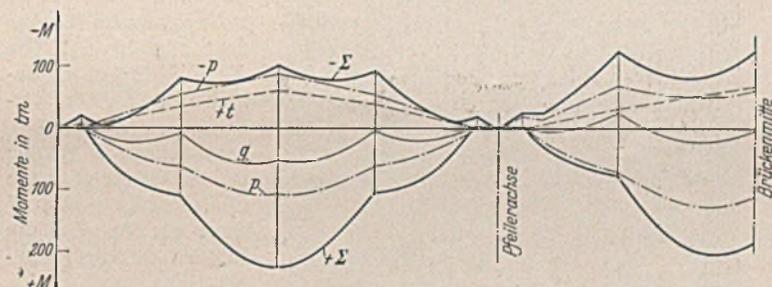


Abb. 9. Momente in den Versteifungsträgern.

während des Betonierens die Gewölbe eingerüstet waren und allein keine Lasten übernahmen.

3. Wärmeschwankung $\pm 15^\circ \text{C}$:

Die $E J_0$ -fache waagrechte Verschiebung des versteiften Bogens auf beweglichem Pfeiler ist $\Delta_t = E J_0 \omega t l$, wobei l bis zur Pfeilerachse gerechnet wurde. Der Kämpfer muß zunächst in seine ursprüngliche Lage zurückgeschoben werden; die dadurch hervorgerufenen Kräfte sind die

Tafel 3. Spannungen im verstärkten Tragwerk in kg/cm^2 .

Belastung	Endgewölbe				Mittelgewölbe				Bodenfuge	
	Scheitel		Kämpfer am Pfeiler		Scheitel		Kämpfer		außen	innen
	oben	unten	oben	unten	oben	unten	oben	unten		
Gewölbe und Übermauerung (unversteiftes Tragwerk)	+ 3,4	+ 0,5	+ 2,2	+ 4,3	+ 0,7	+ 2,8	+ 4,5	+ 2,0	+ 2,1	+ 2,6
Versteifungsträger samt Schotterbett (versteiftes Tragwerk)	+ 3,9	+ 0,5	+ 3,7	+ 1,2	+ 5,0	- 0,9	+ 5,3	- 0,5	+ 0,8	+ 1,1
Erwärmung $+ 15^\circ \text{C}$	+ 0,9	+ 0,4	+ 3,8	- 2,9	+ 1,1	+ 0,2	+ 5,0	- 4,2	-	-
Abkühlung $- 15^\circ \text{C}$	- 0,9	- 0,4	- 3,8	+ 2,9	- 1,1	- 0,2	- 5,0	+ 4,2	-	-
Verkehrslast										
(E-Zug) in ungünstigster Stellung	+ 3,2		+ 5,9		+ 4,8		+ 4,6		+ 1,0	
Stoßziffer $\varphi = 1,1$	-		- 2,2		-		- 0,8		- 0,5	
für die Bodenfuge $\varphi = 1,0$				+ 5,0				+ 3,5		+ 1,0
		- 0,4	+ 5,9	- 5,0	+ 4,1	- 1,7	+ 4,1	- 3,4		- 0,5
ungünstigste Summe	größter Druck oben	+ 11,4	+ 15,6		+ 11,6		+ 19,4		+ 3,9	
	Zug oben	-	- 0,1		-		-			
	Druck unten			+ 13,4				+ 9,2		+ 4,7
	Zug unten			+ 15,6	- 2,4			+ 18,9	- 6,1	
			+ 16,1	*			+ 24,5	*		

gleichen wie bei einer Pfeilerkopferschiebung. Die Summe für beide Gewölbe, R_i und S_i , liefern die Werte Δ und ϕ . Die Zwangsverschiebungen sind dann $\Delta_1 - \Delta$ für das Endgewölbe und $\Delta_2 + \Delta$ für das Mittelgewölbe.

Aus diesen Verschiebungen und der Verdrehung ϕ ergeben sich die endgültigen inneren Kräfte der versteiften Gewölbe.

4. Verkehrslast.

Für die Wirkung der Verkehrslast wurden Einflußlinien entwickelt. Die Einflußlinien für das Moment um den Kernpunkt eines Bogenquerschnitts ist die Biegelinie des Lastgurts, also des Versteifungsträgers, infolge einer gegenseitigen Verdrehung l des aufgeschnittenen Bogens um den Kernpunkt. Der

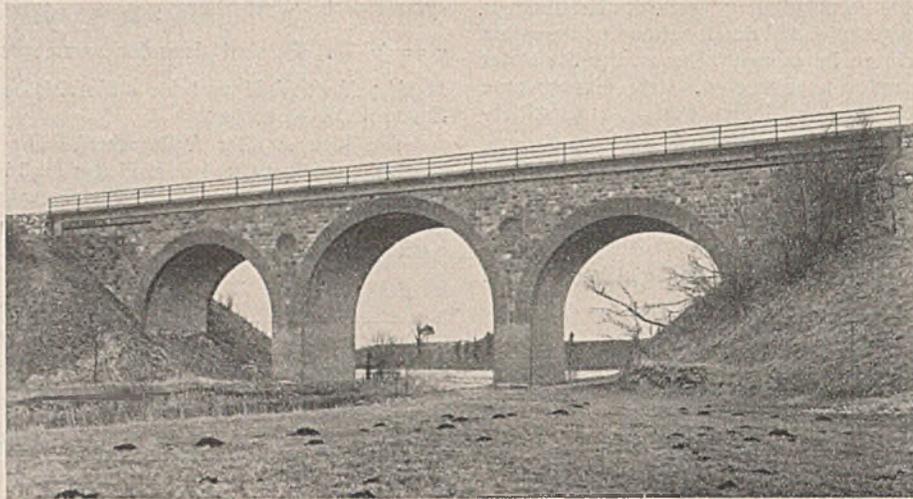


Abb. 10. Ansicht der verstärkten Brücke.
Aufn.: Walsdorf.

Die Tafel 3 enthält die Spannungen in den versteiften Gewölben. Mit Ausnahme des Mittelgewölbekämpfers treten nirgends nennenswerte Zugspannungen auf. Die Bodenrandpressung ist ebenfalls geringer als im unversteiften Tragwerk. Der Zweck der Verstärkung ist damit als erreicht anzusehen.

Zur Bemessung der Bewehrung in den Versteifungsträgern waren die Einflußlinien der Trägermomente erforderlich. Sie sind bedeutend einfacher zu ermitteln als die der Bogenmomente. Zunächst wurden der Reihe nach für $\delta_x = 1, \delta_y = 1, \delta_z = 1$

sämtliche Größen, also $X, Y, Z; H, V, M; \Delta, \theta, \phi, \psi$; sowie die Durchbiegungen η der Träger infolge $X, Y, Z; \Delta, \theta, \phi, \psi$ ermittelt. Bei der gegenseitigen Verdrehung l in einem Trägerquerschnitt entstehen im Freibalken bestimmte Verschiebungen δ_x, δ_y und δ_z , mit denen die früher berechneten Durchbiegungen η vervielfacht werden müssen; die erhaltenen Werte ergeben, mit der Einflußlinie des Freibalkens überlagert, die gesuchte Einflußlinie.

Für das Mittelfeld gilt die Stoßziffer 1,3, für das Endfeld wegen der größeren Bettungshöhe 1,1. In Abb. 8 sind einige Einflußlinien, in Abb. 9 die Größtmomentenlinien der Versteifungsträger wiedergegeben. Zur Deckung dieser Momente war in jeder Rippe eine Bewehrung von 11 R.-E. von 26 mm Durchm. unten und 7 R.-E. von 26 mm Durchm. oben erforderlich.

In ähnlicher Weise ergab sich die Einflußlinie für das Moment um die Bodenfuge des Pfeilers. Hier wurde nur das Schwerpunktmoment untersucht, da eine Verdrehung um den Kernpunkt eine Hebung des Pfeilerkopfes zur Folge hat, die in der übrigen Rechnung nicht vorkommt und eigens hätte behandelt werden müssen.

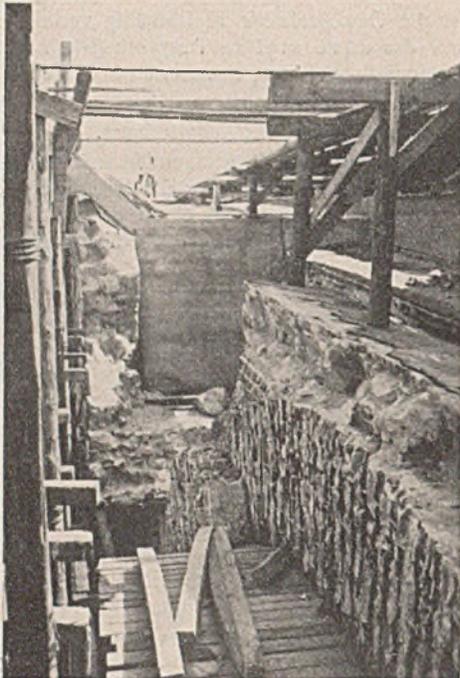


Abb. 11. Abbrechen des verwitterten äußeren Gewölberinges.

