

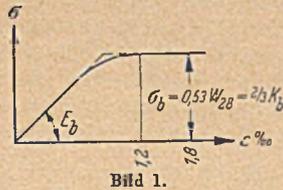
Zur Stahlbau-Tagung am 21. und 22. Mai 1953 in Hamburg.

Die Fließsicherheit von Vollwand-Verbundkonstruktionen.

Von Professor Dr.-Ing. Konrad Sattler, Berlin.

Anknüpfend an die Arbeiten von Mörsch [1], Rüs ch [2], H a b e l [3] und K o e p c k e [4] über Stahlbeton- bzw. vorgespannte Stahlbetonkonstruktionen und von D i s c h i n g e r [5] über unter-spannte Verbundkonstruktionen, wird nachfolgend die Fließsicherheit für die verschiedensten Verbundkonstruktionen betrachtet und an Zahlenbeispielen nachgewiesen.

Aus weiter unten erläuterten Gründen wird den nachfolgenden Untersuchungen nicht der eigentliche Bruchzustand zugrunde gelegt, sondern der Augenblick, in dem entweder am Betonrand die Bruchstauchung ε_b mit der Spannung σ_b (nach DIN 4227 [6] ist $\sigma_b = 0,53 W_{28}$ anzunehmen) oder am äußersten Rand des Stahlträgers die Fließspannung σ_s des Stahles erreicht wird. Er wird nachfolgend als Fließzustand bezeichnet. Da in der Regel von diesem Augenblick bis zum Eintreten des tatsächlichen Bruches bei Vollplastizierung das aufnehmbare Moment um rd. 10% steigt, kann man für den Fließzustand eine etwas kleinere Sicherheit wählen als für den Bruchzustand.



Mit Rücksicht auf die Streuung der Festigkeitswerte des Betons wurde in der Spannungsdehnungslinie des Betons nach DIN 4227 [6] die Festigkeit des Betons nur mit 2/3 der Prismenfestigkeit eingeführt. Für die nachfolgenden Untersuchungen von Verbundkonstruktionen kann daher auch ohne große Fehler die in Bild 1 strichliert eingetragene idealisierte Kurve gewählt werden. Legt man nach Abschnitt 7.3 der DIN 4227 [6] und Abschnitt 5.2 der DIN 1078¹⁾ [7a] für B 300, B 370 und B 400, B 450 und B 600 die mitt-

durch Kriechen und Schwinden eine z. T. beträchtliche Veränderung erfahren. Dies hat zur Folge, daß die Betonplatte wesentlich weniger an der Aufnahme der Kräfte und Momente mitwirkt. Es kann hierbei u. U. vorkommen, daß in dem an die Betonplatte anschließenden Stahlgurt größere Spannungen auftreten als im Stahlgurt. Die Spannungen aus Schwinden, Kriechen und Temperaturdifferenz sind bei der Untersuchung des Gebrauchslastzustandes mitzubedenken. Auch muß die Beulsicherheit des Stehbleches für diese Spannungen nachgewiesen werden. Diese zusätzlichen Schwind- und Kriechspannungen sind aber für die Bruch-sicherheit bedeutungslos, da nach Erreichen der Fließgrenze des Stahles oder der Bruchstauchung des Betons sofort wieder eine Umlagerung auf die früher entlastete Betonplatte eintritt. Die gleichen Betrachtungen gelten auch für Temperaturspannungen aus unterschiedlicher Temperatur in der Betonplatte und im Stahlträger. Die inneren Kriech-, Schwind- und Temperaturspannungen brauchen daher auch bei der Bruch- bzw. Fließuntersuchung nicht mitberücksichtigt zu werden. Mit Rücksicht auf den Abbau der inneren Spannungen nach Beginn des Fließens könnte es verantwortet werden, die für die Gebrauchslasten einschließlich Kriechen, Schwinden und Temperaturdifferenzen zulässigen Beanspruchungen in dem an die Betonplatte anschließenden Druckbereich des Stahlträgers höher als im Bereich des freien Stahlgurtes zuzulassen. Voraussetzung wäre hierbei jedoch, daß die Verdübelungskonstruktionen so am Gurt befestigt werden, daß keine örtlichen Biegungsspannungen aus den Verdübelungskräften im Gurt auftreten. (Einen ähnlichen Fall findet man bei der Beulberechnung von Stehblechen, wo man sich mit einer Sicherheit von 1,25 bzw. 1,35 begnügt, obwohl die geforderte Sicherheit für die Zerstörung des Gesamtträgers viel höher ist.)

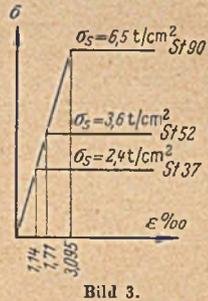
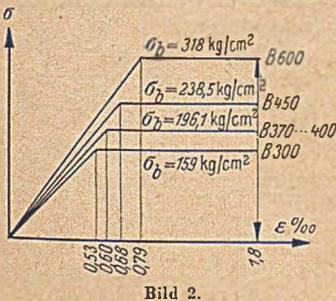
Wird nach den derzeitigen Richtlinien für Verbundkonstruktionen [7] für den Nachweis der Bruchsicherheit eine Laststeigerung um das 0,72fache gefordert, so entspricht dies bei Nachweis der Fließsicherheit etwa einer Laststeigerung um das 0,6fache. Nach obigen Betrachtungen gilt folgendes:

„Der Fließsicherheitsnachweis ist zu führen für die 1,6fache Belastung aus Eigengewicht und Verkehr, ohne Berücksichtigung von Schwind-, Kriech- und Temperatureinflüssen“.

Da bis zum Erreichen der Fließgrenze am Trägerrand Linearität zwischen Belastung und Spannung besteht, ist dieser Nachweis mit Hilfe der bereits für den Gebrauchslastzustand benötigten Querschnittswerte schnell durchzuführen.

Ist σ_u die Spannung im freien Stahlträgergurt infolge „g + p“ (Eigengewicht + Verkehr) und σ_u die mit Berücksichtigung von Kriechen, Schwinden und Temperaturdifferenz, so beträgt die Spannungsreserve für eine Belastungssteigerung bis zum Beginn des Fließens:

$$\Delta \sigma_u = \sigma_s - \sigma_u \dots \dots \dots (1)$$



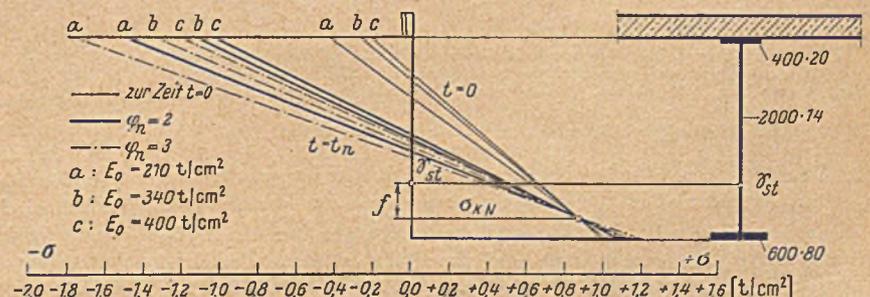
loren Elastizitätsmoduli $E_b = 300\ 000$, bzw. $325\ 000$, bzw. $350\ 000$, bzw. $400\ 000\ \text{kg/cm}^2$ zugrunde, so ergeben sich hierfür die idealisierten Spannungsdehnungslinien nach Bild 2. In gleicher Weise wird für den Stahl eine idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild 3 angenommen.

Die nachfolgenden Untersuchungen müssen getrennt für die verschiedenen Ausführungsarten von Verbundkonstruktionen durchgeführt werden. Vorausgesetzt wird hierbei, daß die Querschnitte bei der Verformung eben bleiben.

A. Statisch bestimmte Konstruktionen.

1. Frei aufliegender Stahlträger mit normaler Betonplatte im Druckbereich.

Für einen Stahlträger unter der konstanten Wirkung eines positiven Gebrauchslastmoments M_b entstehen, entsprechend Bild 4 (s. auch Bild 58, S. 208 und zugehörige Tabellen [8]), zur Zeit $t = 0$ Spannungen, die



¹⁾ DIN 1078 „Berechnungsgrundlagen für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“. Entwurf Februar 1953 wird demnächst in dieser Zeitschrift veröffentlicht werden.

Ist $\sigma_u, q=1$ die Spannung infolge einer Belastung $q = 1 \text{ t/m}$, so beträgt die mögliche Laststeigerung:

$$\Delta q = \frac{\Delta \sigma_u}{\sigma_u, q=1} \quad (2)$$

und somit erhält man eine Sicherheit von:

$$\nu = \frac{g + p + \Delta q}{g + p} \quad (3)$$

Die gleichen Betrachtungen gelten für das Erreichen der Betonspannung $\sigma_b = 0,53 W_{28}$. Der ungünstigere Fall ist maßgebend.

In der Regel wird der Nachweis der Fliebsicherheit nur maßgebend werden, wenn die Betonspannungen für den Zustand zur Zeit $t = 0$ (ohne Kriechen und Schwinden und ΔT^0) bis zur zulässigen Grenze ausgenutzt sind und die Würfelfestigkeit gering ist (z. B. B 300; $\sigma_b = 0,53 \cdot 300 = 159 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{zul} = 110 \text{ kg/cm}^2$).

Ändert sich der Elastizitätsmodul des Betons mit der Zeit, so ist bei der Ermittlung von $\sigma_u, q=1$ der Modul zugrunde zu legen, der auch bei der Berechnung der Verkehrsspannungen benutzt wird.

Beispiel 1:

Gegeben sind: Querschnitt nach Bild 5 mit $b = 4,0 \text{ m}$.
Beton B 300; $E_0 = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$; $\varphi_n = 2,0$; $\epsilon_s = 20 \cdot 10^{-5}$.
St 37; $\sigma_s = 2,4 \text{ t/cm}^2$; $\Delta T = 10^\circ$; $\alpha_t = 12 \cdot 10^{-4}$;
 $M_g = 780,0 \text{ tm}$; $M_p = 805,5 \text{ tm}$.

Für den Gebrauchslastenzustand (siehe [8] Kapitel VI, XII, XIII) ergibt sich zur Zeit t_n für den stationären Endzustand (einschl. Kriechen und Schwinden und ΔT^0)

die untere Stahlspannung zu $\sigma_s = +1,400 \text{ t/cm}^2$ (Zug),
die obere Betonspannung zu $\sigma_1 = -70,7 \text{ kg/cm}^2$ (Druck);

zur Zeit $t = 0$ (ohne Schwinden, Kriechen und ohne ΔT^0):
 $\sigma_s = +1,307 \text{ t/cm}^2$, $\sigma_1 = -86,8 \text{ kg/cm}^2$.

Somit ist für ein Moment $M = 1,0 \text{ tm}$:

$$\sigma_4, M=1 = \frac{1,307}{\frac{780,0 + 805,5}{1585,5}} = 0,824 \cdot 10^{-3} \text{ t/cm}^2,$$

$$\Delta \sigma_u = \Delta \sigma_1 = 2,40 - 1,307 = +1,093 \text{ t/cm}^2.$$

Das zusätzliche aufnehmbare Moment beträgt daher:

$$\Delta M = \frac{1,093}{0,824 \cdot 10^{-3}} = 1325,9 \text{ tm}.$$

Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze:

$$\nu = \frac{1585,5 + 1325,9}{1585,5} = 1,836 > 1,60.$$

Für diese Laststeigerung ergibt sich eine Betonrandspannung:

$$\sigma_1 = -1,836 \cdot 86,8 = -159 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = 0,53 \cdot W_{28} = 0,53 \cdot 300 = 159 \text{ kg/cm}^2.$$

Gegen Erreichen der Betonspannung σ_b ist somit die gleiche Sicherheit vorhanden. Die Spannungen für den Temperaturunterschied sind in Bild 5a, die für den Gebrauchslastenzustand und den Beginn des Fließens in Bild 5b dargestellt.

Beispiel 2:

Gegeben sind: Querschnitt nach Bild 5; $b = 3,0 \text{ m}$.
 $B = 300$; $E_0 = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$; $\varphi_n = 2,0$; $\epsilon_s = 20 \cdot 10^{-5}$;
St 37; $\sigma_s = 2,4 \text{ t/cm}^2$; $\Delta T = 10^\circ$.
 $M_g = 400 \text{ tm}$; $M_p = 1162 \text{ tm}$; $M_g + M_p = 1562 \text{ tm}$;

Zur Zeit t_n ist: $\sigma_1 = -97,2 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_s = +1,337 \text{ t/cm}^2$;

Zur Zeit $t = 0$ ist: $\sigma_1 = -107,5 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_s = +1,301 \text{ t/cm}^2$.

Zulässig ist für den Fliebsicherheitsnachweis:

$$\sigma_b = 0,53 \cdot 300 = 159 \text{ kg/cm}^2.$$

Somit ist:

$$\sigma_4, M=1 = \frac{1,301}{1562} = 0,0688 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\Delta \sigma_1 = 159,0 - 107,5 = 51,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\Delta M = \frac{51,5}{0,0688} = 752 \text{ tm},$$

$$\nu = \frac{1562 + 752}{1562} = 1,48 < 1,60.$$

Spannungen siehe Bild 5c.

Bei einem Beton B 300 wäre somit in diesem Falle die geforderte Sicherheit von 1,6 gegen Erreichen der Fließgrenze nicht gewährleistet. Bei besserem Beton besteht auch hier keine Gefahr, da die Spanne zwischen zulässiger Vorspannung und σ_b viel größer ist.

$$\text{Z. B. B 450: } \sigma_{zul} = 120 \text{ kg/cm}^2; \sigma_b = 0,53 \cdot 450 = 238 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Stahlträger mit vorgespannter Betonplatte im Zugbereich. Vorspannen vor dem Verbund.