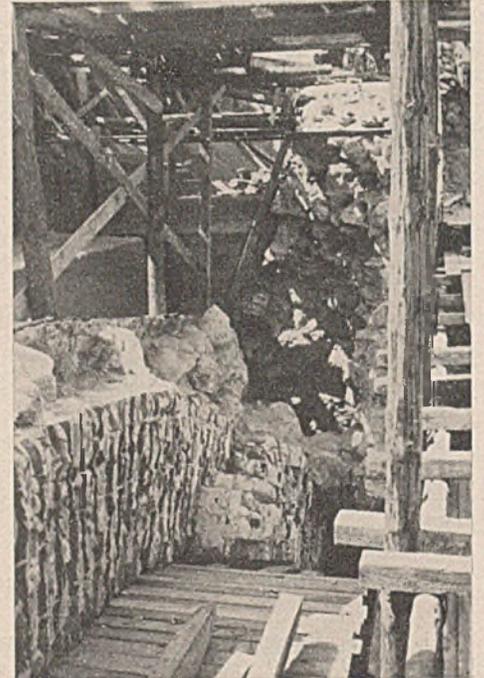


Abb. 12. Abbrechen des verwitterten äußeren Gewölberinges.

In der weit nach oben auskragenden Gehwegplatte verursachen die negativen Momente beträchtliche Zugspannungen. Um das Entstehen

Abb. 7 zeigt als Beispiel die Einflußlinien des Mittelgewölbes.

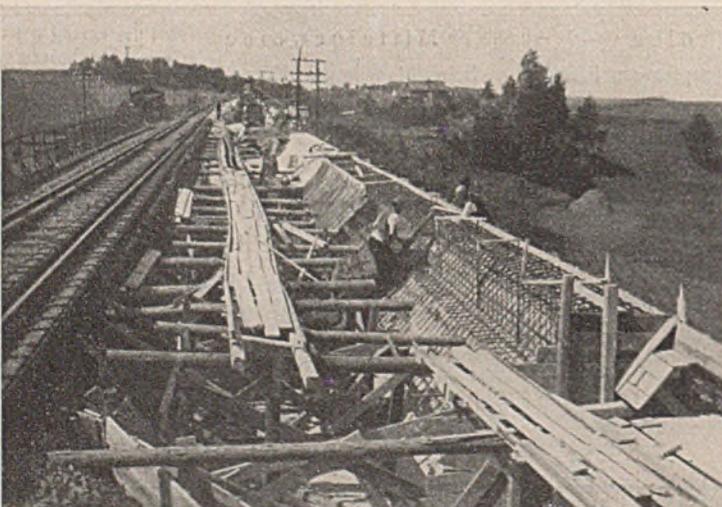


Abb. 13. Eisenbewehrung des Kragträgers.

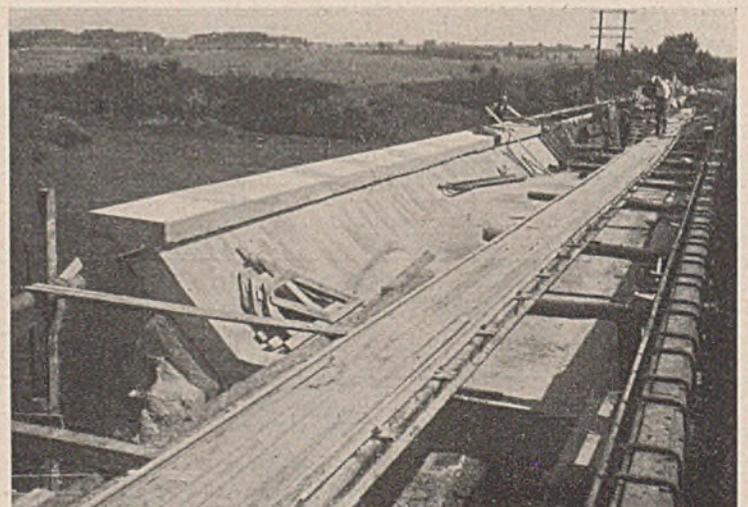


Abb. 14. Kragträger für die Gleisverbreiterung.

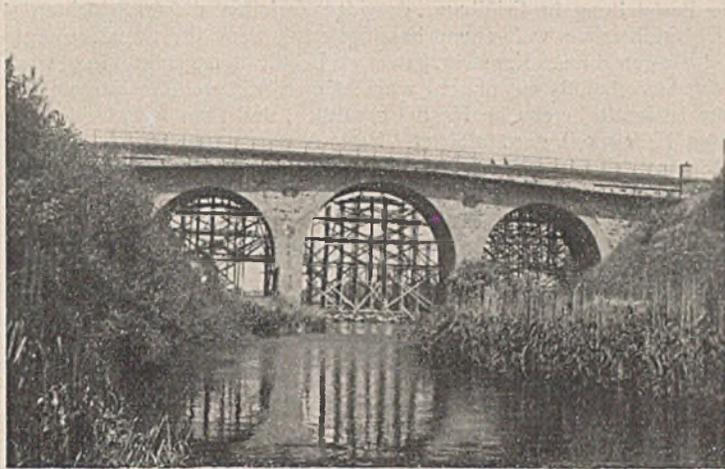


Abb. 15. Gerüstbau.

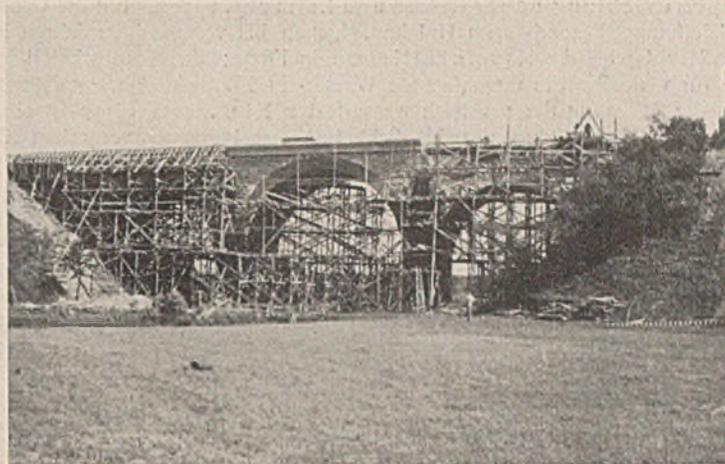


Abb. 16. Gerüst während des Baues.

klaffender Risse hintanzuhalten, wurde im ganzen auskragenden Teil eine kräftige Längsbewehrung aus I-Steg-Stahl, als einem Stahl mit guter Verbundwirkung und hoher Dehnung vor dem Strecken eingelegt.

E. Die Bauausführung.

Nach Entfernung des nordwestlichen Gleises samt Schotterbett, Absteifung des anderen Gleises und Einrüstung der Gewölbe wurden zunächst über dem Mittelgewölbe die Kapellen so weit abgebrochen, als der Raum für den Versteifungsträger nötig war. Die Kapellen auf der anderen Brückenhälfte wurden mit Magerbeton ausgefüllt. Die Stirnmauer wurde abgetragen und die Steine numeriert, um sie nachher in der gleichen Ordnung wieder aufbauen zu können. Es folgte der Abbruch des schadhafte Gewölbe-

streifens am Rande, in Verbindung damit der Ausbruch des Raumes für die äußere Trägerrippe, endlich die Herstellung des Schlitzes für die innere Rippe. Nach Erneuerung des äußeren Gewölbestreifens in erstklassigen Ziegeln und Wiederaufbau der Stirnwand wurde der Versteifungsträger samt Gehwegplatte ausgeführt. Die Instandsetzung und Verstärkung der Endgewölbe wurde in der gleichen Weise vorgenommen. Die Verstärkung der Gewölbe unter dem zweiten Gleis ist bisher nicht ausgeführt worden.

Abb. 10 zeigt die Brücke nach der Verstärkung. Abb. 11 bis 16 zeigen die einzelnen Bauabschnitte. Die gesamten Bauarbeiten wurden in der Zeit vom Mai bis August 1938 von der Beton- und Monierbau AG. ausgeführt, in deren Büro der Entwurf vom Verfasser aufgestellt wurde. Die Kosten haben 95 000 RM betragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Stand und Entwicklung der Grobholzleimung.¹⁾

Von Dr.-Ing. habil. K. Egner, Stuttgart.

Unter Grobholzleimung soll in diesem Zusammenhang die Herstellung von Verbindungen größerer Querschnitts-, insbesondere Dickenabmessungen verstanden werden — im Gegensatz zur Verleimung von Sperr- und Schicht-hölzern aller Art, zum Aufbringen von Furnieren auf Blindhölzer und zu den meisten Leimverbindungen, die das Tischlereihandwerk üblicherweise seit langem herstellt. Es handelt sich bei der Grobholzleimung daher in erster Linie um Aufgaben des Bauwesens, besonders des Ingenieurholzbauens und um verwandte Aufgaben.

Aufgabenkreis und Bedeutung der Grobholzleimung. Welche Bedeutung heute der Grobholzleimung zukommt, sei kurz an einigen Beispielen dargelegt. Der zunehmende Holzverbrauch führt zu einer von Jahr zu Jahr steigenden und fühlbarer werdenden Holzverknappung; diese Erscheinung ist in Deutschland seit einigen Jahren aus allgemein bekannten Gründen besonders ausgeprägt. Da u. a. der Verwendungsbereich des Rohstoffes Holz dauernd wächst, ist darüber hinaus damit zu rechnen, daß nach Wiedereintritt ruhiger Zeiten und selbst nach Angliederung weiterer holzreicher Gebiete mit dem Rohstoff Holz auch in Zukunft so haushälterisch als möglich umgegangen werden muß. Dies gilt in erster Linie für die gegenüber der Laubholzerzeugung mengenmäßig zurücktretende Nadelholzerzeugung. Von forstlicher Seite wird man neben vielen anderen Maßnahmen dieser Holzverknappung durch eine kürzere Umtriebszeit der Bäume begegnen müssen. Die Holzverbraucher, in erster Linie das Bauwesen, müssen demnach mit einem von Jahr zu Jahr abnehmenden Anfall von Stämmen größerer Durchmesser rechnen. Dies führt dazu, daß die für viele Zwecke benötigten Holzbauteile großer Querschnittsabmessungen durch Zusammenleimen von solchen geringerer Abmessungen aufgebaut werden müssen. Vorteilhafterweise wird man dabei, besonders wenn es sich um Biegeträger handelt, von der Herstellung sogenannter Sparträger mit I- und Kastenquerschnitten Gebrauch machen, die neben der Möglichkeit des Aufbaues aus Stämmen geringer Zopfmaße auch raummäßig beträchtliche Ersparnisse gegenüber gleich tragfähigen Vollholzträgern gewährleisten. Daß solche Sparträger, besonders I-Träger, heute einwandfrei hergestellt werden können und hinreichende Bruchsicherheit haben, ist durch ausgedehnte Untersuchungen im Institut für die Materialprüfungen des Bauwesens der Technischen Hochschule Stuttgart nachgewiesen worden²⁾. Bei diesen Untersuchungen

wurde, was für die Grobholzleimung tragender Bauteile von grundlegender Bedeutung ist, erstmals der Nachweis geliefert, daß das Trägheitsmoment solcher einwandfrei geleimter I-Träger dem rechnerischen Trägheitsmoment der Verbundkörper gleichkommt. Mit anderen Worten heißt dies, daß die aus Teilstücken zusammengeleimten Körper sich im Hinblick auf die Nachgiebigkeit wie unverleimte, also unmittelbar aus entsprechend dicken Stämmen geschnittene Vergleichskörper gleicher Elastizitätszahl verhalten. In dieser wichtigen Hinsicht ist die Leimung allen anderen Verbindungsarten weit überlegen. Aber auch die Biegefestigkeit einwandfrei hergestellter Leimverbindungen ist, wie aus zahllosen Versuchen hervorgeht, der Scherfestigkeit unserer einheimischen Hölzer gleichzusetzen. Es ist unerlässlich, daß sich alle an der Grobholzleimung Beteiligten mit diesen grundlegenden Dingen vertraut machen. Auf gewisse Einschränkungen, die bauliche Fragen und solche des Aufbaues der zu verleimenden Stücke betreffen, wird später kurz eingegangen.

Neben dem Aufbau von Trägern, Bauteilen usw. großer Querschnitte durch Verleimung von Teilstücken geringerer Querschnitte spielt heute schon und in der Zukunft in vermehrtem Maße eine Rolle die Herstellung langer Holzteile aus kurzen, zum Teil auch aus ausgeschnittenen Stücken. Auch hier ist der Grobholzleimung eine bedeutende und volkswirtschaftlich wichtige Aufgabe erwachsen.

Die Bedeutung der Grobholzleimung erhellt weiter aus vielen fast ausschließlich durch Leimung erstellten Bauten und Bauteilen des neuzeitlichen Ingenieurholzbauens. Es sei lediglich auf die Großzahl von geleimten Baracken des Reichsarbeitsdienstes und ähnlichen Unterkunfthäusern verwiesen. Geleimte Binder zeichnen sich durch Einfachheit und Geschlossenheit der äußeren Erscheinung und weitgehenden Wegfall der bei anderen Bauweisen benötigten Eisenmengen für Bolzen, Muttern, Unterlegscheiben und Verbinder aus. Es ist zu erwarten, daß die früher mit dem Namen „Hetzer“ verbundene Bauweise durch die zunehmenden Erfahrungen der Praxis und die Erkenntnisse der Forschung noch Verbesserungen und weitere Entwicklung und Verbreitung erfährt. In Stuttgart sind in den letzten beiden Jahren eingehende Untersuchungen über das Verhalten und die Festigkeitseigenschaften von gebogenen Balken, die aus Einzelbrettern verleimt wurden, vorgenommen worden, über die in Bälde berichtet werden wird. Aus den hierbei gewonnenen Erkenntnissen ist von wesentlicher Bedeutung die Gleichmäßigkeit der Ergebnisse, die deutlich die Gütesteigerung erkennen lassen, die durch Zurückdrängen des Einflusses der auf geringen Wirkungsbereich beschränkten örtlichen Fehlstellen der Teilhölzer entsteht, und die zeigen, daß man die Teilhölzer geringer Güte in den weniger beanspruchten Mittelzonen, die Teilhölzer besserer Güte in den hochbeanspruchten Außenzonen einbauen kann.

¹⁾ Aus einem Vortrag, der anlässlich der Gründung eines „Ausschusses für Grobholzleimung“ im Reichsforstamt, Berlin, am 30. Mai d. J. gehalten wurde.

²⁾ K. Egner, Versuche mit geleimten Baugliedern, besonders Trägern, und die Bedingungen für ihre sachgemäße Herstellung. Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen beim VDI, Heft 23, 1939, S. 28 bis 45.

Entwicklung neuer Leime und Leimverfahren. Für die Grobholzleimung, besonders im Holzbau, kamen bis vor wenigen Jahren in der Hauptsache die Kaseinkaltleime in Frage; ihr Hauptnachteil ist die für viele Zwecke ungenügende Wasser- und Witterungsbeständigkeit. Mit der Schaffung der praktisch wasserfesten Kunstharzleime ist eine ungeahnte Ausweitung der Möglichkeiten des Leimens, vor allem für Bauzwecke, eingetreten; die besprochenen Erfolge der Leimbauweise sind ohne diese Kunstharzleime undenkbar. Zunächst kamen der flüssige Kauritleim (Karbamidharzleim) der I. G. Farben, der auf der Grundlage Harnstoff-Formaldehyd aufgebaut ist, und der aus Phenol-Formaldehyd entwickelte Tegofilm von Th. Goldschmidt in Follenform auf den Markt. Beide Leime wurden in erster Linie für die Zwecke der Sperr- und Schichtholzerstellung, die in beheizten Leimpresen vor sich geht, nutzbar gemacht. Kauritleim härtet mit Hilfe von flüssigen Härtern aus, Tegofilm dagegen lediglich durch Erwärmen auf rd. 130 bis 140° C. Es gelang außerdem durch Entwicklung sogenannter Kalthärter, den Kauritleim im Kaltverfahren zur Aushärtung zu bringen. Dies war für die Grobholzleimung von grundlegender Bedeutung; sie konnte dadurch erst den Kunstharzleim in Anwendung bringen, da die Erzeugung der zum Abbinden der Heißeime erforderlichen hohen Temperatur in der Leimfuge bei den großen Dickenabmessungen viel zu lange Zeit beanspruchen würde, wenn die Wärme wie bei der Sperrholzerstellung von außen ins Holz geleitet wird. Aus diesem Grunde konnte auch der Tegofilm zunächst nicht für die Grobholzleimung herangezogen werden.

Welche besonderen Erfordernisse sind bei der Anwendung von Kauritleim für die Grobholzleimung zu beachten?

Der Trockenheitsgrad der mit Kauritleim im üblichen Kaltverfahren zur Verleimung kommenden Hölzer darf höchstens 20 bis 22% betragen. Wenn die Außenschichten mehr als 20% Feuchtigkeit enthalten, ist mit Fehlleimungen zu rechnen. Hieraus erhellt die Bedeutung dauernder und genauer Feuchtigkeitsmessung der zu verleimenden Hölzer und, sofern genügende Vorräte trockener Hölzer nicht vorhanden sind, der Anwendung künstlicher Trocknung. In der Neuausgabe der DIN 1052 (Holz im Hochbau), die zur Zeit vorbereitet wird, wird diesem Umstand dadurch weitgehend Rechnung getragen werden, daß nur solche Unternehmen die Erlaubnis zur Herstellung geleimter Bauteile erhalten werden, die neben den erforderlichen Erfahrungen und Fachleuten über Trocknungseinrichtungen und Feuchtigkeitsmeßgeräte verfügen.

Der Preßdruck soll satt sein und, was vor allem für die Grobholzleimung wichtig ist, möglichst gleichmäßig verteilt wirken. Zahlenmäßig betrachtet, dürften im allgemeinen mindestens 2 kg/cm² Preßdruck bei Verleimung von Weichhölzern, wesentlich höhere Preßdrücke dagegen bei Harthölzern erforderlich sein. Besondere Vorsicht ist bei Verleimung von Weichhölzern mit Hart- oder Schichthölzern geboten. Über die Zeitdauer des erforderlichen Pressens hat die Herstellerin des Kauritleims, die I. G. Farbenindustrie AG., Werk Uerdingen, Richtlinien herausgegeben. Die Preßzeit ist deutlich von der Luftwärme abhängig, was vielfach noch nicht bekannt ist und daher unbeachtet bleibt, zum Teil auch nachweisbar schon zu Fehlleimungen geführt hat. So sind bei 15° C doppelt und bei 5° C wohl 10 mal so lange Preßzeiten als bei 20° C zweckmäßig. Wenn nicht besondere Umstände vorliegen, sollte in Räumen unter 15° C Wärme nicht geleimt werden. Neben dem Wärmegrad der Räume, in denen geleimt wird, ist bei der Grobholzleimung der Wärmegrad der zu verleimenden Hölzer zu beachten. Wir fanden so die Erklärung für einige Fälle von Fehlleimungen an Bauteilen im Winter darin, daß die aus dem Freien geholten Hölzer, wo längere Zeit Frost geherrscht hatte, nicht genügend lange in dem beheizten Leimraum gelegen hatten, so daß vermutlich bald nach Beginn des Zusammenlegens oder Pressens die Temperatur in den Leimfugen wesentlich zurückging, trotzdem im Leimraum rd. 18° C Wärme herrschte.