Ein besonders wirtschaftliches Anwendungsgebiet der Verbundkonstruktion liegt gerade darin, daß die Betonplatte auch im Zugbereich liegen kann, wobei für die Gebrauchslasten durch das Vorspannen keine oder nur geringe Zugspannungen in der Betonplatte

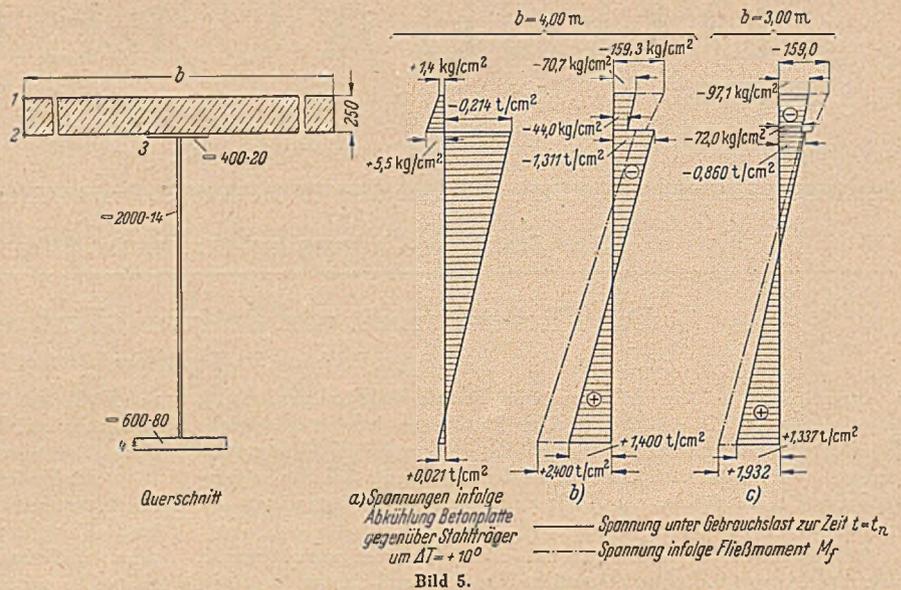


Bild 5.

auftreten. Für eine weitere Steigerung der Belastung, also sowohl für den Fließ- wie den Bruchzustand, muß daher mit gerissener Betonplatte gerechnet werden, d. h. die Betonplatte kann an der Aufnahme der Längskräfte und Momente aus der Belastung nicht mehr mitwirken und darf in den Querschnittswerten nicht mitberücksichtigt werden. Bei gerissener Betonplatte können aber auch keine Spannungen aus Kriechen und Schwinden des Betons und aus einem Temperaturunterschied zwischen Betonplatte und Stahlträger vorhanden sein, so daß hier wieder gilt:

„Die Fließuntersuchung ist mit den gegebenen Belastungen und der Vorspannung durchzuführen.“

Für den Fliebsicherheitsnachweis genügt die Berücksichtigung aller Belastungen mit dem 1,6fachen Wert und der Vorspannung mit dem tatsächlich aufgebrachtten Wert, während Kriechen, Schwinden und Temperatureinflüsse nicht zu berücksichtigen sind.“

Für den Gebrauchslastenzustand gelten einschließlich Kriechen, Schwinden und Temperatureinflüssen die Formeln der Verbundkonstruktion unter Mitwirkung der Betonplatte (s. auch [8] Kapitel VI, A 2, XII 3, XIII B. 2). Für Druckspannungen im Stahlgurt, der an die Betonplatte anschließt, kann man wieder unter der bei Abschnitt 1 gemachten Voraussetzung ohne Bedenken höhere Spannungen zulassen, da bei weiterer Steigerung der Belastung bis zum Fließzustand diese Spannungen nach dem Reißen der Betonplatte

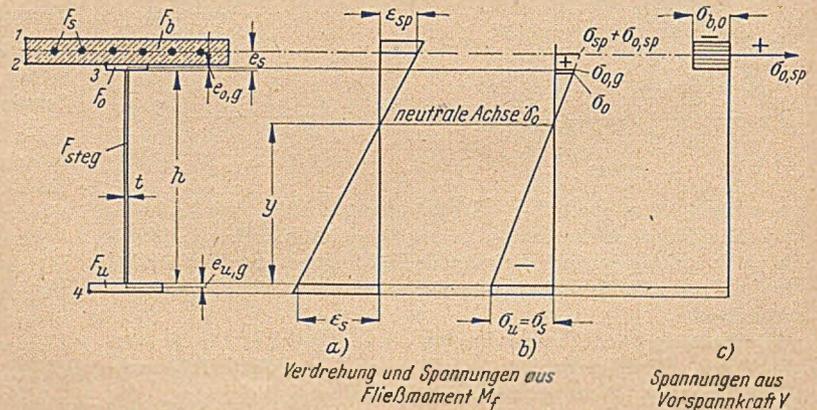


Bild 6.

ganz abgebaut werden und somit bedeutungslos für die endgültige Sicherheit sind.

Die „Fliebsicherheit“ kann nun ähnlich dem Bruchsicherheitsnachweis für Stahlbetonkonstruktionen ermittelt werden. Zu beachten ist hierbei, daß im Augenblick des Vorspannens wohl die Betonplatte zusammengedrückt wird, daß aber der Stahlträger keinerlei Verformungen erleidet. Wird nun der Verbund durchgeführt, so gilt für den unverformten Träger, daß die Vorspannkraft V gleich der Betondruckkraft $N_{b,0}$ ist. Für diesen inneren Spannungszustand gilt:

$$V = N_{b,o},$$

$$F_s \cdot \sigma_{o,sp} = F_b \cdot \sigma_{b,o},$$

wobei F_s die Fläche des Vorspannstahles, F_b die Fläche des Betons und $\sigma_{o,sp}$ die Spannung im Vorspannstahl aus der Vorspannkraft V ist (Bild 6c).

Wird ein Moment M_f bis zum Erreichen der Fließgrenze im Untergurt zusätzlich zu diesem inneren Spannungszustand aufgebracht, so wird sich unter der Annahme des Ebenbleibens des Querschnitts eine geradlinige Dehnungslinie „ ϵ “ nach Bild 6a einstellen. Da die Betonplatte inzwischen gerissen ist, haben sich die Betondruckspannungen $\sigma_{b,o}$ ebenfalls auf den Stahlquerschnitt umgelagert. Durch die Verdrehung steigt aber die anfängliche Dehnung

im Vorspannstahl $\epsilon_{o,sp} = \frac{\sigma_{o,sp}}{E_s}$ um einen noch unbekanntem Wert ϵ_{sp} auf

$$\bar{\epsilon}_{sp} = \epsilon_{o,sp} + \epsilon_{sp} \dots \dots \dots (4)$$

Nach Bild 3 ist für den Stahlträger mit $\sigma = E_e \cdot \epsilon$ die Spannungsverteilung ebenfalls geradlinig, und im Vorspannstahl ist die Spannung $\bar{\sigma}_{sp} = \epsilon_{sp} \cdot E_s + \sigma_{o,sp} = \sigma_{sp} + \sigma_{o,sp}$ vorhanden.

Die gesamte Druckkraft beträgt daher:

$$D = F_u \cdot \sigma_u + y \cdot t \cdot \frac{\sigma_u}{2} = \sigma_u \left(F_u + \frac{t}{2} \cdot y \right) \dots (5)$$

und die gesamte Zugkraft:

$$Z = (h - y) \cdot \frac{\sigma_s}{2} \cdot t + F_o \cdot \sigma_{o,g} + F_s (\sigma_{sp} + \sigma_{o,sp}) \dots (6)$$

Aus der Gleichung $D = Z$ und

$$\frac{\sigma_u}{y} = \frac{\sigma_s}{y} = \frac{\sigma_o}{h - y} = \frac{\sigma_{o,g}}{(h + e_{o,g} - y)}, \dots (7)$$

bzw.

$$\frac{\epsilon_u}{y} = \frac{\epsilon_s}{y} = \frac{\epsilon_{sp}}{(h + e_s - y)}, \dots \dots \dots (8)$$

erhält man eine lineare Gleichung für y .

Damit sind alle Spannungen in Abhängigkeit von σ_s gegeben und auch D und Z bekannt (Bild 6b).

Bildet man jetzt um die neutrale Achse \bar{S}_0 das Moment aller Einzelkräfte, so ist dies das Moment M_f , bei dem gerade Fließen eintritt. Es ist:

$$M_{f, \text{vorh}} = F_u \cdot \sigma_s \left(y + e_{u,g} \right) + y^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_s}{2} \cdot \frac{2}{3} + (h - y)^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_o}{2} \cdot \frac{2}{3} + F_o \cdot \sigma_{o,g} (h + e_{o,g} - y) + F_s (\sigma_{sp} + \sigma_{o,sp}) (h + e_s - y) \dots \dots \dots (9)$$

Es muß nun sein:

$$M_{f, \text{vorh}} \geq 1,60 \cdot M_o (g + p) \dots \dots \dots (10)$$

Das nachstehende Zahlenbeispiel zeigt die einfache Durchführung dieser Berechnung:

Beispiel 3:

- Gegeben sind: Querschnitt nach Bild 7,
- B 300; $E_o = 340\,000 \text{ kg/cm}^2$; $\varphi_n = 2,0$; $\epsilon_s = 20 \cdot 10^{-3}$;
- St 37; $\sigma_s = 2,4 \text{ t/cm}^2$;
- Vorspannstahl: St 90; $F_s = 300 \text{ cm}^2$; $n_s = 1,0$.
- Vorspannkraft: $V = 1390 \text{ t}$.
- $M_g = -1170 \text{ tm}$; $M_p = -600 \text{ tm}$; $M_g + M_p = -1770 \text{ tm}$;
- $\Delta T = 10^\circ$; $\alpha_t = 12 \cdot 10^{-6}$.

Für den Gebrauchszustand ergibt sich für den stationären Endzustand zur Zeit t_n aus Eigengewicht, Verkehr, Vorspannung einschließlich Kriechen, Schwinden und einem Temperaturunterschied von ΔT° zwischen Betonplatte und Stahlträger eine Betondruckspannung von $\sigma_{b,o} = -22 \text{ kg/cm}^2$ (Druck) und eine Stahlrandspannung von $\sigma_s = 1,393 \text{ t/cm}^2$ (Druck).

Mit $h = 200,0 \text{ cm}$; $e_{o,g} = 1,0 \text{ cm}$; $e_{u,g} = 4,0 \text{ cm}$; $e_s = 14,5 \text{ cm}$,
 $t = 1,4 \text{ cm}$, $F_u = 480 \text{ cm}^2$, $F_o = 80 \text{ cm}^2$, $F_s = 300 \text{ cm}^2$, $F_{st} = 840 \text{ cm}^2$.

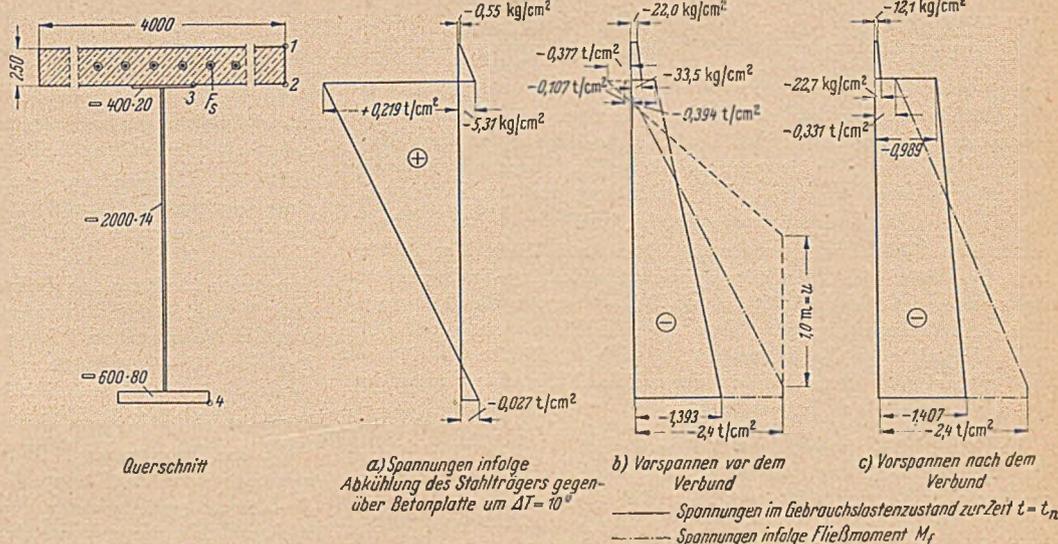


Bild 7.

$$\sigma_{o,sp} = \frac{V}{F_s} = \frac{1390}{300} = 4,633 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_u = \sigma_s = 2,40 \text{ t/cm}^2; \quad E_s = E_e,$$

$$\sigma_o = \frac{h - y}{y} \cdot \sigma_s; \quad \sigma_{o,g} = \frac{h + e_{o,g} - y}{y} \cdot \sigma_s,$$

erhält man aus der Gleichsetzung von (5) und (6):
 $y = 193,32 \text{ cm}$.

Nach (9) ergibt sich das aufnehmbare Fließmoment zu:

$$M_{f, \text{vorh}} = 3013 \text{ tm}$$

und die Sicherheit gegen Fließen:

$$\nu = \frac{3013}{1770} = 1,7 > 1,60.$$

Die Spannung im Vorspannstahl beträgt im Augenblick des Erreichens von σ_s im Untergurt nur $\sigma_{sp} = 4,890 \text{ t/cm}^2$. Die Spannungssteigerung ist somit für den Vorspannstahl sehr klein. Der Spannungszustand infolge des Fließmomentes ist in Bild 7b dargestellt.

Nimmt man eine Plastizierung im unteren Teil des Stahlträgers auf eine Höhe u nach Bild 7b an, so ergeben sich die Werte der Tafel 1:

Tafel 1.

u	M_f	Steigerung von M_f
0,0 cm	3013,2 tm	
50 cm	3106,9 tm	3,1 %
100 cm	3191,6 tm	6,0 %
150 cm	3253,9 tm	8,0 %

Die Annahme einer Belastungssteigerung von 10% vom Beginn des Fließens bis zum Bruch wird auch hier bestätigt.

3. Stahlträger mit vorgespannter Betonplatte im Zugbereich. Vorspannen nach dem Verbund.

Für diesen Fall gelten grundsätzlich die gleichen Betrachtungen wie unter 2. Lediglich für die Vordehnung des Vorspannstahles wird entsprechend dem Nachweis für Stahlbetonkonstruktionen [1] [2] [4] mit der sogenannten Spannbettdehnung gerechnet.

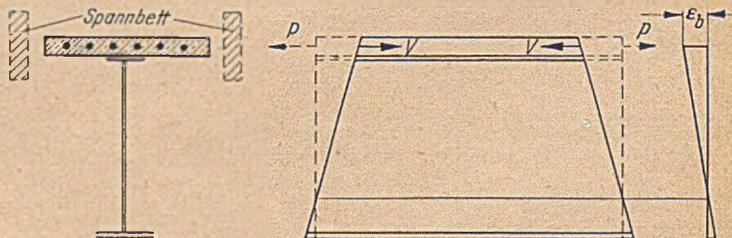


Bild 8.

Wird ein Verbundquerschnitt, bestehend aus Stahlträger und damit fest verbundener Betonplatte, mit der Vorspannkraft V vorgespannt, so ist im Augenblick des Vorspannens im Vorspannstahl die Spannung $\sigma_{o,sp}$ vorhanden, und der ganze Querschnitt verdreht sich geradlinig (siehe Bild 8, volle Linie). In der Betonplatte entsteht dabei die Druckkraft

$$V N_{b,o} = V (1 - \alpha_s) \text{ (s. [8] Gleichung [VI. 43. e] S. 61)} \quad (11)$$

und damit die Dehnung

$$\epsilon_b = \frac{V_{N_{b,e}}}{E_o \cdot F_b} = \frac{1}{E_o \cdot F_b} \cdot V(1 - \alpha_{st}) \text{ wobei } \alpha_{st} = \frac{F_{st} \cdot J_{st}}{F_v \cdot J_v} \text{ ist. (12)}$$

Bringt man auf das gesamte Verbundsystem einschließlich Vorspannstähle nun Kräfte P nach Bild 8 von einer Größe auf, daß die gesamten Verformungen von Stahlträger und Betonplatte auf Null zurückgehen, so sind in diesem Falle die beiden letzteren spannungslos, während im Vorspannstahl die Dehnung um den Betrag $\epsilon_{o,sp}$ zunimmt und die Endspannung $\sigma_{o,sp}$ vorhanden ist. Die Kräfte P denkt man sich dabei gegen ein gedachtes unendlich steifes Spannbett abgestützt; sie bilden mit den Reaktionskräften im Spannbett einen inneren Gleichgewichtszustand. Betrachtet man die Dehnungslinie des Verbundträgers in dem Augenblick, in dem gerade im Gurt, der nicht an die Betonplatte anschließt, Fließen eintritt, so muß man als Ausgangsbasis von der obigen Nullstellung ausgehen, bei der lediglich der Vorspannstahl eine Vordehnung von

$$\epsilon_{o,sp} = \epsilon_{o,sp} + \epsilon_{o,sp} \text{ hat. (13)}$$

Da aber die Dehnung von Betonplatte und Vorspannstahl gleich groß sein muß, ergibt sich aus:

$$\epsilon_b = \epsilon_{o,sp}$$

die Bestimmungsgleichung für die Spannbettspannung $\sigma_{o,sp}$.