Die Erzeugung des Preßdruckes geschieht am besten in Wasserdruck- oder anderen Pressen. Im Zusammenhang mit dem über Raum- und Holzwärme Gesagten erhellt, daß zur Erzielung möglichst geringer Preßzeiten dem Wärmezustand besondere Aufmerksamkeit zu schenken ist. Neben stehenden Preßeinrichtungen haben sich kleinere, auseinandernehmbare Preßwerkzeuge mit kräftigen Schraubenspindeln bewährt. Die üblichen Schraubzwingen genügen nur in wenigen Fällen und sollten daher nur zusätzlich in Anwendung kommen.

Da Karbamidharzleim in dicken Leimschichten nach dem Erhärten langsam in Kristalle zerfällt und damit seine Bindekraft größtenteils einbüßt, müssen die Leimflächen tadellos eben bearbeitet sein, d. h. gute Paßfähigkeit gewährleisten; gleichzeitig soll der Leimauftrag möglichst hauchdünn sein. Die genannten Bedingungen der Oberflächenbeschaffenheit bedeuten in den meisten Fällen der Grobholzleimung eine große Erschwerung, wie ja immer wieder von Seiten der Praxis der Wunsch geäußert wurde, Hölzer mit sägerauen Oberflächen verleimen zu können. Dieser Wunsch ging auf Grund eingehender Versuche von Klemm³⁾ durch

die Feststellung in Erfüllung, daß das Zerfallen dicker Schichten von Karbamidharzleim weitgehend beseitigt wird, wenn diesem ausgehärtetes und fein gemahlene Kunstharzpulver als Leimfestigungsmittel in gewissem Gewichtsverhältnis zugemischt wird. Derart vorbereiteter Karbamidharzleim ist heute bereits im Handel erhältlich, und zwar in Pulverform, die lange Haltbarkeit gewährleistet. Nach Anrühren mit Wasser und kurzzeitigem Stehenlassen, ähnlich der Zubereitung pulverförmigen Kaseinkaltleims, ist dieses für die Grobholzleimung sägerauer Hölzer wichtige Bindemittel verarbeitungsfähig.

Bei Beurteilung der Bearbeitungsvorschriften für Karbamidharzleim ergeben sich im Hinblick auf die Bedürfnisse und Wünsche der Praxis der Grobholzleimung und auf möglichst weitgehende Verbreitung der Leimbauweise an den hierzu geeigneten Stellen als Nachteile 1. die Beschränkung der Anwendung auf trockene Hölzer, 2. die wirtschaftlich häufig nicht tragbare lange Preßdauer, und 3. die Höhe des Preßdruckes besonders bei ausgedehnten Leimflächen. Zur Klarstellung sei betont, daß fast dieselben Gesichtspunkte bei der Verarbeitung von Kaseinkaltleim vorliegen. Ziel der Entwicklung muß es sein, diese Nachteile zu mildern oder möglichst ganz zu beseitigen.

Als wertvoller Vorstoß in Richtung der Verkürzung der Preßdauer ist die Entwicklung von rasch wirkenden Härtern, besonders des Kalthärter rot, durch die I. G. Farbenindustrie zu werten. Während jedoch bei Zimmerwärme hierbei immer noch nach Stunden zählende Preßzeiten erforderlich sind, gelang es Bäseler und Dietrich⁴⁾ vor wenigen Jahren, bei einer Preßdauer von wenigen Minuten volltragfähige Leimverbindungen zu erzielen. Die Erfinder bedienten sich dabei zunächst eines Kunstharzleims auf Phenol-Formaldehyd-Grundlage, d. h. eines bei Wärme knetbaren (thermoplastischen) Kunstharzes, und gingen von dem Gedanken aus, die Wärme für das Abbinden des Leimes in der Leimfuge selbst zu erzeugen. In Zusammenarbeit mit der Unternehmung Goldschmidt in Essen entstand so der Drahtleimfilm Tegowiro, bei dem in der Kunstharzmasse als Träger und gleichzeitig als metallischer Leiter ein feines Drahtnetz eingebettet ist. Neben der Verkürzung der Preßzeit auf wenige Minuten war gleichzeitig eine wesentliche Erhöhung des zulässigen Feuchtigkeitsgehalts der zu verleimenden Hölzer erreicht worden; hierzu trägt bei, daß die Feuchtigkeit in der Nähe der Leimflächen von der Wärmequelle wegwandert und daß durch die Leimmasse kein Wasser zugeführt wird. Dem thermoplastischen Phenol-Formaldehyd-Kunstharzleim war damit Eingang in die Grobholzleimung geschaffen worden. Allerdings erfordert der Drahtleimfilm hohe Preßdrücke: so wurden für Weichhölzer 8 bis 10 kg/cm², für Hartholz 15 bis 20 kg/cm² als zweckmäßig angegeben.

Da auch Kauritleim bei hohen Wärmegraden in wenigen Minuten aushärtet, haben Bäseler und Dietrich den Gedanken der Wärmeerzeugung in der Leimfuge ebenfalls bei diesem Leim in Anwendung gebracht. Zwischen die zu verleimenden Holzstücke wurde beispielsweise nach Auftragen von Leim und Härter lediglich ein Drahtnetz gelegt und nach Aufbringen des Preßdruckes die Wärmeerzeugung in der Leimfuge selbst durch Stromzuführung in die überstehenden Enden der Schmalseiten des Drahtnetzes bewerkstelligt. Im Gegensatz zum Drahtleimfilm Tegowiro ist die Anwendung dieses Verfahrens wie bei der üblichen Verarbeitung des Kauritleims auf lufttrockene oder zumindest gut angetrocknete Hölzer beschränkt, da das im Kauritleim enthaltene Wasser zunächst von den angrenzenden Holzschichten aufgenommen werden muß.

Nachprüfung der neuen Leimverfahren. Die geschilderten neuen Verfahren der Wärmeerzeugung in der Leimfuge eröffneten der Grobholzleimung neue Wege und erweiterte

Anwendungsmöglichkeiten. Es erschien daher angezeigt, eine umfangreiche Nachprüfung dieser Verfahren an unbeeinflusster Stelle in die Wege zu leiten. Im Institut für die Materialprüfungen des Bauwesens in Stuttgart sind die zugehörigen Untersuchungen in Angriff genommen worden; ihr erster Teil ist bereits abgeschlossen. Dabei war zunächst ausdrücklich davon Abstand genommen worden, schon

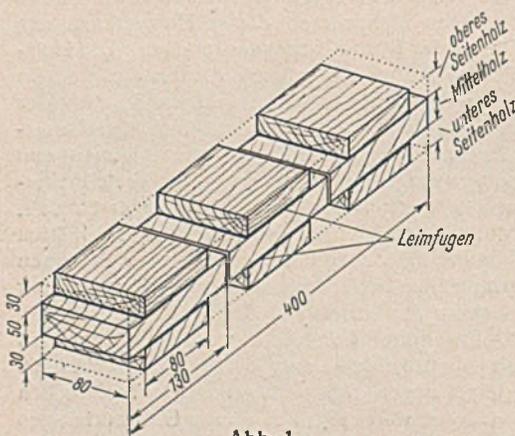


Abb. 1.
Aufteilung der 8 cm breiten Leimkörper in Scherkörper.

⁴⁾ Bäseler, Grundlagen und Aussichten der Drahtverleimung. Internat. Holzmarkt 1940, Nr. 9/10, S. 59 bis 62. — J. Dietrich, Verleimung von dickwandigen, nicht vorgetrockneten Hölzern durch Kunstharz. Kunststoffe 1938, Heft 8, S. 208 bis 211.