Mit $V = F_s \cdot \sigma_{o,sp}$ wird

$$\frac{F_s \cdot \sigma_{o,sp}}{E_o \cdot F_b} (1 - \alpha_{st}) = \frac{\sigma_{o,sp} - \sigma_{o,sp}}{E_s}$$

und

$$\sigma_{o,sp} = \left[1 + \frac{E_s \cdot F_s}{E_o \cdot F_b} (1 - \alpha_{st}) \right] \cdot \sigma_{o,sp} \text{ . . . (14)}$$

Entlastet man wieder um P , so tritt die ursprüngliche Dehnungslinie nach Bild 8 auf, und das Spannbett wird spannungslos und kann in Fortfall kommen. Bringt man ein weiteres äußeres Moment M_f auf, bei dem im Untergurt die Fließspannung σ_s auftritt, so erhält man die endgültige geradlinige Dehnungslinie für den Fließzustand nach Bild 6a.

Die Berechnung der Fliebsicherheit erfolgt nun in genau derselben Weise wie unter Abschnitt A. 2, wobei nur in den Gleichungen für D , Z und M_f statt des Wertes $\sigma_{o,sp}$ nun der Wert $\sigma_{o,sp}$, das ist die Spannbettspannung bei unverformtem Träger, einzuführen ist.

Beispiel 4: Querschnitt nach Bild 7.

Gegenüber Beispiel 3 sind nur die Momente etwas geändert.
 $M_g = -1280 \text{ tm}$; $M_p = -600 \text{ tm}$; $M_g + M_p = 1880 \text{ tm}$.

Für den Gebrauchslastenzustand erhält man für den stationären Endzustand zur Zeit t_n aus Eigengewicht, Verkehr, Vorspannen nach dem Verbund, einschließlich Kriechen, Schwinden, ΔT^0 die Spannungen (s. Bild 7c) $\sigma_1 = -12 \text{ kg/cm}^2$ (Druck); $\sigma_2 = -1,407 \text{ t/cm}^2$ (Druck).

Nach (12) ist: $\alpha_{st} = \frac{F_{st} \cdot J_{st}}{F_v \cdot J_v} = 0,0835$

und nach (14):

$$\sigma_{o,sp} = 4,633 \left[1 + \frac{300 \cdot 2100000}{10000 \cdot 340000} (1 - 0,0835) \right] = 1,1698 \cdot 4,633 = 5,420 \text{ t/cm}^2.$$

Aus (5) und (6) wird: $y = 234,44 \text{ cm}$ (Nulllinie liegt 7 cm über Oberkante Beton!).
Mit

$$h - y = -34,44 \text{ cm}; h - y + e_{o,g} = -33,44 \text{ cm}, h - y + e_s = -19,94 \text{ cm}$$

wird:

$$\sigma_o = \frac{-34,44}{234,44} \cdot 2,4 = -0,353 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_{o,g} = -0,342 \text{ t/cm}^2; \sigma_{sp} = -0,204 \text{ t/cm}^2,$$

und $D = 1545,9 \text{ t}$; $Z = 1545,9 \text{ t}$.

Schließlich erhält man aus (9):

$$M_{f, \text{ vorh}} = 3057,6 \text{ tm}.$$

Das Fließmoment unterscheidet sich kaum von dem mit Vorspannen vor dem Verbund (siehe Beispiel 3); für die Sicherheit gegen Fließen ist es daher praktisch gleichgültig, wann vorgespannt wird. Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze:

$$\nu = \frac{3057,6}{1880} = 1,62 > 1,60.$$

B. Statisch unbestimmte Systeme.

Bei statisch unbestimmten Systemen ist zu beachten, daß sich infolge Kriechen und Schwinden die Unbekannte mit der Zeit um bestimmte Werte $X_{i,t}$ (siehe [8] Kapitel IX) ändert, wobei die sich daraus ergebenden Momente und Längskräfte u. U. von wesentlichem Einfluß auf die Querschnittsgestaltung werden können. Der große Vorteil, die Fliebsicherheit und nicht die etwas größere Bruch-sicherheit nachzuweisen, liegt nun darin, daß für den Augenblick des Erreichens der Fließgrenze an irgendeiner Stelle des Systems im ganzen System unter Annahme der idealisierten Spannungs-Dehnungslinie für Stahl und Beton das H o o c k e s c h e Gesetz Gültig-

keit hat und damit auch die allgemeinen Elastizitätsgleichungen noch gelten. Für eine Belastungssteigerung über die Gebrauchslast hinaus gilt somit noch die Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung. Es kann somit die gesamte Berechnung, die für die Gebrauchslastbelastungen aufgezogen wurde, für den Nachweis der Fliebsicherheit Verwendung finden.

Für die Untersuchung des Fließzustandes bzw. Bruchzustandes eines bestimmten Querschnittes gilt wieder die grundsätzliche Betrachtung wie unter Abschnitt A, so daß innere Spannungsumlagerungen an der betreffenden Stelle durch Kriechen, Schwinden und Temperatureinflüsse für diese Sicherheit bedeutungslos sind, daher nicht berücksichtigt zu werden brauchen. Anders steht es mit den äußeren Momenten und Längskräften. Da nur an der untersuchten Stelle für eine bestimmte Belastung am Rande die Fließspannung erreicht wird, sind sowohl alle zeitunabhängigen Unbekannten aus Eigengewicht $^G X_i$, aus Verkehr $^P X_i$, aus Widerlagerbewegungen $^W X_i$, aus Temperatur $^{\Delta T} X_i$, aus Vorspannung $^V X_i$ als auch alle zeitabhängigen Unbekannten aus Kriechen und Schwinden $X_{i,t}$ bzw. die daraus resultierenden Momente, Längskräfte und Querkkräfte wirksam. Alle diese Werte sind für den Gebrauchslastenzustand bekannt. Dazu kommen bei einer gedachten Steigerung der Belastung aus Eigengewicht und Verkehr lediglich die 0,6fachen Werte aus Eigengewicht und Verkehr ΔM bzw. ΔN des statisch unbestimmten Systems dazu

$$\Delta M = 0,6 [^G M_o + ^G X_1 \cdot M_1 + ^G X_2 \cdot M_2 + \dots + ^P M_o + ^P X_1 \cdot M_1 + ^P X_2 \cdot M_2 + \dots \text{ usw.}] \text{ (15)}$$

Da diese Steigerung nur eine gedachte ist, um Unsicherheiten auszugleichen, und nicht eine wirkliche Steigerung, wäre es auch nicht richtig, die zeitabhängigen Unbekannten $X_{i,t}$ aus Kriechen und Schwinden sowie die kontrollierbaren Werte aus Widerlagerbewegungen, Vorspannung usw. ebenfalls zu steigern. Für statisch unbestimmte Systeme wird daher vorgeschlagen:

„Der Fliebsicherheitsnachweis ist durchzuführen für alle äußeren Momente und Kräfte aus dem Gebrauchslastenzustand zusätzlich der 0,6fachen Werte aus Eigengewicht und Verkehr, die sich nach der üblichen Berechnung statisch unbestimmter Systeme ergeben.“

1. Durchlaufträger mit teilweise vorgespannter Betonplatte. Vorspannen vor dem Verbund.

Die gefährdeten Querschnitte sind hier meist die Querschnitte über den Stützen. Wird bei den Gebrauchslasten nach der Theorie der Verbundkonstruktion die zulässige Zugspannung in der Betonplatte erreicht, so wird wieder bei einer gedachten Steigerung von ständiger Last und Verkehr die Betonplatte aufreißen. Dies wird aber nur auf ganz kurzem Bereich erfolgen, da für unmittelbar danebenliegende Querschnitte ganz andere ungünstige Laststellungen maßgebend sind. Da an der betreffenden Stelle dann nur der Stahlträgerquerschnitt und die Fläche der Vorspannstähle vorhanden sind, ändern sich hier auch etwas die Querschnittswerte. Der Einfluß dieser Änderungen auf die statisch unbestimmten Größen ist aber mit Rücksicht auf den kleinen Bereich geringfügig. Rechnet man mit den X_i - bzw. $X_{i,t}$ -Werten aus der Gebrauchslastberechnung, so wird man etwas auf der sicheren Seite sein.

Es muß also sein:

$$M_f \geq M_{Cb} + \Delta M.$$

Z

$$M_{Cb} = ^G M_o + ^G X_1 \cdot M_1 + \dots + ^P M_o + ^P X_1 \cdot M_1 + \dots + ^W X_1 \cdot M_1 + \dots + ^{\Delta T} X_1 \cdot M_1 + \dots \text{ . . . (16)}$$

$$\dots + ^G X_{1,t} \cdot M_1 + \dots + ^S X_{1,t} \cdot M_1 + \dots + ^V X_{1,t} \cdot M_1 + \dots + ^W X_{1,t} \cdot M_1 + \dots$$

$$\Delta M = 0,6 \cdot Z \text{ (17)}$$

Da die Betonplatte vor dem Verbund vorgespannt wird, ist zu diesem Zeitpunkt der ganze Träger unverformt, lediglich der Vorspannstahl hat eine Vorspannung $\sigma_{o,sp}$.

Die Berechnung des Fließmomentes erfolgt somit in vollkommen gleicher Weise wie unter Abschnitt A. 2.

Zu beachten ist hierbei nur, daß der Vorspannstahl mindestens in den Bereich geführt wird, in dem die Betonplatte keine Risse hat, damit die einwandfreie Übertragung der Verdübelungskräfte

gewährleistet ist. Es ergeben sich daraus u. U. etwas größere Längen an Vorspannstahl, als aus der Ablängung für den Gebrauchslastenzustand nötig ist. Auch die Berechnung der Verdübelungskräfte muß durchgeführt werden.

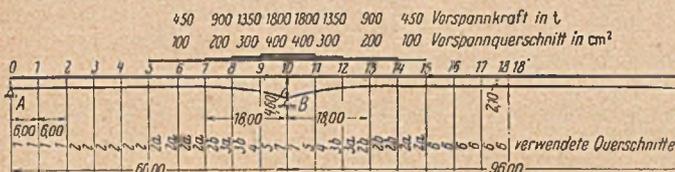


Bild 9.

Beispiel 5:

Gegeben: Durchlaufträger nach Bild 9.

Beton B 300; $E_0 = 340\,000 \text{ kg/cm}^2$; $\varphi_n = 2,0$; $\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-5}$;

St 37; $\sigma_s = 2,4 \text{ t/cm}^2$; $n = \frac{E_s}{E_0} = 6,18$.

Vorspannstahl: St 90; $F_s = 400 \text{ cm}^2$; $n_s = 1,0$.

Vorspannkraft: $V = 1800 \text{ t}$;

Belastung: $g = 3,3 \text{ t/m}$; $p = 2,0 \text{ t/m}$; $\Delta T_0 = 0$.

Die Querschnittswerte, die Momente usw. am statisch unbestimmten System, die zeitabhängigen Unbekannten, die Spannungen für den Gebrauchslastenzustand des stationären Endzustandes usw. werden von einer a. O. (s. Zahlenbeispiel Seite 217 ff [8]) durchgeführten Rechnung übernommen.

Querschnitt in Punkt 10 (Stütze).

Querschnittsabmessungen siehe Bild 10.

Nach (16) ist:

$$M_{Gb} = \frac{G M_0 + G X_1 \cdot M_1 + P M_0 + P X_1 \cdot M_1 + W X_1 \cdot M_1 + \Sigma X_{1,t} \cdot M_1}{Z}$$

$$M_{Gb} = \frac{0 - 2519,47 + 0 - 1709,00 + 551,43 - 964,91}{-} = -4641,95 \text{ tm.}$$

Die zugehörigen Spannungen einschließlich Kriechen und Schwinden sind aus Bild 10a ersichtlich.

$$\Delta M = -0,6 \cdot Z = -0,6 \cdot 4228,47 = -2537,08 \text{ tm.}$$

$$M_{f, \text{erf}} = M_{Gb} + \Delta M = -7199,03 \text{ tm.}$$

Nach (5) bis (9) wird nun das aufnehmbare Fließmoment berechnet.

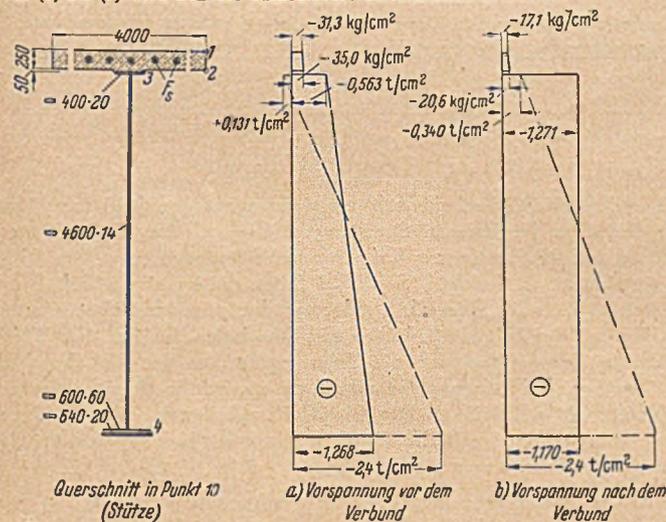


Bild 10.

Mit: $h = 460 \text{ cm}$; $e_{0,g} = 1,0 \text{ cm}$; $e_{u,g} = 4,0 \text{ cm}$; $\varepsilon_s = 19,5 \text{ cm}$;

$h + e_{0,g} = 461 \text{ cm}$; $h + \varepsilon_s = 479,5 \text{ cm}$;

$$\sigma_{0,sp} = \frac{1800}{400} = 4,5 \text{ t/cm}^2;$$

$F_0 = 80 \text{ cm}^2$; $F_u = 488 \text{ cm}^2$; $\varepsilon = 1,4 \text{ cm}$; $F_{s1} = 1212 \text{ cm}^2$;

ergibt sich aus (5) bzw. (9):

$$y = 437,12 \text{ cm};$$

$$h - y = 22,88 \text{ cm}; h + e_{0,g} - y = 23,88 \text{ cm};$$

$$h + \varepsilon_s - y = 42,38 \text{ cm};$$

$$\sigma_0 = \frac{22,88}{437,12} \cdot 2,4 = 0,126 \text{ t/cm}^2; \sigma_{0,g} = 0,131 \text{ t/cm}^2; \sigma_{sp} = 0,233 \text{ t/cm}^2;$$

das aufnehmbare Fließmoment $M_{f, \text{vorh}} = 8111,58 \text{ tm}$.

Somit ist:

$$\Delta M_{\text{vorh}} = 8111,58 - 4641,95 = 3469,63 \text{ tm};$$

$$\frac{3469,63}{4641,95} = 0,82$$

und die Fließsicherheit: $\nu = 1,82 > 1,60$.

Querschnitt in Punkt 18 (Brückenmitte).

Querschnittsabmessungen siehe Bild 11.

$$M_{Gb} = \frac{G M_0 + G X_1 \cdot M_1 + G X_2 \cdot M_2 + P M_0 + P X_1 \cdot M_1 + P X_2 \cdot M_2}{Z}$$

$$\begin{aligned} &+ W X_1 \cdot M_1 + W X_2 \cdot M_2 + \Sigma X_{1,t} \cdot M_1 + \Sigma X_{2,t} \cdot M_2 = \\ &= 3801,16 - 2519,47 + 2304,0 - 1195,56 + 551,43 - 964,91 = \\ &= 2390,13 + 551,43 - 964,91 = + 1976,65 \text{ tm.} \end{aligned}$$

Die zugehörigen Spannungen einschließlich Kriechen und Schwinden sind in Bild 11a dargestellt

$$\Delta M_{\text{erf}} = 0,6 \cdot Z = 0,6 \cdot 2390,13 = 1434,08 \text{ tm,}$$

$$M_{f, \text{erf}} = M_{Gb} + \Delta M = 3410,73 \text{ tm.}$$

Das aufnehmbare Fließmoment, bei dem gerade die Stahlrandspannung $\sigma_s = 2,4 \text{ t/cm}^2$ erreicht wird, ergibt sich entsprechend Abschnitt A.1.

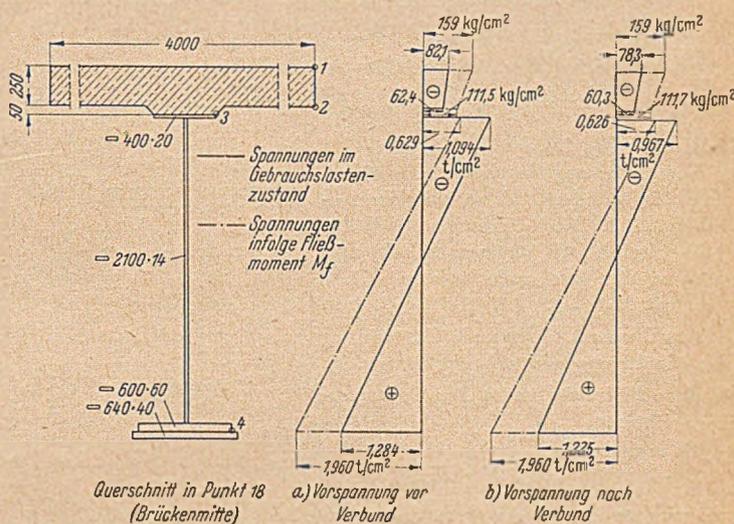


Bild 11.

Für den Verbundquerschnitt mit $E_0 = 340\,000 \text{ kg/cm}^2$ ist:

$$J_0 = 26\,777\,727 \text{ cm}^4; \text{Randabstand des Punktes 4 von } \mathcal{C}_0$$

$$y_1 = 164,5 \text{ cm,}$$

$$W_1 = \frac{J_0}{y_1} = \frac{0,26778}{1,645} = 0,1628 \text{ m}^3,$$

$$M_{f, \text{vorh}} = \sigma_s \cdot W_1 = 24\,000 \cdot 0,1628 = 3906,8 \text{ tm.}$$

$$\Delta M_{\text{vorh}} = 3906,8 - 1976,7 = 1930,1 \text{ tm}; \frac{1930,1}{2390,1} = 0,81;$$

Fließsicherheit: $\nu = 1,81 > 1,60$.

Die zu dieser Sicherheitszahl gehörige Betonrandspannung wird über das Widerstandsmoment des Punktes 1 des Verbundquerschnittes berechnet.

Es ist $y_1 = 82,5 \text{ cm}$ (Abstand des oberen Betonrandes von \mathcal{C}_v) und damit

$$W_1 = \frac{J_0}{y_1} = \frac{0,26778}{0,825} = 0,3246 \text{ m}^3,$$

$$\sigma_1 = \frac{1}{n} \cdot \frac{M_{f, \text{vorh}}}{W_1} = \frac{1}{6,18} \cdot \frac{3906,8}{0,3246} = 195 \text{ kg/cm}^2.$$

Für diese Randspannung wäre bereits ein Beton B 370 mit $\sigma_b = 0,53 \cdot W_{21} = 196 \text{ kg/cm}^2$ erforderlich.

Bei einem Beton B 300 mit $\sigma_b = 159 \text{ kg/cm}^2$ kann bei Erreichen dieser Randspannung ein kleineres Fließmoment aufgenommen werden, als oben erhalten wurde.

$$\text{Mit } y_1 = 82,5 \text{ cm; } W_{v,1} = \frac{0,26778}{0,825} = 0,3246 \text{ m}^3.$$

$$\frac{1}{n} = 0,1618 \text{ wird:}$$

$$M_{F, \text{vorh}} = \frac{\sigma_b}{0,1618} \cdot W_{v,1} = 9830 \cdot 0,3246 = 3190 \text{ tm,}$$

$$\sigma_1 = \frac{M_{F, \text{vorh}}}{W_1} = 1,960 \text{ t/cm}^2.$$

$$\Delta M = 3190 - 1976,7 = 1213,3 \text{ tm,}$$

$$\frac{1213,3}{2390,1} = 0,51.$$

Die Fließsicherheit $\nu = 1,51$ ist somit kleiner als 1,6 und reicht daher nicht aus. Man ersieht daraus, daß bei Systemen, bei denen außer ständiger Last und Verkehr noch Belastungszustände aus Vorspannung, Widerlagerbewegung, Schwinden und Kriechen äußere Momente erzeugen, auch im Feld mit positiven Momenten die Fließsicherheit maßgebend werden kann.

2. Durchlaufträger mit teilweise vorgespannter Betonplatte. Vorspannen nach dem Verbund.

a) Bereich mit Vorspannungsgliedern.

Grundsätzlich gelten dieselben Gesichtspunkte wie unter Abschnitt A.3. Es wird als erstes wieder der Querschnitt über der Stütze untersucht. Für den Augenblick des Vorspannens gilt folgendes:

Wird mit V vorgespannt, so treten im Schwerpunkt \mathcal{C}_v des Verbundquerschnittes (Bild 12) das Moment

$$V M_t = 0 = V M_0 + V X_1 \cdot M_1 + \dots$$

und die Längskraft

$$V_{N_t=0} = V_{N_0} + V_{X_1} \cdot N_1 + \dots = V \text{ auf.}$$

$$N_1 = N_2 = 0.$$

Reduziert man die Längskraft in dem Schwerpunkt der Betonplatte, der annahmegemäß mit dem Schwerpunkt der Vorspannstähle zusammenfällt, so erhält man die beiden Belastungszustände:

a) Druckkraft $V_{N_t=0} = V$ in Höhe des Schwerpunktes der Vorspannung wirkend;

β) Moment $V_{M_0} = V_{M_0} - V \cdot a_b$.

a_b ist hierbei der Abstand des ideellen Verbundquerschnittes $F_v = F_{st} + \frac{1}{n} \cdot F_b$ vom Schwerpunkt der Betonplatte (siehe [8] Gleichung (VI 2)).

Die Erfassung des Zustandes a) erfolgt in gleicher Weise wie in Abschnitt A 3. Die Gleichungen (11) bis (14) gelten hierfür uneingeschränkt, und man erhält das aufnehmbare Fließmoment $M_{f, \text{vorh}}$.

Das Moment V_{M_0} nach Zustand β) ist wie Eigengewicht, Verkehr usw. im Gebrauchslastenmoment M_{Gb} mitzuberechnen.

Es muß sein:

$$M_{f, \text{vorh}} \geq M_{Gb} + \Delta M,$$

wobei nun unter Verwendung der Ausdrücke von M_{Gb} und Z nach (16) und (17) zu setzen ist:

$$M_{Gb} = M_{Gb} + V_{X_1} \cdot M_1 + V_{M_0} \dots (18)$$

und $\Delta M = 0,6 \cdot Z$.

b) Bereich ohne Vorspannungsglieder.

Für diesen Bereich wird $V = 0$. Das Fließmoment $M_{f, \text{vorh}}$ kann direkt aus dem Widerstandsmoment W_0 bzw. W_u für die Randfasern des ideellen Verbundquerschnittes und den Grenzwerten der Spannungen σ_b bzw. σ_s berechnet werden.

Für den Betonrand wird: $M_{f, \text{vorh}} = n \cdot W_1 \cdot \sigma_b$,

für den Stahlrand wird: $M_{f, \text{vorh}} = W_4 \cdot \sigma_s$.

Der kleinere Wert ist maßgebend.

Es muß wieder sein: $M_{f, \text{vorh}} \geq M_{Gb} + \Delta M$,

wobei mit $V_{M_0} = V_{M_0}$ wird:

$$M_{Gb} = M_{Gb} + V_{X_1} \cdot M_1 + \dots + V_{M_0} \dots (19)$$

Die Anwendung zeigt Beispiel 6.

Beispiel 6.

Dieses Beispiel unterscheidet sich vom Beispiel 5 nur dadurch, daß das Vorspannen nach dem Verbund erfolgt.

Die Spannungen für die Gebrauchslasten einschließlich Kriechen und Schwinden stammen von einer a. O. (siehe Zahlenbeispiel S. 244 ff [8]) durchgeführten Berechnung.

a) Querschnitt in Punkt 10 (Stütze, Vorspannstähle vorhanden).

Querschnittsabmessungen siehe Bild 10.

$$M_{Gb} = G + PZ + W_{X_1} \cdot M_1 + \Sigma X_{1,t} \cdot M_1 = -4228,47 + 551,43 - 589,61 = -4266,65 \text{ tm.}$$

$$V = 1800 \text{ t; } V_{M_0} = -6242,4 - 1800 \cdot 1,407 = -8775,0 \text{ tm.}$$

$$M_{Gb} = M_{Gb} + V_{X_1} \cdot M_1 + V_{M_0} = -4266,65 + 8316,34 - 8775,0 = -4725,31 \text{ tm.}$$

$$\Delta M = 0,6 \cdot Z = 0,6 \cdot 4228,47 = -2537,08 \text{ tm.}$$

$$M_{f, \text{erf}} = -4725,31 - 2537,08 = -7262,39 \text{ tm.}$$

Mit $\alpha_{s1} = 0,1361$, $\sigma_0, sp = 4,5 \text{ t/cm}^2$, $E_0 = 340\,000 \text{ kg/cm}^2$, $F_s = 400 \text{ cm}^2$, $F_b = 10\,000 \text{ cm}^2$, $E_s = E_0 = 2100 \text{ t/cm}^2$ wird nach (14):

$$\sigma_{00, sp} = \left[1 + \frac{2100 \cdot 400}{340 \cdot 10000} (1 - 0,1361) \right] \cdot 4,5 = 1,2134 \cdot 4,5 = 5,460 \text{ t/cm}^2.$$

Gegenüber der Fliemomentenberechnung des Beispiels 5 ist nur $\sigma_{00, sp}$ statt $\sigma_{0, sp}$ in den Gleichungen (5) bis (9) einzuführen. Es ergibt sich $y = 537 \text{ cm}$ und $M_{f, \text{vorh}} = -8380,38 \text{ tm.}$

$$\Delta M_{\text{vorh}} = -8380,38 - (-4725,31) = -3655,07 \text{ tm.}$$

$$\frac{3655,07}{4228,47} = 0,86; \text{ Fließsicherheit } \gamma = 1,86 > 1,60.$$

b) Querschnitt in Punkt 18 (Brückenmitte, keine Vorspannstähle vorhanden).

$$M_{Gb} = G + PZ + W_{X_1} \cdot M_1 + W_{X_2} \cdot M_2 + \Sigma X_{1,t} \cdot M_1 + \Sigma X_{2,t} \cdot M_2 =$$

$$= +2390,13 + 551,43 - 589,61 = +2351,95 \text{ tm.}$$

$$M_{Gb} = M_{Gb} + V_{X_1} \cdot M_1 + V_{X_2} \cdot M_2 + V_{M_0} = +2351,95 + 8316,34 - 8775,0 = +1893,29 \text{ tm.}$$

$$\Delta M_{\text{erf}} = 0,6 \cdot Z = 1434,08 \text{ tm,}$$

$$M_{f, \text{erf}} = +1893,29 + 1434,08 = +3327,37 \text{ tm.}$$

Nach Beispiel 5 ist das Fließmoment bei Erreichen der Randspannung $\sigma_b = 159 \text{ kg/cm}^2$ für B 300:

$$M_{f, \text{vorh}} = n \cdot \sigma_b \cdot W_1 = 6,18 \cdot 1590 \cdot 0,3246 = 3190 \text{ tm,}$$

$$\Delta M_{\text{vorh}} = M_{f, \text{erf}} - M_{Gb} = 3190 - 1893 = 1297 \text{ tm.}$$

$$\frac{\Delta M_{\text{vorh}}}{G + PZ} = \frac{1297}{2390} = 0,54.$$

Die Fließsicherheit $\gamma = 1,54$ wäre bei B 300 kleiner als 1,6 und somit nicht ausreichend.

3. Unterspannter frei aufliegender Träger.

Bei diesen Trägern muß dem Fließsicherheitsnachweis besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden, da dieser in vielen Fällen für die Querschnittsbemessung maßgebend ist. Betrachtet man Bild 13, so ersieht man, daß der Beginn unzulässiger Verformungen durch Erreichen der Betonspannung $\sigma_b = 0,53 \cdot W_{28}$ oder der Fließgrenze an der Unterseite des Stahlträgers eintreten kann. Zu diesem Zeitpunkt ist die Spannung im Vorspannstahl nicht wesentlich höher als beim Gebrauchslastenzustand. Da hier der Vorspannstahl nur an den Enden mit dem Verbundträger verbunden ist, muß ein anderer Rechnungsgang als vorher besprochen werden.

Zuerst wird in üblicher Weise (siehe [8]) für den Gebrauchslastenzustand (stndige Last, Verkehr, Kriechen, Schwinden, Vorspannung, Temperaturunterschied) der Spannungsnachweis durchgeführt, wobei die Spannungen unterhalb der zulässigen Werte bleiben müssen.

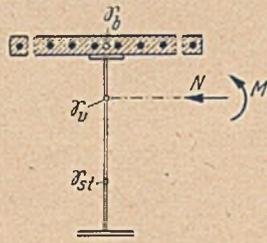


Bild 12.

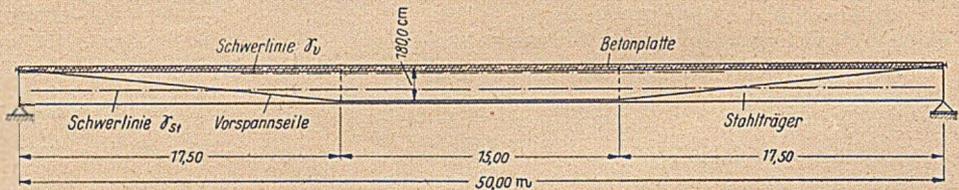


Bild 13.

Für den Fließsicherheitsnachweis werden aus den früher erwähnten Gründen die inneren Spannungen, die aus den Umlagerungskrften und Momenten aus Kriechen und Schwinden entstehen, nicht berücksichtigt (in Tafel 11, Seite 121 fallen die Zustände b, d, f und h fort [8]), wohl aber die Änderung der statisch unbestimmten Größen mit der Zeit aus Kriechen und Schwinden. In ähnlicher Weise sind für Temperatur nur die Spannungen aus der Unbekannten $\Delta T X$ zu berücksichtigen, während die am statisch bestimmten System unberücksichtigt bleiben. Für die Gebrauchslasten ohne Umlagerungsspannungen ergibt sich für den Untergurt in Brückenmitte die verringerte Spannung σ_u' .

Für die Laststeigerung steht daher die Spannungsreserve

$$\Delta \sigma_u = \sigma_s - \sigma_u' \dots (20)$$

zur Verfügung.

Für eine gleichmäßig verteilte, vorübergehend aufgebraachte Last $q = 1,0 \text{ t/m}$ entsteht im Untergurt des statisch unbestimmten, unterspannten Systems die Spannung $\sigma_{u, q=1}$. Die mögliche Laststeigerung bis zum Erreichen der Fließgrenze beträgt daher

$$\Delta q = \frac{\Delta \sigma_u}{\sigma_{u, q=1}} \dots (21)$$

Bei einer Sicherheit von 1,6 gegen Erreichen der Fließgrenze muß daher sein:

$$(g + p) 1,6 \leq g + p + \Delta q.$$

Beispiel 7.