³⁾ H. Klemm, Neue Leim-Untersuchungen mit besonderer Berücksichtigung der Kalt-Kunstharzleime. München und Berlin 1938, Verlag R. Oldenbourg.

günstigste Bedingungen für die einzelnen Verfahren zur Erzielung kürzester Abbindezeiten festzulegen. Es erschien vielmehr wesentlich, die Güte der auf möglichst verschiedene Weise hergestellten Leimverbindungen nach ihrer mechanischen Widerstandsfähigkeit einheitlich zu beurteilen. Zu diesem Zweck wurden jeweils auf 40 cm lange Mittelhölzer aus Kiefer, Fichte und Buche von 5 cm Dicke oben und unten 3 cm dicke Seitenhölzer aufgeleimt. Aus den so entstandenen Leimkörpern sind kurz nach der Verleimung zweischnittige Scherkörper mit Scherflächen von 8×8 cm derart herausgearbeitet worden, daß die Scherflächen mit den Leimflächen zusammenfielen (Abb. 1). Diese Körper wurden spätestens 1 Stunde nach Abschluß der Verleimung geprüft; einige Probekörper sind außerdem nach der Verleimung mehrere Wochen in trockenen Räumen oder im Freien gelagert und dann erst in Scherproben aufgeteilt und geprüft worden. Folgende Leime und Leimverfahren kamen zur Prüfung: Tegowiroleimfolien mit elektrischer Erwärmung des in den Leimschichten eingebetteten Drahtnetzes, ferner Kauritleim mit und ohne Leimfestigungspulver und Wärmezuführung in die Leimfugen 1. durch elektrisch beheizte Drahtnetze verschiedener Maschenweite, 2. durch schleifenförmig eingelegte und elektrisch beheizte Drähte verschiedener Dicken und mit verschiedener Weite a der Schleifen (Abb. 2) und 3. durch in vorgefräste Nuten eingelegte, ebenfalls elektrisch beheizte, ausziehbare Stahlnadeln. Die Fugenflächen blieben durchweg sägerauh; ausgenommen hiervon waren die Verleimungen mit Kauritleim ohne Leimfestigungspulver, bei denen die Fugenflächen gehobelt waren. Bei den Tegowiroverleimungen sind neben luftgetrockneten Hölzern auch solche herangezogen worden, die mehrere Monate unter Wasser gelegen hatten und daher mittlere Wassergehalte zwischen 40 und 50% aufwiesen.

Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen sei zusammenfassend kurz folgendes mitgeteilt: Die nach dem Tegowiroverfahren vorgenommenen Leimungen haben bei den im luftgetrockneten Zustand verbundenen Hölzern durchweg befriedigende Festigkeit der Leimfugen ergeben; in den meisten Fällen ist hoher Anteil des Holzbruches eingetreten. Auch die Festigkeit der in nassem Zustande verleimten Buchenhölzer war zu-

friedenstellend; wenn Fichten- und Kiefern-hölzer im nassen Zustande verleimt worden waren, sind im Mittel Bindefestigkeiten von nicht mehr als 20 kg/cm^2 festgestellt worden. Da die hierzu verwendeten Hölzer in den

Außenzonen praktisch wassersatt waren, erscheint es nicht ratsam, frische Weichhölzer ohne genügende Vortrocknung zur Verleimung zu bringen. Es dürfte daran der Umstand beteiligt sein, daß die beim Tegowiroverfahren erforderliche Höhe des Preßdruckes bei nassen Weichhölzern nicht voll angewendet werden kann, und zwar wegen ihrer starken Nachgiebigkeit, die besonders bei den in der Grobholzleimung vorliegenden Holzstärken durch ungleichmäßige und daher unzulässige Verformungen in Erscheinung tritt. Die Heizzeiten, die bei unseren Leimungen gebraucht wurden, lagen bei 4 bis 5 Minuten; bei nassen Buchenhölzern wurden ungefähr 8 Minuten benötigt.

Bei Verwendung von Kauritleim fanden wir, daß, entsprechend den Erwartungen, nasse Hölzer, selbst bei ungewöhnlicher Ausdehnung der Heizzeiten, nach den geschilderten Verfahren nicht verbunden werden konnten. Bei luftgetrockneten Hölzern und Anwendung von Drahtnetzen mit 0,3 mm Drahtdicke sind die höchsten Werte der Bindefestigkeit mit Maschenweiten von rd. 3 mm erzielt worden. Die Preßdrücke, unter denen die höchsten Bindefestigkeiten erzielt wurden, waren bei Fichte 10 kg/cm^2 , bei Kiefer 10 bis 12 kg/cm^2 und bei Buche 20 kg/cm^2 . Die Wärmegrade in den Leimfugen sind bei unseren Versuchen im allgemeinen bis auf 120°C gesteigert worden bei mittleren Heizzeiten von ungefähr 7 Minuten. Es erscheint jedoch nach neueren Feststellungen möglich, mit wesentlich geringeren Höchsttemperaturen auszukommen; gleichzeitig sind Verkürzungen der Heizzeit auf 3 bis 4 Minuten erreichbar. Zugehörige Feststellungen sind vorgesehen. Die in Abb. 3 nach der Scherprüfung wiedergegebenen Fichtenstücke stammen aus einem Leimkörper, der innerhalb 7 Minuten auf die geschilderte Weise verbunden und 1 Stunde später geprüft worden ist. Die mittlere Bindefestigkeit ergab sich zu 51 kg/cm^2 (Scherflächen je $8 \times 8 \text{ cm}^2$).

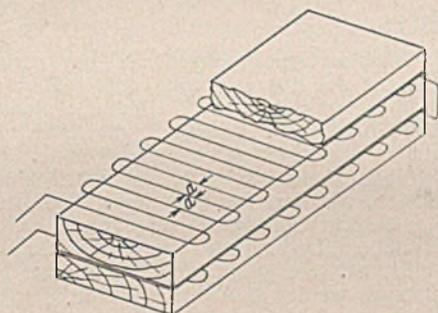


Abb. 2. Stromzuführung bei den Versuchen mit emailliertem Kupferdraht von 0,2 bis 0,6 mm Durchmesser.

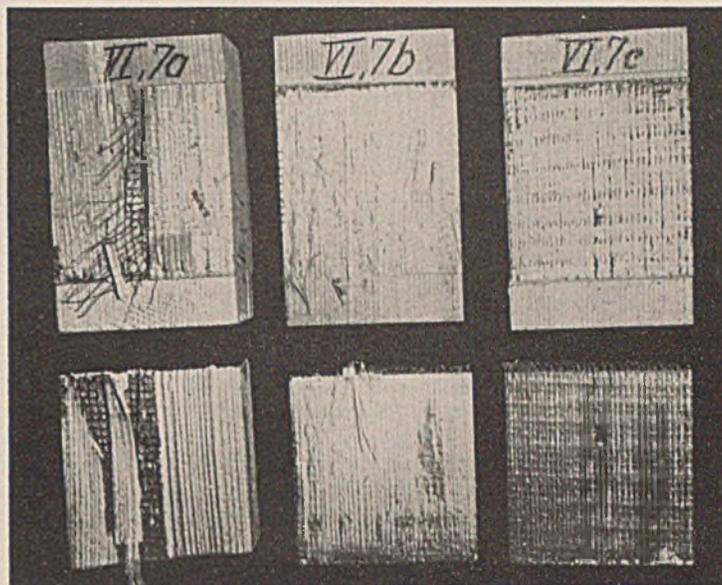


Abb. 3. Geprüfte Scherkörper aus verleimten Fichtenhölzern mit Aufbau und Abmessungen nach Abb. 2.

Kauritleimung unter elektrischer Erwärmung in die Leimfugen eingelegter Drahtnetze.

Einwandfreie Leimungen mit Kauritleim sind ferner bei luftgetrockneten Hölzern erzielt worden, wenn die Beheizung mit schleifenförmig eingelegten Drähten vorgenommen wurde (Abb. 2); an Stelle der vorgesehenen Aluminiumdrähte mußten allerdings wegen Beschaffungsschwierigkeiten die für den vorliegenden Zweck etwas weniger geeigneten Kupferdrähte herangezogen werden. Bei 0,2 mm Drahtdurchm. fanden wir die höchsten Werte der Bindefestigkeit bei Abständen der Drahtlagen von 4 bis 6 mm und bei 0,4 bis 0,6 mm Drahtdurchm. bei Abständen von rd. 10 mm.

Wenn Nadeln nach Art von Stricknadeln in vorgefräste Nuten der Leimflächen eingelegt, hintereinander geschaltet und elektrisch erwärmt wurden, so ergaben sich befriedigende Bindefestigkeiten, wenn der Abstand dieser Nadeln nicht mehr als 20 mm betrug.

Zusammenfassend ließen die Untersuchungen in Stuttgart erkennen, daß es heute mit den von Bäseler und Dietrich entwickelten Verfahren möglich ist, in wenigen Minuten lufttrockene Grobholzer mittels Kunstharzleim so zu verleimen, daß sofort voll tragfähige Verbindungen entstehen. Wenn Tegowiroleim herangezogen wird, können selbst frische Buchenhölzer befriedigend verleimt werden; auch bei den Weichhölzern bringt der Tegowiroleim eine Erweiterung des bisher für Leimungen zulässigen Feuchtigkeitsbereichs. Es muß jedoch gefordert werden, daß die Weichhölzer zumindest gut angetrocknet sind; die Untersuchungen hierüber sind noch nicht abgeschlossen. Es ist deshalb ratsam, hier bis zur Klärung der schwebenden Fragen Vorsicht walten zu lassen. Ähnliches gilt für die Verleimung von Weich- mit Hart- oder Schlichthölzern.