Gegeben: Unterspannter Träger nach Bild 13. Querschnitt nach Bild 14.

Beton $E_0 = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$, $n = 7,0$; $\varphi_n = 2,0$;

St 37; $\sigma_s = 2,4 \text{ t/cm}^2$; $\Delta T = 10^\circ$.

Vorspannkraft: $V = 510 \text{ t}$;

Seile: $F_s = \frac{510}{7,15} = 71,33 \text{ cm}^2$; $E_s = 1600 \text{ t/cm}^2$;

$g = 3,3 \text{ t/m}$; $p = 2,7 \text{ t/m}$.

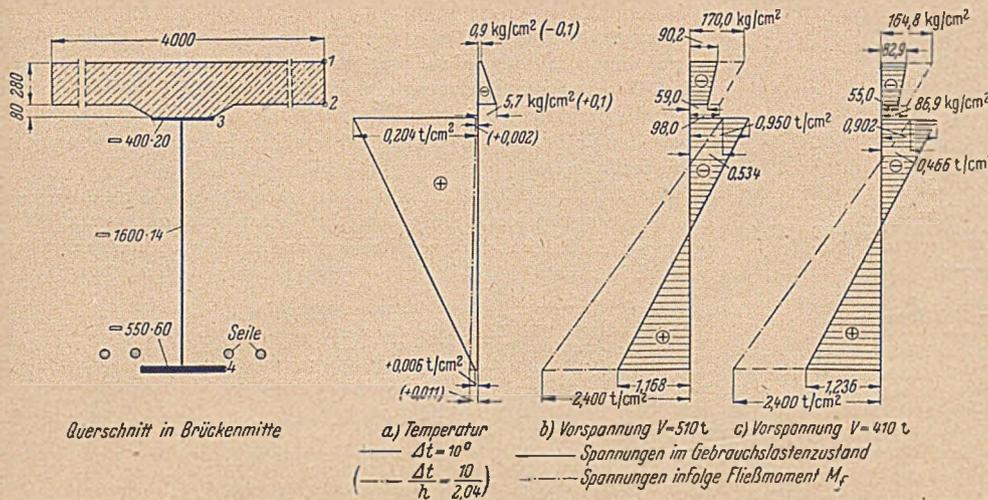


Bild 14.

Die Spannungen für die Gebrauchslasten mit und ohne Umlagerungskräfte aus Schwinden und Kriechen sind in Tafel 2 eingetragen.

Tafel 2.

Zeile	Belastungszustand	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
		kg/cm ²	kg/cm ²	t/cm ²	t/cm ²
Spannungen für Gebrauchslastzustand	Temperatur { stat. best. Anteil	- 0,800	- 5,800	+ 0,202	- 0,004
	{ stat. unbest. Ant.	- 0,005	+ 0,015	+ 0,002	+ 0,010
	Kräfte zur Zeit $t = 0$ (Eigengewicht + Vorspannung)	- 51,5	- 41,5	- 0,268	+ 0,142
	Umlagerungen aus den Kräften zur Zeit $t = 0$	+ 12,8	+ 12,4	- 0,779	+ 0,021
	Kräfte aus der Änderung der stat. Unbestimmten $\sum X_{1,t}$ zur Zeit $t = t_n$	- 0,429	+ 0,571	+ 0,007	+ 0,048
	Umlagerungen aus den Kräften der stat. Unbestimmten $\sum X_{1,t}$ zur Zeit $t = t_n$	+ 0,283	- 0,295	~ 0	~ 0
	Verkehrslast $p = 2,7$ t/m	- 50,590	- 24,560	- 0,114	+ 0,951
8	Gebrauchslasten $t = t_n \sum 1$ bis 7	- 90,241	- 59,169	- 0,950	+ 1,168
9	\sum Zeile 2 + 3 + 5 + 7	- 102,524	- 65,474	- 0,373	+ 1,151
10	Laststeigerung bis zur Fließlast $\Delta q = 3,581$ t/m	- 67,103	- 32,578	- 0,151	+ 1,249
11	Spannungen inf. Fließmoment $\sum 9 + 10$	- 169,627	- 98,052	- 0,524	+ 2,400

Ohne Umlagerungsspannungen beträgt die Spannung im Untergurt (Tafel 2, Zeile 9):

$$\sigma_1 = 1,151 \text{ t/cm}^2.$$

Nach (20) ist: $\Delta \sigma_u = 2,4 - 1,151 = 1,249 \text{ t/cm}^2.$

Weiter ist für $q = 1 \text{ t/m}$: $\sigma_4 = \frac{0,951}{2,7} = 0,352 \text{ t/cm}^2$ (s. Tafel 2, Zeile 7).

Somit ergibt sich:

$$\Delta q = \frac{1,249}{0,352} = 3,581 \text{ t/m}.$$

$$\text{Fließsicherheit: } \nu = \frac{q + p + \Delta q}{g + p} = \frac{3,3 + 2,7 + 3,6}{3,3 + 2,7} = 1,6 \geq 1,6.$$

Man ersieht daraus, daß die Spannungen des Gebrauchslastzustandes nicht ausgenutzt werden konnten, um die erforderliche Fließsicherheit zu erhalten.

Die zu $\nu = 1,60$ gehörige Betonspannung beträgt $\sigma_b = 170 \text{ kg/cm}^2$. Ein Beton B 300 würde somit hier nicht mehr reichen.

Bei einer Vorspannkraft von 410 t dürfte bei den gleichen Abmessungen die Verkehrslast nur 2,3 t/m betragen, wenn die 1,6fache Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze im Stahlgurt gewährleistet sein soll.

Die Durchbiegung aus Verkehrslast würde im ersten Falle $f_p = \frac{L}{623}$, im letzten Falle $\frac{L}{731}$ betragen.

Zusammenfassung.

Die obigen grundsätzlichen Betrachtungen wurden an einfachen Beispielen erläutert. Diese einfachen Voraussetzungen sind aber nicht immer vorhanden. Es kann z. B. der Stahlträger vor der Wirkung des Verbundes mit Seilen unterspannt werden u. a. m.

Bei vielen dieser Fälle würde es sehr langwierig werden, die Größe der Fließsicherheit zu ermitteln; verhältnismäßig einfach wird es jedoch immer sein, für eine Steigerung der ständigen Last und der Verkehrslast um 60%, nachzuweisen, daß die geforderte Fließsicherheit eingehalten ist.

Für Verbundquerschnitte mit der Betonplatte in der Druckzone braucht nur nachgewiesen zu werden, daß die endgültigen maß-

gebenden Randspannungen ohne Umlagerungskräfte und Momente aus allen Belastungsfällen, einschließlich der 0,6fachen Steigerung für Eigengewicht und Verkehr, unter σ_s bzw. $\sigma_b = 0,53 \cdot W_{28}$ liegen müssen. Die Berechnung ist sehr schnell durchzuführen, da alle erforderlichen Querschnittswerte und z. T. Spannungen bereits aus der Berechnung des Gebrauchslastzustandes bekannt sind.

Für Verbundquerschnitte, bei denen die Betonplatte infolge einer Belastungssteigerung beim Nachweis der Fließsicherheit aufreißt, wird zweckmäßig der Weg über das vom Verbundquerschnitt aufnehmbare Fließmoment M_f beschritten. Die Durchführung eines solchen Nachweises wird in Beispiel 8 gezeigt.

Beispiel 8.

Für die Brücke nach Bild 15 und 16 aus St 52 mit Vorspannung vor dem Verbund wird nachfolgend der Fließsicherheitsnachweis des Querschnittes über der Mittelstütze erläutert.

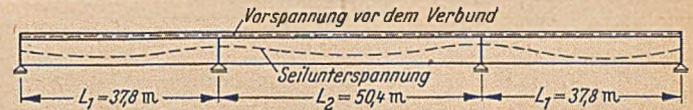


Bild 15.

Bezeichnungen:

- M_{st}, N_{st} Moment und Längskraft auf Stahlträger wirkend,
- M_b, N_b Moment und Längskraft auf Betonplatte wirkend,
- M, N Moment und Längskraft auf Verbundträger wirkend.

Bei der Ermittlung der Spannungen für den Gebrauchslastzustand wurden folgende 6 Belastungszustände berücksichtigt.

Zustand 1:

Die Stahlträger dienen als Rüstung beim Betonieren der Betonplatte. Sie müssen daher für diesen Zustand ihr Eigengewicht und das der Betonplatte ohne Verbundwirkung tragen.

$$g = 8,49 \text{ t/m} \quad M_{st,1} = -1818,57 \text{ tm}; N_{st,1} = 0$$

$$M_{b,1} = N_{b,1} = 0.$$

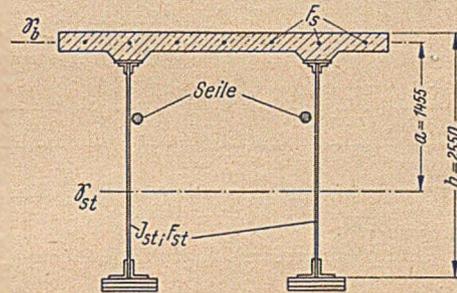


Bild 16.

Zustand 2:

Die beiden Hauptträger wurden außerdem vor dem Betonieren der Platte durch 2 Seile unterspannt, um die Momente aus Zustand 1 aufnehmen zu können.

$$N_{st,2} = -418,97 \text{ t}; \quad M_{st,2} = +415,43 \text{ tm}.$$

$$M_{b,2} = N_{b,2} = 0.$$

Zustand 3:

Die Betonplatte wird vor dem Verbund vorgespannt.

$$N_{b,3} = V = 1680 \text{ t}; \quad M_{b,3} = 0; \quad M_{st,3} = N_{st,3} = 0.$$

Zustand 4:

Später aufgebracht zusätzliches Eigengewicht, für das bereits die Verbundwirkung zu berücksichtigen ist.

$$g' = 1,46 \text{ t/m}; \quad M_1 = -314,30 \text{ tm}; \quad N_1 = 0.$$

Zustand 5:

Verkehrslast (Verbundwirkung) $M_5 = -1299,74 \text{ tm}; N_5 = 0.$

Zustand 6:

Temperatur (Verbundwirkung) $M_6 = -355,77 \text{ tm}; N_6 = 0.$

Zeitabhängige Unbekannte $X_{1,t}$

Die im Gebrauchslastzustand infolge Kriechen und Schwinden auftretende zeitabhängige Unbekannte $X_{1,t}$ (zusätzliches Stützmoment) beträgt:

$$\sum X_{1,t} = -1004,5 \text{ tm}.$$

Zustand „1 und 2“, bei dem die Betonplatte an der Aufnahme der Belastung noch nicht mitwirkt, stellt einen Selbstspannungszustand des Stahlträgers allein dar. Die zugehörige untere Randspannung beträgt $\sigma_{1+2} = 1,138 \text{ t/cm}^2.$

Alle weiteren Belastungszustände wirken auf den Verbundträger, einschließlich der 0,6fachen Steigerung der gesamten Eigengewichts- und Verkehrsbelastung.

Belastungssteigerung:
Eigengewicht aus Zustand „1 + 4“:

$$g = 8,49 + 1,46 = 9,95 \text{ t/m}.$$

Zugehörige Belastungssteigerung: $\Delta g = 0,6 g = 5,97 \text{ t/m}$.

Damit wird $\Delta M_g = -314,30 \frac{5,97}{1,46} = -1277,28 \text{ tm}$; $\Delta N_g \approx 0$.

Verkehrslast aus Zustand 5:

Für die 0,6fache Belastungssteigerung ergibt sich

$\Delta M_p = 0,6 \cdot M_p = -0,6 \cdot 1299,74 = -779,84 \text{ tm}$; $\Delta N_p \approx 0$.

Auf den Verbundquerschnitt wirken somit an Momenten:

a) im Gebrauchslastzustand

$M_{Gb} = M_1 + M_2 + M_3 + \Sigma X_{1,1} = -314,30 - 1299,74 - 355,77 - 1004,50 = -2974,31 \text{ tm}$.

β) aus Belastungssteigerung:

$\Delta M = \Delta M_g + \Delta M_p = -1277,28 - 779,84 = -2057,12 \text{ tm}$.

α) + β):

$M_{f,erf} = M_{Gb} + \Delta M = -2974,31 - 2057,12 = -5031,43 \text{ tm}$.

Die Berechnung des vom Verbundquerschnitt aufnehmbaren Fließmomentes M_f , vorh erfolgt nach Abschnitt B.1. Zu beachten ist hierbei jedoch, daß in den Formeln (5) bis (8) statt σ_u nicht mehr die Fließspannung σ_s eingeführt werden darf. Aus dem Selbstspannungszustand „1 + 2“ entsteht bereits die Randspannung $\sigma_{1+2} = 1,138 \text{ t/cm}^2$. Für das Fließmoment M_f des Verbundträgers steht somit nur mehr eine Spannungsreserve von $\sigma_u = \sigma_s - \sigma_{1+2} = 3,600 - 1,138 = 2,462 \text{ t/cm}^2$ zur Verfügung. Mit diesem Wert σ_u sind aus (5) bis (8) die Lagen der Nulllinie und der Wert des Fließmomentes M_f , vorh zu bestimmen. Die Durchführung der Rechnung ergibt:

$M_f, \text{ vorh} = -5863,15 \text{ tm} > -5031,43 \text{ tm}$.

Die Sicherheit gegen Fließen der Randzone ist somit eingehalten.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß der Einfluß der beiden Seile, mit denen die beiden Hauptträger unterspannt sind, bei der Berechnung von M_f , vorh vernachlässigt werden kann, da sie bei der Belastungssteigerung infolge ihrer großen Elastizität nur geringfügig an der Aufnahme der Zusatzbelastung mitwirken.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß für alle Verbundkonstruktionen, mit oder ohne Vorspannung oder Unterspannung, neben dem Gebrauchslastzustand einschließlich Kriechen und Schwinden auch die Bruchsicherheit bzw. Fließsicherheit für eine gedachte Steigerung der Belastung aus Eigengewicht und Verkehr nachgewiesen werden muß.

Am Schluß möchte ich Prof. Koepcke danken, der durch seine Betrachtungen über vorgespannte Stahlbetonkonstruktionen die Anregung zu dieser Arbeit gegeben hat und mit dem ich während der Durchführung dieser Arbeit im Gedankenaustausch stand.

Schrifttumsverzeichnis.

- [1] Mörsch, Die Ermittlung des Bruchmomentes von Spannbetonbalken. B. u. St. 45 (1950), Heft 7, S. 149.
- [2] Rüsch, Bruchlast und Bruchsicherheit bei Biegebungsbeanspruchung von Stahlbetonbalken unter besonderer Berücksichtigung der Vorspannung. B. u. St. 45 (1950), Heft 9, S. 215.
- [3] Habel, Traglastprobleme des Stahlbetonbaues. B. u. St. 46 (1951), Heft 1, S. 6.
- [4] Koepcke, Die Bruchsicherheit vorgespannter Konstruktionen. Vorlesungen an der Techn. Universität Berlin-Charlottenburg 1951.
- [5] Dischinger, Stahlbrücken im Verbund mit Stahlbetondruckplatten bei gleichzeitiger Vorspannung durch hochwertige Seile. Bauing. 24 (1949), Heft 11, S. 321.
- [6] DIN 4227. Spannbeton, Bemessung und Ausführung, Fassung April 1952. Berlin 1952, Wilh. Ernst & Sohn.
- [7] Vorläufige Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau (Entwurf 1950) Stahlbaukalender 1952.
- [7a] DIN 1078. Berechnungsgrundlagen für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau. Entwurf Februar 1953.
- [8] Sattler, Theorie der Verbundkonstruktion. Berlin 1953, Wilh. Ernst & Sohn.

Der Lauterbach-Viadukt bei Kaiserslautern.

Von Prof. Dr.-Ing. O. Eiselin, Schwetzingen.

1. Die Konstruktion der alten Brücke.

Die Brücke überquert das an dieser Stelle tief eingeschnittene Lauterbachtal nördlich Kaiserslautern, überführt die Autobahn Mannheim—Saarbrücken und wurde 1936/37 erbaut.

Jede der beiden Fahrbahnen der Überbauten wurde von einer Brücke für sich mit besonderem Pfeiler, die jedoch gemeinsame Fundamente hatten, getragen. Die Haupttragorgane eines jeden dieser beiden Überbauten waren 2 kontinuierliche Hauptträger im Abstand von 48,00 + 56,00 + 64,00 + 56,00 + 48,00 m. Bild 1 gibt eine Übersicht, Bild 2 einen Querschnitt. Beide Überbauten lagen in 12,60 m Achs-Abstand voneinander, und die Fahrbahnen waren nach innen geneigt.

Die Fahrbahnplatte war querbewehrt und lagerte in Abständen von je 1,70 m auf 8 Längsträgern, von denen je 2 außerhalb der

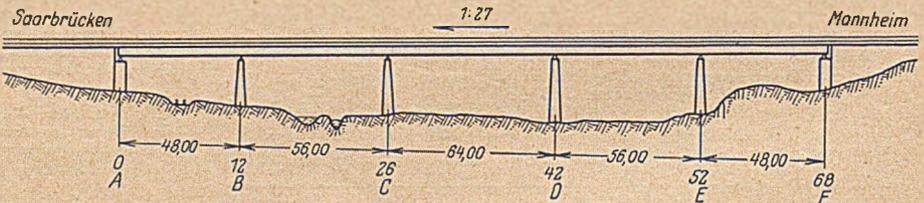


Bild 1. Übersicht.

Hauptträger auf besonderen Konsolen lagen. Die Querträger-Abstände und damit die Stützweiten der kontinuierlichen Längsträger betragen 4,00 m. Es war ein Windverband (K-Fachwerk) in der Ebene der Querträger-Untergurte vorhanden. Die Hauptträger bestanden in ihren wesentlichen Teilen aus St 52. Alle restlichen Konstruktionsglieder waren aus St 37. Für die Lager- und Fahrbahnabschlüsse wurde Stahlguß in der bekannten Güte verwendet. Das Stahlgewicht für einen Überbau betrug einschließlich Lager rd. 1130 t.

2. Zerstörung und Räumung.

In den Märzwochen 1945 fiel auch dieses Bauwerk den Sprengungen zum Opfer. Die Ladungen hierzu waren in allen Pfeilern untergebracht. Am Stahlwerk selbst wurde keine Sprengung vorgenommen. Alle Pfeiler des Überbaues Saarbrücken—Mannheim stürzten durch die Sprengung ganz oder zum größeren Teil zusammen und rissen das Tragwerk mit

hinunter, wodurch dasselbe völlig zerstört wurde. Bei den Pfeilern des anderen Überbaues entlud sich nur die Sprengladung des Pfeilers E, während die anderen drei nur mehr oder weniger stark beschädigt wurden (Bild 3). In den Feldern D-E und E-F brach das Tragwerk zusammen. Der hierbei entstehende Horizontalschub in Richtung Mannheim riß diesen Überbau aus seiner Lagerung in A heraus, so daß dann auch noch das Feld A-B abstürzte und mehrfach einknickte.

Die Trümmer der Pfeiler und der Überbauten sperrten in der Öffnung A-B vorbeilaufende Nebenbahn und die Landstraße 1. Ordnung Kaiserslautern—Lauterecken in der Öffnung E-F. An beiden Verkehrswegen mußte deshalb mit der Räumung 1945 sofort begonnen werden. Amerikanische Pioniere beseitigten die Trümmer neben Pfeiler E und legten daneben eine Behelfsstraße an.

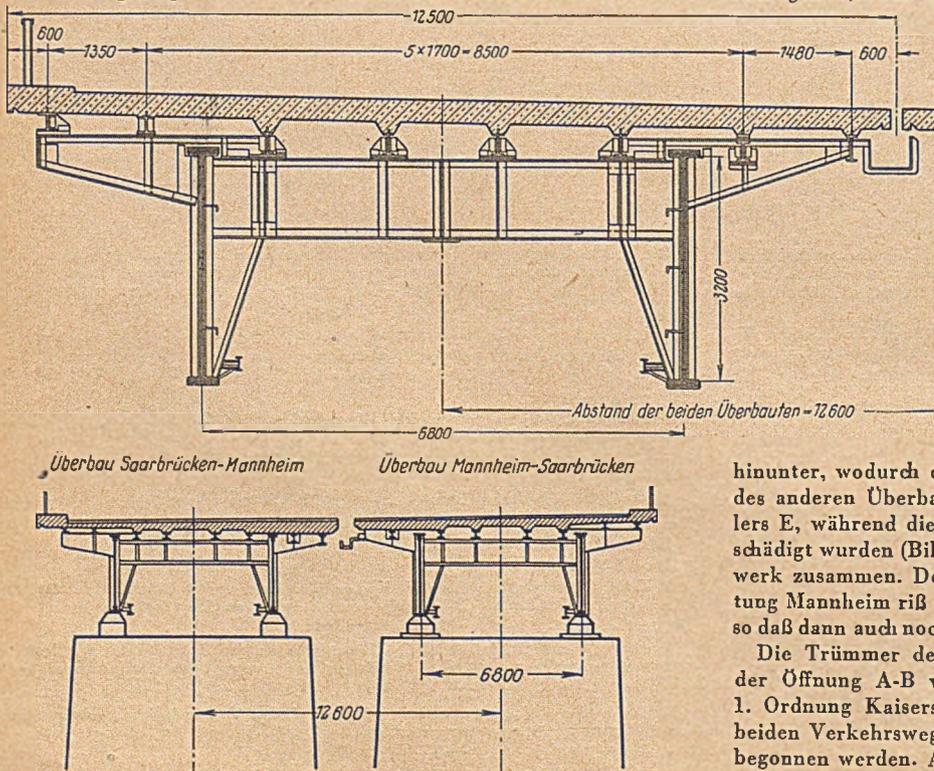


Bild 2. Alter Querschnitt.

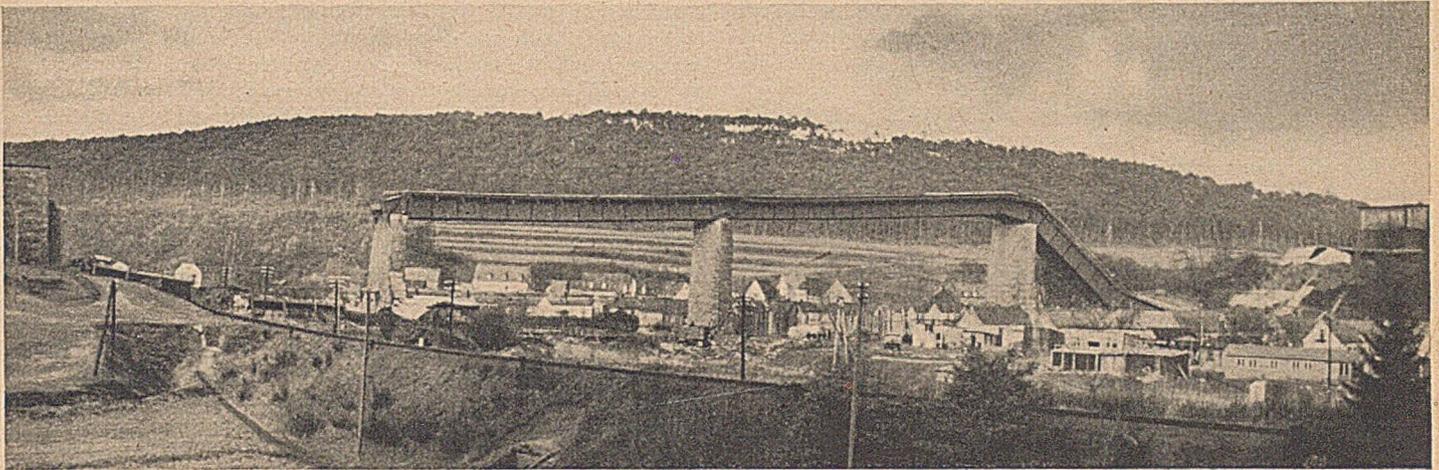


Bild 3.

Sie dient noch heute dem Verkehr. Im Bereich der Eisenbahn räumte die Eisenbahn-Behörde die Trümmer. Bis zum Jahre 1946 blieb die Brücke in diesem Räumungszustand. Dann wurden die Pfeiler B und D gegen Umstürzen gesichert. Dies geschah durch Umarmelung mit Stahlbeton-Manschetten in einer Stärke von rd. 80 cm bis zu einer Höhe von 5,0 m über dem Fundament.

Erst 1949 wurde die Räumung wieder fortgesetzt und hierbei der Überbau Saarbrücken—Mannheim bis auf kleine Teile am Widerlager F vollständig beseitigt einschließlich wesentlicher Teile der dazugehörigen Pfeilertrümmer. — Am anderen Überbau entfernte man die am Boden liegenden und lose herabhängenden Teile.

3. Die Schäden.

Im Jahre 1950 wurde beschlossen, die durch diese zerstörte Brücke geschaffene Lücke in dieser wichtigen Autobahnstrecke vorläufig wenigstens mit einem Überbau wieder zu schließen. Der Verfasser erhielt von der Straßendirektion Koblenz den Auftrag auf Ausarbeitung eines Gutachtens, mit welchem folgendes beurteilt und festgelegt werden sollte:

1. Ist der noch verbliebene Teil des Überbaues Mannheim—Saarbrücken noch zu verwerten?
2. Wie sind die Schäden zu beurteilen und sind sie einwandfrei zu beseitigen?
3. Welche Veränderungen sind notwendig, damit der rekonstruierte Überbau den neuesten Erfordernissen und Vorschriften entspricht?
4. Wie ist der zu ersetzende Teil dieses Überbaues in Anlehnung an die neue Form des alten und wiederzuverwendenden zu gestalten?

Zur Beantwortung der ersten beiden Fragen wurde der Zustand des noch vorhandenen Überbauteils von Pfeiler B bis E einer eingehenden Untersuchung unterzogen. Aus der Erfahrung einer größeren Anzahl ähnlicher Arbeiten, angefangen von den Weichselbrücken 1939, konnte der Verfasser sehr bald grundsätzlich die Frage der Wiederherstellbarkeit ohne weiteres bejahen, um so mehr, als es sich hier um den besonders günstigen Fall einer Konzentrierung der Schäden auf eine verhältnismäßig kleine Anzahl von Aufschlag- und Ausknickpunkten handelte. Wir wissen ja genug von der ungemein wertvollen Eigenschaft unserer Baustähle, die darin besteht, daß sich bei solchen Punkten die plastische Verformung auf engsten Raum begrenzt. Einiges Charakteristische soll hier jedoch hervorgehoben werden.

Die Bilder 4 und 5 geben 2 Verformungspunkte wieder, wie sie bei solchen Brücken-Zerstörungen immer wieder vorkommen. Es bestätigt vor allem Bild 5 das oben Gesagte über die Konzentration der plastischen Verformungsfähigkeit.

Interessant und wichtig für eine Untersuchung war die Verformung der Hauptträger als Ganzes, d. h. ihre augenblickliche Durchbiegung über die Öffnungen B-C und C-D hinweg (Bild 3). Beide Hauptträger erlitten im Ablauf der Zerstörung gegenüber den planmäßigen ganz andere Beanspruchungen, weil infolge Biegeschlag über den Pfeilern C und D der Untergurt zusammengestaucht (Bild 5) und das Stegblech stark gefaltet wurde und damit über C und B eine

Art Blattgelenk an Stelle der ehemaligen Kontinuität entstand. Die Hauptträger zeigen die starke Durchbiegung einfacher freiauflegender Träger. Eine statische Untersuchung hat tatsächlich ergeben,



Bild 4.

daß für diese nun derart gelagerten Träger allein aus ständiger Last eine Überanstrengung von rd. 3,3 t/cm² in der äußersten Faser stattfand. Ein Vergleich der gemessenen und gerechneten Durchbiegungen



Bild 5.

zeigte, daß die tatsächlichen Durchbiegungen im Feld B-C auch noch größer als die errechneten waren, was von der erwähnten Schlagwirkung, die zu diesem Ruhestand führte, herrührte. Es wurde aber auch festgestellt, daß z. B. im Feld B-C nicht der Untergurt als Ganzes gereckt war, sondern daß nur die Stoßelemente des Universalstoßes überanstrengt bzw. dessen Niete angesichert wurden. Also auch hier eine Konzentration der Verformungen, so sehr es auf den ersten Augenblick ganz anders aussah, und somit auch hier die Möglichkeit, mit wenigen Mitteln (Stoßelemente usw.) den ganzen Träger wieder in Ordnung zu bringen.

Aufschlag- und Knickpunkte waren leicht zu beheben. Der Verfasser gab in seinem Gutachten die Konstruktions-Zeichnungen der auszuscheidenden alten und einzubauenden neuen Teile an, und zwar gleich werkstattreif, da nur dann eine Gewähr dafür gegeben war, daß in gleichem Maße statische, konstruktive, festigkeitsmäßige und wirtschaftliche Belange gewahrt blieben.

Viel mehr als die wieder zu verwendenden Hauptträgerteile brauchte nicht beurteilt zu werden, und zwar aus dem einfachen Grunde, da weder Querträger noch Längsträger, noch Verbände in ihrer alten Form wiederverwendet wurden, wie aus Nachstehendem hervorgeht. — Erwähnt sei noch die schon mehrfach gemachte Erfahrung an den Zerstörungen der Fahrbahnplatte, daß die auf den Längsträgern ruhende Betonplatte in ansehnlichem Grad als Verbundplatte gewirkt hatte, obwohl sie an die Längsträger nur ganz schwach angeheftet war.

4. Planung der Wiederherstellung.

In dem Bestreben, zu einer befriedigenden neuen Form des Überbaues zu kommen, mußte eine ganze Reihe statischer und konstruktiver Untersuchungen durchgeführt werden, denn es war von vornherein klar, daß der Überbau in seiner alten Form nicht beibehalten werden konnte. Einerseits sollte die neueste Fassung der DIN 1072 von September 1950, und zwar für Klasse 60 in Anwendung kommen, und andererseits mußten die neuesten statischen und Festigkeitskenntnisse berücksichtigt werden. Trotzdem wurde aber zunächst einmal überschlagen, wie die einzelnen Glieder in der ursprünglichen Funktion und Form durch die neuen Beanspruchungen angestrengt würden, und da ergab sich sehr schnell, daß Längsträger, Querträger und sogar auch Hauptträger wesentlich überbeansprucht werden würden.

Als erste Variante wurde dann folgende Form versucht: Nachdem wesentliche Teile der alten Fahrbahnplatte ohnedies nicht mehr brauchbar waren, sollte eine neue Platte mit den alten Längsträgern in Verbund kommen, die Querträger mit einer unteren Kopfplatte und die Hauptträger in begrenzten Feldbereichen ebenfalls mit einer Unter- und Obergurtplatte verstärkt werden. Diese Variante hätte sehr viel Kosten an Baustoffen und Änderungsarbeiten erfordert, so daß sie fallengelassen werden mußte.