Um der Praxis weitergehende Aufschlüsse zu vermitteln, wurden in den letzten Monaten im Institut für die Materialprüfungen des Bauwesens in Stuttgart lange Verbundkörper durch Karbamidharzleim mit Leimfestigungspulver unter Wärmezuführung in die Leimfuge mit elektrisch beheizten Drahtnetzen von 3 mm Maschenweite hergestellt. Es handelt sich hierbei um 5,8 m lange I-Träger von 24 cm Höhe, die aus je drei Tellhölzern von $5 \times 14 \text{ cm}^2$ Querschnitt entstanden. Nach dem Einlegen in eine entsprechend ausgedehnte Presse und Einführen des Heizstroms mittels Klemmen an den überstehenden Schmalseiten der Drahtnetze

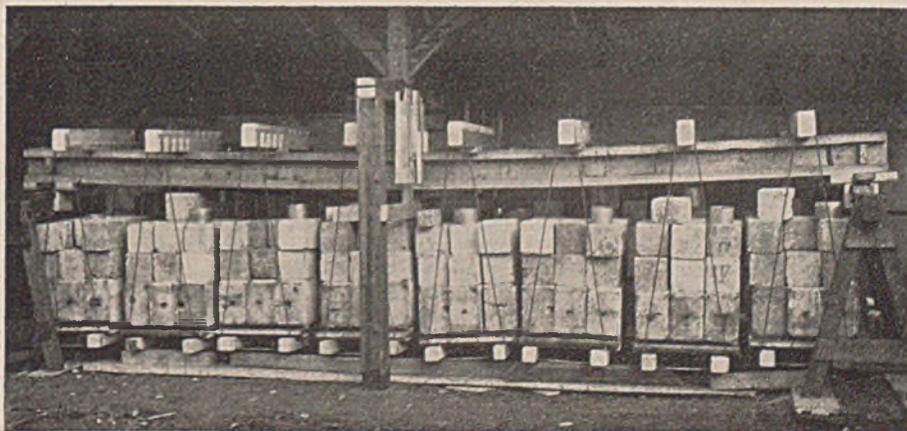


Abb. 4. Dauerprüfung eines geleiteten I-Trägers unter ruhenden Lasten.

konnte das Aushärten des Leimes, entsprechend den früheren Mitteilungen, in wenigen Minuten bewerkstelligt und die fertigen Träger aus der Presse genommen werden. Einige der so hergestellten Träger sind wenige Stunden nach der Verleimung durch gleichmäßig über die Auflagerlänge verteilte Lasten bis zum Bruch beansprucht worden. Der größere Teil der Träger wurde zur Ermittlung der Dauerstandsfestigkeit durch angehängte Lasten der Dauerprüfung unterzogen (Abb. 4). Die Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen; nach den bis jetzt vorliegenden Ergebnissen verhalten sich die nach dem geschilderten Schnellverfahren hergestellten Träger nicht anders als solche Vergleichskörper, die nach den bisherigen Verfahren verleimt waren.

Weitere, allerdings noch in der Entwicklung begriffene Verfahren betreffen die Anwendung von Karbamidharzleim bei Hölzern mit hohem Wassergehalt, die Herabsetzung der Preßdrücke und das Aushärten des Leimes mittels Wärmestauung. Hierüber wird später zu berichten sein.

Für die Anwendung der Kunstharzleime im Bauwesen ist die Verantwortung der Frage von Bedeutung, welchen Einfluß die heute auf dem Markt befindlichen Schutzmittel in Zusammenwirkung mit der Witterung auf die Bindefestigkeit dieser Leime ausüben. Hierzu ist bislang noch wenig bekanntgeworden. Zugehörige Untersuchungen wurden in Stuttgart vor fast zwei Jahren eingeleitet; sie gehen nunmehr ihrem Abschluß entgegen.

Zweckmäßiger Aufbau geleimter Bauteile. Hier ist als Grundsache zu beachten, daß die Festigkeit der Leimverbindung, bezogen auf die Flächeneinheit der Leimung, mit zunehmender Länge der Leimfläche, gemessen in Richtung der Beanspruchung, erheblich abnimmt⁶⁾. Es ist daher häufig empfehlenswert, an Stelle langer Leimflächen mehrere kürzere, aber gleichgerichtet nebeneinanderliegende Leimflächen, etwa durch Anordnung von mehreren Federblättern, vorzusehen.

⁵⁾ O. Graf u. K. Egner, Versuche mit geleimten Laschenverbindungen aus Holz. Holz als Roh- und Werkstoff 1938, Heft 12, S. 460 bis 464.

Diese Erfahrung wurde besonders bei Untersuchungen über die Verbindung der Gurthölzer an Binderecken bestätigt⁶⁾. Weiter zeigte sich bei Versuchen über die zweckmäßige Zinkung der Hölzer bei Eckverbindungen, daß die größte Widerstandsfähigkeit dort erreicht wurde, wo möglichst viele gerade Zinken, d. h. die größte Summe nebeneinanderliegender Leimflächen, angeordnet waren⁷⁾. Es ist weiter darauf zu achten, daß die Leimflächen möglichst nicht durch Querspannungen beansprucht werden, d. h. Kräfte, die die Leimflächen senkrecht zu ihrer Ebene auseinanderziehen oder aufzureißen drohen. So konnte durch Dehnungsmessungen nachgewiesen werden, daß geleimte Laschenverbindungen bei der bisher üblichen Art der Anordnung an ihren Enden erhebliche Querspannungen erfahren und daher unter Belastung vorzeitig aufreißen. Es mußte daher eine Ausbildung der Laschen gesucht werden, die diesen Verhältnissen Rechnung trägt, d. h. eine leimgerechte Ausbildung; sie wurde in der doppelten Schäftung bei zuggespitzten Mittelhölzern gefunden, die nachweislich bei Zugbeanspruchung um 75% höhere Bruchlasten ergab als die alte Laschenverbindung⁸⁾. Die folgerichtige Verarbeitung dieser Erkenntnisse führte zu dem Wunsch, auf die Längsverbindung auch der Grobholzer die Fingerzinkung anzuwenden. Dieser Wunsch scheiterte zunächst an dem Fehlen genügend leistungsfähiger und entsprechend ausgebildeter Maschinen. Es ist deshalb eine Sondereinrichtung in Bauauftrag gegeben worden, die es ermöglichen wird, auch starke Balken und Kanthölzer durch Fingerzinkung unter Verwendung von Kunstharzleimen zu verbinden. Welche Bedeutung einer solchen Verbindungsweise heute zukommen kann, ist leicht zu ermessen. Ihre praktische Anwendung hängt davon ab, ob die mechanische Widerstandsfähigkeit der Stöße befriedigt; dies werden die geplanten umfassenden Festigkeitsversuche erweisen.

⁶⁾ K. Egner, Aus Versuchen mit geleimten Bauteilen. Mittel. d. Fachausschusses f. Holzfragen beim VDI 1940, Heft 26, S. 49 bis 67.

⁷⁾ K. Egner, Die Festigkeit der Zinkungsverbindung von Holzbrettern. VDI-Zeitschrift 1937, Nr. 49, S. 1413 bis 1416.

Vermischtes.

Traßzement genormt. Traß ist nach DIN DVW 1043 Blatt 1 feingemahlener Tuffstein, der vulkanischen Auswurfmassen entstammt. Als Zusatz zu Zement erhöht er die Dichte und Säurefestigkeit des Betons. Während man früher den Traß auf der Baustelle dem Zement zumischte, ist im letzten Jahrzehnt in steigendem Maße zu Wasserbauten Traßzement verwendet worden, der gleich in fertiger Mischung bezogen wird. Dabei wurde das Mischungsverhältnis von Traß zu Zement von Fall zu Fall verschieden gewählt, wie überhaupt die zweckmäßige Zusammensetzung und die Eigenschaften des Traßzements bisher sehr verschiedenartig beurteilt wurden. Diese Sachlage veranlaßte den Unterausschuß „Zementprüfung“ der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, die Normung des Traßzements zu beantragen. Ein Sonderausschuß des Ausschusses für die Neubearbeitung der Zementnormen hat daraufhin das Normblatt DIN 1167 „Traßzement“¹⁾ aufgestellt, das kürzlich vom Deutschen Normenausschuß herausgegeben worden ist.

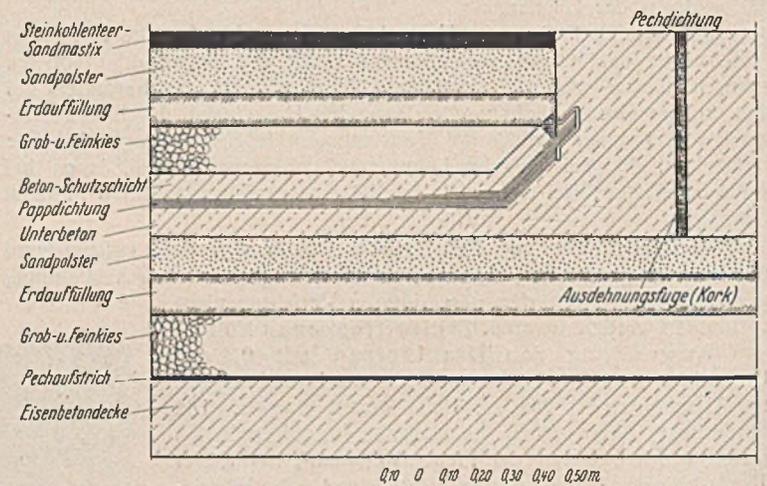
Die Norm enthält die Bedingungen für die Begriffsbestimmung, Benennung, Überwachung, Kennzeichnung und außerdem für die Feinheit der Mahlung, den Erstarrungsbeginn, die Raumbeständigkeit und Festigkeit. Auch die Bestimmung des Traßgehalts ist genormt. Für das Mischungsverhältnis von Traß zu Zement wurden 2 Verhältnisse (30/70 und 40/60) gewählt. Traßzement 30/70 wird als Regeltraßzement bezeichnet. Traß und Zement müssen den Bestimmungen der für sie geltenden Normen entsprechen. Wichtig ist fernerhin, daß die Festigkeiten künftighin nach DIN 1165 und 1166 festgestellt werden.

Bei Traßzement aus Werken, die sich der dauernden Überwachung ihrer Erzeugnisse durch die zuständige Vereinsprüfstelle oder durch ein Staatliches Materialprüfungsamt unterworfen haben, trägt die Verpackung ein besonderes, in die Zeichenrolle des Patentamts eingetragenes Warenzeichen mit der Inschrift „Normen-Überwachung, Traß-Zement“.

Flachdach des Krafthauses der Boulder-Sperre. Flachdächer für Krafthäuser geben des öfteren zu Klagen Anlaß, zumal wenn es sich um großflächige, weitgespannte Decken handelt. Es ist deshalb lehrreich, einmal den Aufbau einer Dacheindeckung im einzelnen zu betrachten, an die besonders hohe Anforderungen gestellt werden, nämlich die Abdeckung des Krafthauses der Boulder-Sperre in Amerika. Bemerkenswert ist einmal die Auflösung in zahlreiche Schichten, die vor allem den Zweck hat, Beschädigungen des Daches und insbesondere der Dichtung durch von den Berghängen abstürzende Felsblöcke zu verhindern. Zum anderen ist die umfangreiche Verwendung von Erzeugnissen auf Steinkohlenteergrundlage zu beachten. Steinkohlenteererzeugnisse werden in Amerika für die Abdichtungen von Flachdächern in umfangreichem Maße verwendet, da sie als besonders dicht und widerstandsfähig, selbst bei jahrelanger Einwirkung von Wasser gelten. Außerdem schützen sie Pflanzenfasern, wie Papp- und Gewebeeinlagen gut gegen Zerstörung und verhindern den Bewuchs und das Durchwachsen von mit Teer hergestellten Schichten.

Der Aufbau des Daches ist aus obenstehender Zeichnung ersichtlich. Die Eisenbetondecke ist zunächst mit einem sehr kräftigen Aufstrich aus

Steinkohlenteerpech abgedeckt, um geringe Feuchtigkeitsmengen, die während der Bauausführung oder späterhin in die Auffüllung eindringen könnten, fernzuhalten. Weiterhin verhindert dieser Pechaufstrich eine Wanderung von Feuchtigkeit, die durch unterschiedliche Temperatur der Außen- und Raumluft entstehen könnte. Die folgenden drei aufgefüllten Schichten halten Schläge, die durch abstürzende Felsblöcke auftreten können, von dem Tragwerk fern. Die darüberliegende Dichtung, die auf eine Schicht Unterbeton aufgebracht ist, besteht aus fünf miteinander verklebten Lagen, wie sie in Amerika bei Flachdächern im Hausbau üblich ist. Sie greift ringsum in eine Nut der Trennwände ein. Als Einlagen werden in Amerika leichte, getränkte, nackte Pappen mit einem Mindestgewicht der ungetränkten trockenen Pappe von 255 g/m² verwendet. An den unter 45° abgeschragten Wandanschlüssen ist die Dichtung durch vier weitere Einlagen verstärkt, so daß auch an dieser stark beanspruchten Stelle mit Sicherheit unbedingte Dichtigkeit zu erwarten ist.



Die Dichtung ist, wie üblich, durch eine Betonschutzschicht abgedeckt, worauf nochmals drei Schichten Auffüllung aus Kies, Erde und Sand, gleichfalls als Polster gegen Schläge, folgen. Die nach oben abschließende Teer-Sand-Schicht leitet den Hauptteil des Regenwassers ab, verhindert das Ausspülen und Fortwehen der Sandauffüllung und hält das Dach von Graswuchs frei. Die mit Kork gefüllten Dehnungsfugen sind im oberen Teil gegen das Eindringen von Wasser mit Steinkohlenteerpech ausgegossen.

Im Hinblick auf die sorgfältige Ausführung der Flächendichtung erscheint die Ausbildung der Dichtung an den Trennwänden nicht befriedigend. Nach der in Deutschland üblichen Anordnung würde man hier ein Fugenblech vorsehen, an das die Klebedichtung von beiden Seiten heranzuführen wäre. (Nach Roofing published by James McCawley, New York, 175, Fifth Avenue, 1938.)
Deubner, Essen.

¹⁾ Beuth-Vertrieb, Berlin SW 68; Preis 0,75 RM (ausschl. Versandkosten).

Ausbau von Wasserstraßen in den Vereinigten Staaten. Verheerende Hochwässer der letzten Jahre haben der Bundesregierung der Vereinigten Staaten Anlaß gegeben, umfassende Pläne zur Beseitigung der Gefahren, die Hochwasser mit sich bringt, ausarbeiten zu lassen. Ein Gesetz von 1937 bewilligte 5 Mill. Dollar für Vorarbeiten auf diesem Gebiet, und die damit eingeleitete Tätigkeit wird geradezu als der Anfang einer neuen Zeit im Wasserbau und in der Wasserwirtschaft der Vereinigten Staaten angesehen. Welchen Umfang die Hochwasserschäden angenommen haben, sei nur durch die Angabe beleuchtet, daß das Jahr 1939 als ein Jahr bezeichnet wird, in dem keine Aufsehen erregenden Hochwässer vorgekommen seien; dabei wird aber der Schaden, den sie angerichtet haben, auf 11 Mill. Dollar geschätzt. Wie groß mögen dann die Schäden in Jahren gewesen sein, in denen von verheerenden Hochwässern gesprochen werden mußte! Nun kann man bei wasserbaulichen Arbeiten die verschiedenen Zwecke, zu denen sie ausgeführt werden, nicht ganz auseinanderhalten. Die Staubecken, die im Oberlauf oder Quellgebiet der Flüsse angelegt werden, um zu reichlich vorhandenes Wasser aufzunehmen, dienen zugleich dazu, Zuschußwasser für die Zeit der Knappheit an Wasser zu liefern, was mindestens ebenso, wenn nicht noch mehr, der Schifffahrt auf dem betreffenden Fluß zugute kommt, so daß man bei solchen Anlagen zur Speicherung von Wasser nicht immer sagen kann, ob ihr zunächst ins Auge gefaßter Zweck der Schutz des Flußtales gegen Hochwasser oder die Förderung der Binnenschifffahrt ist. Manche Stauanlagen werden auch zu dem Zweck angelegt, Wasser zu speichern, um es zur Gewinnung von Kraft auszunutzen, und es entspricht neuzeitlicher Auffassung, dies auch dann zu tun, wenn der Grund für die Anlage von Speicherbecken die Vergleichmäßigung des Wasserabflusses war. Wenn also nachstehend einiges über den Ausbau der Wasserstraßen der Vereinigten Staaten berichtet werden soll, so ist dabei nicht zu umgehen, auch den Bau von Talsperren dabei in Betracht zu ziehen. Berücksichtigt werden sollen dabei im wesentlichen die Arbeiten, die im Jahre 1939 ausgeführt worden sind¹⁾.

Im Nordwesten des Staates Montana sind im November 1939 die Erdarbeiten zur Herstellung des Fort Peck-Dammes²⁾ beendet worden, mit dessen Hilfe das Fahrwasser des Missouri von Sioux City im Staate Iowa bis St. Louis im Staate Missouri auf 2,45 bis 2,75 m Tiefe gebracht werden soll. Hinter ihm sollen 24 Milliarden m³ Wasser gespeichert werden. Der Erdamm, der 93,4 Mill. m³ Massen enthält, ist im Spülverfahren hergestellt worden. Im September 1938, als die Erdarbeiten beinahe vollendet waren, ereignete sich ein schwerer Unfall durch eine Rutschung, die durch Einspülen von 10,5 Mill. m³ Massen in das durch sie gebildete Loch beseitigt werden mußte. Außerdem wurde der Damm auf der Luftseite durch eine Berme verstärkt. Die weiteren Arbeiten dürften sich im Jahre 1940 ihrem Ende zuneigen. Die Arbeiten, die im Missouri selbst auf der 1230 km langen Baustrecke auszuführen sind, sind schon seit einigen Jahren im Gange. Sie bestehen in der Herstellung von Deichen zur Einengung des Fahrwassers, in der Befestigung der Ufer und in Ausbaggerungen der Flußsohle. Ihre Kosten werden auf 172 Mill. Dollar geschätzt. Im Jahre 1940 sollen weitere Arbeiten mit einem Aufwand von 9,5 Mill. Dollar ausgeführt werden. Unterhalb Kansas City ist der Ausbau zu ungefähr neun Zehnteln, oberhalb zu drei Vierteln vollendet.

Sehr umfangreiche Arbeiten werden im Mississippi ausgeführt, diesem Riesenfluß, der mit dem über 4000 km langen Missouri einen einheitlichen Wasserlauf von 6970 km Länge bildet und damit der längste Strom der Erde ist. Er ist auf 3120 km Länge schiffbar. In ihm soll das Fahrwasser auf etwas über 1100 km Länge von der Mündung des Missouri stromaufwärts bis zu den Zwillingsstädten Minneapolis-St. Paul auf eine Tiefe von 2,75 m gebracht werden³⁾. Die Bauten sind schon im Jahre 1930, also vor der eingangs erwähnten Gesetzgebung in Angriff genommen worden, sie sind aber in die neuerdings aufgestellten Raumplanungen mit einbegriffen worden. Ihre Kosten werden auf 170 Mill. Dollar geschätzt. Auf der erwähnten Strecke sind 26 Stauwehre und Schleusen zu errichten, von denen die letzten bis auf eine im Jahre 1939 fertiggestellt worden sind. Der rückständige letzte Sperrdamm in Clarksville sollte mit Eröffnung der Schifffahrt im Frühjahr 1940 dem Betriebe übergeben werden, was wohl mittlerweile geschehen sein wird.