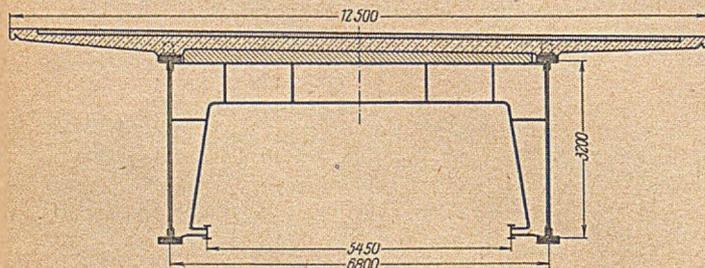


Bild 6. Querschnitts-Variante.

Als zweite Variante kam eine Lösung in Frage, bei der die Längsträger und die stählernen Konsolen weggelassen und eine neue Fahrbahnplatte in Verbund mit den Hauptträgern und mit neuen Querträgern angewandt werden sollten. Die Verbundplatte sollte dann die Hauptträger beiderseits frei auskragen (Bild 6). Diese Variante hätte eine Reihe von Vorteilen gehabt, jedoch auch Nachteile. Insbesondere waren die Kosten für diese neuen rahmenförmigen Querträger ziemlich hoch, und zweitens war eine solche Verbundplatte ziemlich unwirtschaftlich insofern, als die Feldergrößen klein waren im Verhältnis zu dem Moment aus der verhältnismäßig großen Auskragung. Der letztgenannte Um-

stand war wesentlich ausschlaggebend für den Entschluß zur Endvariante, die sich wie folgt darstellt. Hier bedeutete es nämlich nur einen Schritt dazu, auch die Querträger fallen zu lassen und zu einem einfachen monolithischen U-förmigen Querschnitt zu kommen, bestehend aus den beiden alten stählernen Hauptträgern als Seitenwände und einer unmittelbar befahrenen Verbundplatte als steife Plattgurtung. Die alten Querträger werden in bis zu dreifachem Abstand nur noch als sekundäre Aussteifungselemente verwendet. Diese Lösung hat den Vorteil denkbar großer Einfachheit. Neumaterial war im wesentlichen nur für die Ausbesserung der Hauptträger nötig. Die verbliebenen alten Querträger reichten infolge ihres größeren Abstandes als Aussteifungselemente über die ganze Brückenlänge, die alten Längsträger wurden mit den alten stählernen Konsolen sämtlich gewonnen, und, was noch besonders wichtig ist, dieser Brücken-Querschnitt konnte auch für die neu zu ersetzenden Brückenteile der Form nach beibehalten werden, man brauchte den Längsstoß des Steges nur zu schweißen, und man konnte mit Rücksicht auf die

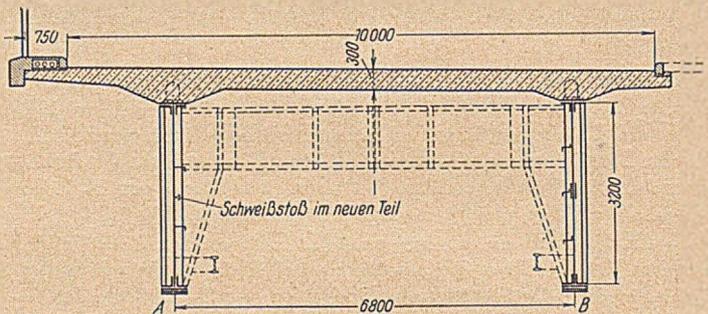


Bild 7. Neuer Querschnitt.

neuesten Vorschriften die Stegstärke von 16 auf 12 vermindern (siehe Bild 7 vom neuen Brücken-Querschnitt). Der Stahlbedarf für den auf diese Weise wiederherzustellenden stehenbleibenden Teil von etwa 160 m Länge beträgt nur ganze rd. 50 t, der Stahlbedarf für den neuen rd. 110 m langen Teil beträgt etwa 325 t.

5. Die Statik.

Für das Hauptsystem der Brücke lag es zunächst nahe, die Kontinuität des Systems über alle Öffnungen für die gewählte und zur Ausführung bestimmte Querschnitts-Variante beizubehalten. Man war sich damals (1950) im klaren darüber, daß die hierbei auftretenden Verbund-Stützmomente und die daraus resultierenden hohen Beton-Zugspannungen überdrückt oder durch streckenweise Ausschaltung des Verbundes vermieden werden mußten. Letzteres scheiterte an konstruktiven Schwierigkeiten, und es blieb nur das Überdrücken durch geeignete Maßnahmen, wobei nach den damaligen Erkenntnissen die Seilvorspannung als noch zu wenig erprobt ausschied. Die Vorspannung sollte durch Absenken des Verbundträgers eingebracht werden, und es ergaben sich, ähnlich dem Verbundüberbau der Werra-Brücke bei Hedemünden, die erheblichen Absenkmaße von 3,68 m über den inneren Pfeilern C und D und 2,26 m über den äußeren Pfeilern A und E.

Im Verlauf von Verhandlungen mit dem Bundesverkehrsministerium wurde aus besonderen Gründen dieses Hauptträgersystem jedoch verlassen, und es wurden 2 Gelenke in der mittelsten Öffnung angeordnet, die den Überbau in 2 Zweifeldträger mit je einem Kragarm und einen eingehängten Träger aufteilten. Hierfür wurde nun die neue endgültige stat. Berechnung aufgestellt, basierend auf den Vorschriften DIN 1072 (1950), BE (1936), DIN 4227 und den Richtlinien für Verbundträger im Straßenbrückenbau (Juli 1950). Kurz nach Fertigstellung dieser umfangreichen Berechnung erschienen die neuen BE und DIN 1078, die einschneidende Änderungen brachten. Bezüglich der Stahlträger ergaben sich gewisse Erleichterungen, bezüglich Beton in Verbund mit Stahlträgern u. a. eine wesentliche Herabsetzung der zulässigen mittleren Zugspannung und die Auflage zur rechnerischen Erfassung der sogenannten „mitttragenden Breite“, was über den Stützen stark fühlbar wurde.

Wie aus dem oben Gesagten hervorgeht, lag das Hauptgewicht der Berechnung auf dem mit Zweifeldträger bezeichneten Träger mit je 2 Öffnungen von 48 + 56 und dem Kragarm von 14 m. Die beiden Hauptträger lagen mit den noch vorhandenen Überbauteilen fest und bestehen aus Stegblech 3200 · 16 (bzw. 12), Gurtwinkeln

200 · 200 · 16 und 1 bis 6 Gurtplatten 470 · 16 in vorhandener Ablängung, alles aus St 52. In Verbund mit beiden Hauptträgern steht die Stahlbeton-Fahrbahnplatte aus B 450 (Bild 7), deren Stärke mit 30 cm festgelegt wurde.

Infolge Verkehrslast, Schwinden, Restlast und Temperaturunterschied entstehen im Beton des Verbundträgers Zugspannungen, die nach der neu herausgekommenen DIN 1078 bis auf ein Größtmaß von

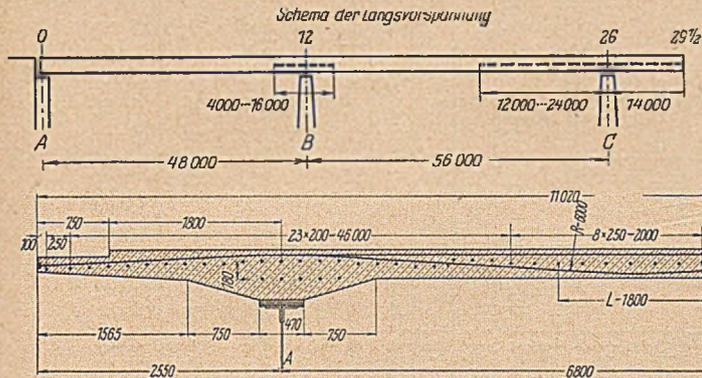


Bild 8. Querschnitt mit Spannelementen.

10 kg/cm² mittig zu überdrücken sind. Hierzu wurden folgende Maßnahmen erforderlich:

1. Vorspannung des Stützenbereichs bei Punkt 12 über Pfeiler B durch Absenken des Verbundträgers und mittels Spannelementen aus St 90 (System Dywidag) (Bild 8).
2. Vorspannung des Stützenbereiches bei Punkt 26 über Pfeiler C zusammen mit dem Kragträger durch Abnehmen von vorher aufgebrachtem Ballast am Gelenk und mittels Spannelementen aus St 90.

Die Platte selbst erhält wegen der großen seitlichen Auskragung eine Quervorspannung mittels dem Momenten-Verlauf angepaßter Spannstähle ebenfalls aus St 90.

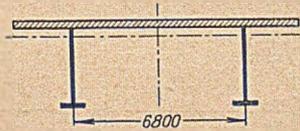


Bild 9.

In Tabellenform errechnet wurden Querschnittswerte für:

1. Stahlträger,
2. HT A im Verbund,
3. HT B im Verbund,
4. HT A + B im Verbund (Bild 9).

Die beiden Gruppen 2 und 3 dienen zur Bestimmung der ungünstigsten Verkehrs-, Restlast- und Ballastspannungen. Mit der letzten (4) werden die Spannungen und Verformungen aus Absenken, Seilvorspannung, Schwinden, Kriechen und Temperatureinfluß untersucht. Durch den konstruktiv vorgegebenen Verlauf und Querschnitt der Spannelemente war es möglich, für jeden Punkt den Einfluß der Spannelemente auf die Querschnittswerte gleich mit zu berücksichtigen.

Dazu parallel wurde nach Metzger die mitttragende Breite für die Lastfälle Verkehr (bzw. Restlasten) und Absenken in den Stützenquerschnitten 12 und 26 bestimmt und deren idealisierter Verlauf (Bild 10) als gebrochener Linienzug aufgetragen. Als Ergebnis folgte:

$$\begin{array}{l} \text{Verkehr und Restlast} \\ \text{Absenken} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_{12} = 0,52 \cdot b, \\ \lambda_{26} = 0,48 \cdot b, \\ \lambda_{12} = 0,85 \cdot b. \end{array} \right.$$

Nach Ermittlung der Biegelinien für $M = 1 \text{ tm}$ über 12 für den Stahlträger allein und den Verbundträger A + B folgte die Aufstellung der Einflußlinien für letzteren zur Ermittlung der Verkehrslastmomente und -schnittkräfte.

Die ständige Last ließ sich infolge der vorgegebenen Abmessungen des Stahlträgers und der Platte recht genau ermitteln. Sie beansprucht voraussetzungsgemäß nur den Stahlträger (vgl. Betonierprogramm).

Bei Berechnung der Momente, Schnittkräfte und Spannungen aus Verkehr und Restlasten wurden die Lasten jeweils nach dem Hebelgesetz verteilt, da bei Miteinbeziehung der Torsionssteifigkeit deren begünstigender Einfluß bei diesem verhältnismäßig schmalen Überbau ohnedies ziemlich klein gewesen wäre. In die Spannungen wurde

dann der Einfluß der mitttragenden Breite gemäß obiger Ausführungen eingerechnet. — Der Einfluß von Temperaturunterschieden nach DIN 1078 ist im Stützenbereich infolge des hohen Trägers besonders groß und erzeugt in Plattenmitte Spannungen von $\pm 13,2 \text{ kg/cm}^2$.

Auf Grund von Betonversuchen anlässlich des Baues der Ernst-Walz-Brücke, Heidelberg, wurde das nach Vorschrift einzusetzende Schwindmaß mit $0,25\text{‰}$ bestätigt und auch hier zugrunde gelegt. Der Einfluß des veränderlichen E_b wurde mitberücksichtigt, wodurch eine wesentliche Verminderung der Schwindspannungen erreicht wurde. Als Kriechzahl wurde $\varphi = 2,0$ angenommen im Hinblick darauf, daß bei einer verhältnismäßig schmalen und einfach schalbaren Platte die Nachbehandlung besonders sorgfältig ausführbar ist. Außerdem steht das Endkriechmaß in günstiger werdendem Verhältnis zur Plattendicke.

Aus den so ermittelten und summierten Spannungen — besonders denen im Beton — für Verkehr, Restlasten, Schwinden und Temperatur folgen im Auflagerpunkt 26 für den End-

zustand $\sigma_b = + 64,6 \text{ kg/cm}^2$. Zulässig sind nur $+ 10 \text{ kg/cm}^2$. Es müssen demnach $54,6 \text{ kg/cm}^2$ überdrückt werden. Hiervon können durch ein konstruktives Maximum an Spanngliedern $24,0 \text{ kg/cm}^2$ abgenommen werden. Der Rest wird durch Abnehmen von Ballast ausgeglichen, und es ergab sich für beide Träger ein vom Gelenk abzunehmendes Ballastgewicht von zusammen 270 t.

Für den Auflagerpunkt 12 wurde ähnlich verfahren. Hinzu traten hier die Einflüsse aus Vorspannung über Punkt 26 und dem Abnehmen des Ballastes vom Gelenkpunkt. Zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe sind dann 36 kg/cm^2 Druckvorspannung einzubringen und im Endzustand 24 kg/cm^2 . Auch hier wurde das konstruktive Höchstmaß an Spanngliedern über Punkt 12 eingelegt, wodurch $27,5 \text{ kg/cm}^2$ zur Verkehrsübergabe und $23,8 \text{ kg/cm}^2$ im Endzustand an Druckspannung erzielt wurden. Der Zugspannungsrest ließ sich durch Absenken des Überbaues um 312 mm in 2 Stufen überdrücken. Erste Stufe 194 mm, zweite Stufe 118 mm.

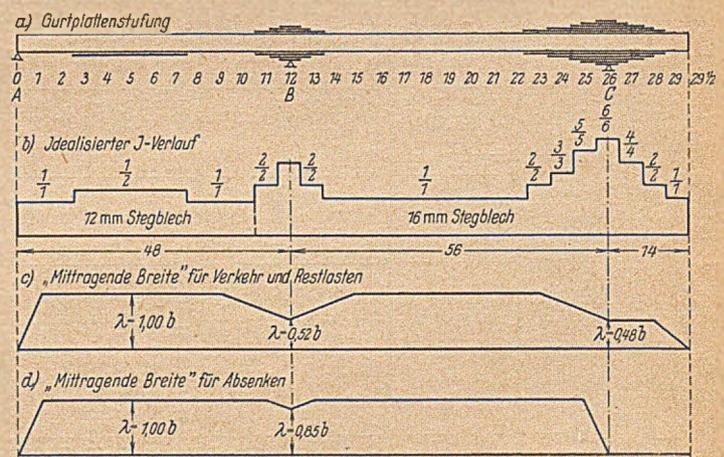


Bild 10. Zweifeld-Träger.

Dieser Weg wurde gewählt, nachdem man sich durch Überlegungen und Vorberechnungen überzeugt hatte, daß das Kriterium für den Beton bei dessen Zugbeanspruchung in den Stützenbereichen lag. Die Druckbeanspruchung in den Feldbereichen blieb genügend unter der nach DIN 1078 zulässigen.

Nach Einrechnung dieser zahlreichen Einflüsse, die allein den Zweck hatten, die Risse-Sicherheit der hier unmittelbar befahrenen Platte zu wahren, wandte man sich endlich wieder dem Stahlträger zu und gab ihm eine Montageverformung durch Anheben des Überbaues in Punkt 12. Die Größe dieser Verformung war so zu wählen, daß bei der vorgegebenen Gurtplattenstufung die zulässigen Spannungen zu keinem Zeitpunkt und an keiner Stelle überschritten wurden. Die diesbezüglichen kritischen Punkte fand man durch einen zusätzlichen Rechnungsgang.