Ganz außerordentlich umfangreich sind die Arbeiten, die im Unterlauf des Mississippi auszuführen sind⁴⁾. Sie sind allerdings im wesentlichen durch die Schäden verursacht, die die häufig wiederkehrenden Hochwässer dieses Flusses verursacht haben, kommen aber auch der Schifffahrt zugute. Hier hat die Gesetzgebung schon im Jahre 1928 eingesetzt und hat Vorschriften für das Gefälle und den Querschnitt aufgestellt, die das Ziel der Ausbauarbeiten sein sollen. Die Arbeiten sind nahezu vollendet. Es sind Hauptdeiche von gegen 4000 km Länge angelegt und 750 Mill. m³ Massen bewegt worden. Neben dem Flußbett sind große Landflächen erworben worden, die bei Hochwasser überflutet werden und so den Abfluß des Hochwassers verlangsamen sollen. In der Nähe der Mündung wird ein Teil des Mississippiwassers in die westlich der natürlichen Mündung liegende Atchafalaya-Bucht geleitet, also für das Hoch-

wasser eine zweite Mündung geschaffen. Die dazu nötigen Deichbauten in dem dortigen Sumpfgelände sind zu etwa zwei Dritteln vollendet. Hier und im Wax-See, einer ähnlichen Anlage, sind umfangreiche Baggerarbeiten ausgeführt worden, es fehlt nur noch die Beseitigung des Hindernisses, das die beiden Straßen- und Eisenbahndämme, die das Ufer des Golfs von Mexiko begleiten, für den Abfluß des Wassers bilden. Wenn die Anlagen im Wax-See durch das abfließende Hochwasser beansprucht werden, ist die Schifffahrt in einem Küstenkanal behindert, und der See kann dann die Abwässer, die sonst in ihn eingeführt werden, nicht mehr aufnehmen. Als Ersatz wird zur Zeit der Charenton-Kanal als Umleitung für die Schifffahrt und zur Aufnahme der Abwässer gebaut.

Das geringe Gefälle, das der Mississippi in seinem Unterlauf hat, hat zur Folge, daß er in zahlreichen Windungen dahinfließt, was bei Hochwasser zu Stauungen, Anfrassungen der Ufer und den damit verbundenen Schäden führt. Um diese zu verhüten, sind an 13 Stellen Durchstiche zur Begradigung des Flußlaufs gemacht worden, die seine Länge um 186 km verkürzen. Man hat dabei aus den halbinselartigen Landungen, um die sich der Fluß herumwindet, einen schmalen Graben ausgebaggert und überläßt es dem Fluß, sich, nachdem ihm so der Weg gewiesen, selbst ein Bett in der Breite auszuspielen, wie er es braucht.

Eine ganz besondere Stellung unter den im Gang befindlichen wasserwirtschaftlichen Bauten in den Vereinigten Staaten nimmt der Ausbau des Tennessee-Flusses ein⁵⁾. In diesem Flußtal war schon im Weltkrieg ein Stauwerk, der Wilson-Damm, gebaut worden, um das an dieser Stelle zusammengefaßte Gefälle zur Erzeugung von Strom auszunutzen, mit dessen Hilfe Stickstoff zur Düngung und Sprengstoffe erzeugt wurden. Auch beim weiteren Ausbau ist man von der Kraftgewinnung ausgegangen, aber in den Stauwerken, die zu diesem Zweck geplant, im Bau begriffen oder bereits fertiggestellt sind, sind auch Schifffahrtsschleusen vorgesehen, und schließlich wird durch die Stauwerke der Wasserabfluß so geregelt, daß dauernd eine Fahrwassertiefe von 2,75 m im Tennessee-Fluß erhalten wird. Diese Regelung kommt auch dem Ohio-Fluß, in den der Tennessee-Fluß, und dem Mississippi, in den der Ohio mündet, zugute.

Der Tennessee-Fluß hat von Knoxville, wo er durch den Zusammenfluß mehrerer Quellflüsse entsteht, bis Paducah, wo er in den Ohio einmündet, eine Länge von 1045 km und ein Gefälle von 150 m. Sein Einzugsgebiet ist ungefähr 105 000 km² groß; es ist regenreich, die Niederschläge fließen schnell ab, und die Hochwassergefahr ist infolgedessen groß.

Etwa 36 km oberhalb der Mündung in den Ohio liegt der Gilbertsville-Damm; auf den nächsten 230 km folgen vier Stauwerke: der Pickwick Landing-Damm, der schon genannte Wilson-Damm, der Wheeler- und der Gunterville-Damm. Ungefähr 200 km weiter oberhalb liegt noch der Chickamauga-Damm, und auf ihn folgt in 85 km Entfernung der Watts Bar-Damm. In einem der Quellflüsse und in einem oberen Nebenflusse des Tennessee liegen der Norris-Damm und der Kiwassee-Damm. Die Staudämme bestehen zum Teil aus Beton, zum Teil sind sie Erdbauwerke. Die Schleusen in den Sperrdämmen des Tennessee haben bis zum Pickwick Landing-Damm bei 183 m Länge eine Breite von 33,35 m; weiter oberhalb sind die Abmessungen 110 zu 18,3 m. Es ist aber in Aussicht genommen, alle Sperrdämme mit zwei Schleusen auszustatten, so daß dann der Schifffahrt überall eine große und eine kleine Schleuse zur Verfügung steht. Die Hubhöhe der Schleusen ist verschieden; sie geht bis 18,6 m. Bei den meisten Stauanlagen erstreckt sich der Stau bis zu dem nächsten oberhalb gelegenen Bauwerk. Die Gesamtzahl der Bauwerke, die beim Ausbau des Tennessee-Flusses einschließlich derjenigen in seinen Quellflüssen zu errichten sind, beträgt 15; von ihnen ist der Watts Bar-Damm und der Kiwassee-Damm zur Zeit im Bau, die übrigen obengenannten sieben Sperrdämme sind — zum Teil bis auf geringe Restarbeiten — vollendet. Zur Verbesserung der Verhältnisse für die Schifffahrt werden auch Baggerarbeiten im Flußbett ausgeführt.

In dem 2250 km langen Columbia-Fluß im Nordwesten der Vereinigten Staaten ist eine Riesentalsperre, der Grand Coulee-Damm, im Bau⁶⁾. Das hinter ihr gestaute Wasser soll zur Bewässerung einer 500 000 ha großen Fläche dienen. Die Talsperre gehört also nicht in den Kreis der hier angestellten Betrachtungen, wohl aber die Arbeiten, die weiter unterhalb im Bett des Columbia-Flusses ausgeführt sind, ausgeführt werden und in Aussicht genommen sind. Bis zur Stadt The Dalles, 300 km oberhalb seiner Mündung, ist dieser Fluß eine Großschifffahrtsstraße, oberhalb dieser Stadt behindern Stromschnellen die Schifffahrt. Um sie zu umgehen, ist ein 14,5 km langer Seitenkanal, der Cello-Kanal, angelegt worden, der schon seit 1915 dem Verkehr dient. Fünf Schleusen von 80,8 m Länge und 33,7 m Breite hoben die Schiffe damals um 25 m, seit die Bonneville-Talsperre am Fuß dieser Kanalanlage im Betrieb ist, beträgt der Höhenunterschied nur noch 17 m. Bei Hochwasser werden die Schleusen überflutet, und die Schifffahrt kann über sie hinweggehen. Auch weiter oberhalb sind Arbeiten zur Vertiefung des Fahrwassers, bestehend im Abtragen von Kiesbänken und Felspitzen im Gange, um ein 46 m breites Fahrwasser mit 2,15 m Wassertiefe zu schaffen.

Im Süden des Landes, an der Grenze gegen Mexiko, arbeiten die Vereinigten Staaten zusammen mit Mexiko an der Begradigung des Rio Grande, des Grenzflusses zwischen beiden Ländern. Oberhalb der Stadt El Paso sind auf einer 160 km langen Strecke Deich- und Dammbauten im Gange, bei denen 10 Mill. m³ Massen zu bewegen sind.

¹⁾ Eng. News-Rec. 1940, Bd. 124, S. 263 u. 264.

²⁾ Die Bezeichnung Damm wird hier in Anlehnung an den amerikanischen Ausdruck „Dam“ beibehalten, obwohl damit allgemein ein Sperrwerk, also nicht nur ein Erdamm, sondern auch eine Sperrmauer oder ein Wehr gemeint ist.

³⁾ Eng. News-Rec. 1935, Bd. 115, S. 279.

⁴⁾ Eng. News-Rec. 1937, Bd. 118, S. 185.

⁵⁾ Wkr. u. Ww. 1939, S. 116; Eng. News-Rec. 1938, Bd. 121, S. 606 u. 608.

⁶⁾ Military Engineer 1939, Bd. 31, S. 42; Wkr. u. Ww. 1939, S. 277.

⁷⁾ Bating. 1939, S. 484; Military Engineer, 1939, Bd. 30, S. 19, 91 u. 254.