Zusammenstellung der Spannungen (Auszug).

Lastfall	Punkt 12						Punkt 21						Punkt 26					
	σ_{bo}	σ_b	σ_{bu}	σ_{sp}	σ_{sto}	σ_{stu}	σ_{bo}	σ_b	σ_{bu}	σ_{sp}	σ_{sto}	σ_{stu}	σ_{bo}	σ_b	σ_{bu}	σ_{sp}	σ_{sto}	σ_{stu}
1 Stahlgewicht	—	—	—	—	+ 196	— 196	—	—	—	—	— 43	+ 43	—	—	—	—	+ 225	— 225
2 Stahl-Heben	—	—	—	—	+ 906	— 906	—	—	—	—	+ 591	— 591	—	—	—	—	—	—
3 Ballast anhängen	—	—	—	—	— 299	+ 299	—	—	—	—	+ 1108	— 1108	—	—	—	—	+ 845	— 845
4 Betongewicht	—	—	—	—	+ 624	— 624	—	—	—	—	— 184	+ 184	—	—	—	—	+ 638	— 638
5 I. Verbund-Senken	— 42,9	— 33,3	— 25,2	—	— 81	+ 936	— 16,1	— 11,0	— 6,7	—	— 4	+ 523	—	—	—	—	—	—
6 II. Verbund-Senken	— 26,2	— 20,3	— 15,3	—	— 48	+ 571	— 9,8	— 6,7	— 4,1	—	— 2	+ 320	—	—	—	—	—	—
7 Ballast abnehmen	+ 11,1	+ 8,7	+ 6,7	—	+ 22	— 232	— 27,0	— 19,7	— 13,5	—	— 26	+ 734	— 62,6	— 54,1	— 52,1	—	— 192	+ 714
8 Vorspannen	— 28,5	— 27,5	— 26,6	+ 4720	— 133	— 27	— 8,1	— 8,0	— 7,9	+ 4720	— 40	— 21	— 29,8	— 28,3	— 27,0	+ 4720	— 130	+ 29
9 Restlast ¹⁾	(+ 4,1) + 8,5	(+ 3,5) + 7,1	(+ 2,9) + 6,0	+ 35	+ 23	— 119	+ 0,1	+ 0,1	+ 0,1	+ 1	0	— 7	(+ 5,2) + 10,8	(+ 4,5) + 9,3	(+ 3,9) + 8,0	+ 45	+ 33	— 123
10 Schwinden t	+ 10,7	+ 10,6	+ 10,5	—	— 59	— 187	+ 6,4	+ 6,6	+ 6,7	—	— 185	— 39	+ 6,6	+ 6,9	+ 7,1	—	— 185	+ 49
11 Schwinden T	+ 11,7	+ 11,6	+ 11,5	—	— 58	— 218	+ 7,5	+ 7,8	+ 7,9	—	— 225	— 40	+ 8,2	+ 8,5	+ 8,7	—	— 224	+ 58
12 Kriechen aus 5. t	+ 21,6	+ 12,4	— 6,4	—	— 137	— 137	+ 7,0	+ 2,9	— 5,1	—	— 58	— 58	—	—	—	—	—	—
13 Kriechen aus 5. T	+ 25,6	+ 15,4	— 5,5	—	— 171	— 171	+ 8,1	+ 3,7	— 5,3	—	— 72	— 72	—	—	—	—	—	—
14 Kriechen aus 6. T	+ 10,0	+ 5,4	— 3,9	—	— 60	— 60	+ 3,2	+ 1,3	— 2,8	—	— 25	— 25	—	—	—	—	—	—
15 Kriechen aus 7. t	— 3,2	— 1,6	0	—	+ 50	— 12	+ 8,0	+ 2,2	— 3,6	—	— 118	+ 40	+ 24,1	+ 18,6	+ 13,1	—	— 227	+ 49
16 Kriechen aus 7. T	— 3,8	— 2,0	— 0,2	—	+ 64	— 16	+ 9,3	+ 2,8	— 3,7	—	— 154	+ 52	+ 29,7	+ 23,4	+ 17,1	—	— 284	+ 62
17 Kriechen aus 8. T	+ 3,5	+ 3,7	+ 3,9	— 123	— 108	+ 28	+ 0,5	+ 0,7	+ 0,9	— 57	— 34	+ 11	+ 4,6	+ 4,3	+ 4,0	— 110	— 105	+ 23
18 Temperaturdifferenz	20,2	13,2	9,6	—	162	426	7,4	5,1	6,8	—	162	240	3,0	5,1	6,8	—	162	53
19 1/2 Temperaturdifferenz	10,1	6,6	4,8	—	81	213	3,7	2,6	3,4	—	81	120	1,5	2,6	3,4	—	81	27
20 Verkehr voll	+ 17,2	— 14,4	— 12,1	— 70	— 47	+ 240	— 37,0	— 26,7	— 18,0	— 131	— 30	+ 1042	—	—	—	—	—	—
21 Verkehr 60%	+ 46,1	+ 38,9	+ 32,6	+ 190	+ 125	— 645	+ 28,8	+ 20,8	+ 14,0	+ 102	+ 24	— 811	+ 57,1	+ 49,0	+ 42,3	+ 230	+ 172	— 674
22 Verkehr 60%	— 10,3	— 8,6	— 7,3	— 42	— 28	+ 144	— 22,2	— 16,0	— 10,8	— 79	— 18	+ 625	—	—	—	—	—	—
23 nach Montage	—	—	—	—	+ 803	— 803	—	—	—	—	+ 1656	— 1656	—	—	—	—	+ 1070	— 1070
24 nach Betonieren	—	—	—	—	+ 1427	— 1427	—	—	—	—	+ 1472	— 1472	—	—	—	—	+ 1708	— 1708
25 nach Vorspannen I (5+7)	— 31,8	— 24,6	— 18,5	—	+ 1368	— 723	— 43,1	— 30,7	— 20,2	—	+ 1442	— 215	— 62,6	— 54,1	— 52,1	—	+ 1516	— 994
26 Verkehrsübergabe t	+ 83,8	— 69,3	— 70,3	+ 4,95	+ 874	— 64	— 80,2	— 62,9	— 55,5	+ 4,82	+ 841	+ 1182	— 59,5	— 57,5	— 61,8	+ 5,00	+ 845	+ 937
27 Verkehrsübergabe T	+ 2,9	— 2,0	— 16,0	—	+ 1301	— 1492	— 7,0	— 10,2	— 16,7	—	+ 1216	— 911	+ 2,1	— 0,8	— 9,3	—	+ 1272	— 1691
28 Endzustand T	— 659	— 56,6	— 68,6	+ 4,83	+ 687	— 165	— 73,0	— 58,3	— 56,5	+ 4,76	+ 710	+ 1165	— 47,7	— 46,8	— 52,2	+ 4,89	+ 644	+ 892
29 Endzustand t	+ 20,8	+ 10,7	— 14,3	—	+ 1114	— 1593	+ 0,2	— 5,6	— 17,7	—	+ 1067	— 928	+ 13,9	+ 9,9	+ 0,3	—	+ 1071	— 1644
30 Eigenspannungen t	+ 29,1	+ 21,4	+ 4,1	—	— 146	— 336	+ 21,4	+ 11,7	— 2,0	—	— 361	— 57	+ 30,7	+ 25,2	+ 20,2	—	— 412	+ 98
31 Eigenspannungen T	+ 47,0	+ 34,1	+ 5,8	— 123	— 333	— 437	+ 28,6	+ 16,3	— 3,0	— 57	— 510	— 74	+ 42,5	+ 36,2	+ 29,8	— 110	— 613	+ 143

¹⁾ Klammerwerte: Restlast ohne Sicherheitszuschlag für Gußasphaltbelag. \blacktriangle : $0,6 \times \text{Verkehr} + 1,0 \times \Delta t$.

Bild 11. Ausschnitt aus Spannungstabelle.

Die Kriechinflüsse wurden jeweils gesondert erfaßt und nach Sonntag errechnet. Dieses Verfahren wird sehr übersichtlich, wenn allgemein beim statisch unbestimmten System das Kriechen infolge der Unbestimmtheit irgendeines Lastzustandes besonders verfolgt wird. Die Kriechzahl beträgt hier $\varphi = 2,0$. Davon abgeleitet sind die Kriechzahlen für die zwischenzeitlichen Vorgänge.

Der Einfluß des veränderlichen J für den Stahlträger ist für die Ermittlung der Unbestimmten aus Ballastaufbringen und -abnehmen sowie aus Vorspannung, Schwinden und Temperatureinfluß praktisch hier bedeutungslos, wurde demnach vernachlässigt und ersparte mehrere Rechengänge.

Die Zusammenstellung und der Verlauf der Spannungen ist im Ausschnitt in Bild 11 und in Bild 12 wiedergegeben. Hierbei sind die Stahlspannungen ohne Nietabzüge berechnet. Deren Einfluß wurde durch entsprechende Herabsetzung der σ_{zul} berücksichtigt. Dieser Weg erspart unübersichtliche Rechengänge bei Bestimmung der Querschnittswerte für den Verbundträger.

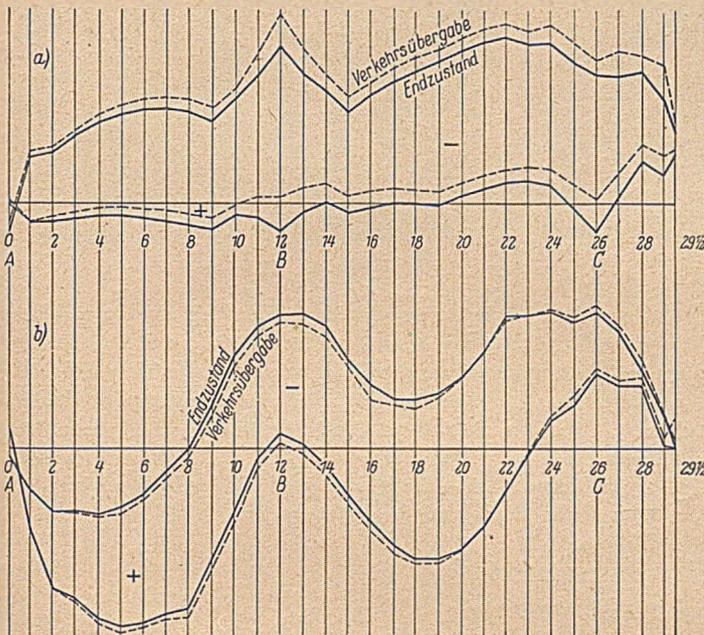


Bild 12a. σ_{max} in Plattenmitte. Bild 12b. σ_{max} im Stahluntergurt.

Die Stabilität der Stegbleche und des Druckgurtes wurde gemäß DIN 4114 nachgewiesen. — Für die Verdübelung wurden Starrdübel mit lotrechter Schleife gewählt, die im Druckbereich des Obergurtes direkt aufgeschweißt und im Zugbereich unter Zwischenschaltung einer Dübelplatte aufgenietet werden.

Drei kombinierte Biegelinien aus den gruppenweise zusammengefaßten Lastzuständen und die Werkstattüberhöhung des Stahlträgers sind im Bild 13 und 14 dargestellt. Einige Schwierigkeiten bereitete konstruktiv die Einhaltung der letzteren, denn das ursprüngliche Bauwerk enthielt eine ganz andere Werkstattüberhöhung, und es sollte ja am noch bestehenden Überbau möglichst wenig geändert werden. Dies wurde dadurch gelöst, daß der plastisch verformte Stoß in Feldmitte B-C, welcher sowieso ausgebessert werden mußte, einen Stegblechkeil erhält (größte Keilbreite 32 mm). Der dort entstehende Knick und die entstehenden Abweichungen von der Soll-Gradienten betragen im Endzustand nicht mehr als Gurtplattenstärke, bleiben also dem Auge verborgen.

Die Berechnungen für die Lager, Einzelheiten und den gesamten Einhängeträger bieten nichts Besonderes.

Die Fahrbahnplatte wurde als zweiseitig gelagerter Plattenstreifen mit Kragrändern aufgefaßt. Zur Begrenzung der Kragmomente entschloß sich die Verwaltung zum Wegfall des früher befahrbar gewesenen Mittelstreifens (Bild 2). Statt dessen wird der dadurch entstandene Lückenstreifen mit vorgespannten Fertigbetonplatten überbrückt (Bild 7). Im Endzustand dient die Fahrbahnplatte auch als Windträger.

6. Ausführung.

Der stählerne Überbau wird nach den Werkszeichnungen ausgebessert und ergänzt. Der stählerne Überbau ruht in den Punkten 0

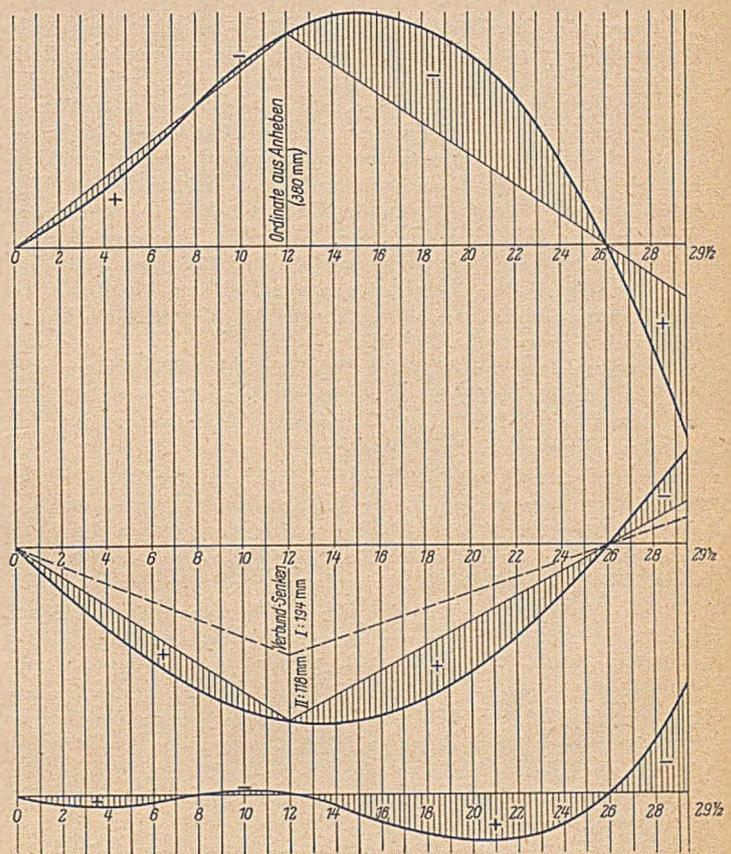


Bild 13a. Durchbiegung aus Momenten am Stahlträger.
Bild 13b. Durchbiegung aus Momenten am Verbundträger.
Bild 13c. Durchbiegung aus zeitabhängigen Eigenspannungen im Endzustand.

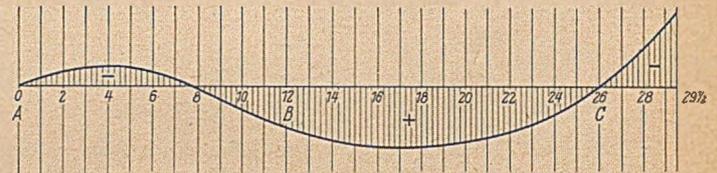


Bild 14. Werkstatt-Überhöhung des Stahlträgers.
 $\Delta \bar{u}_4 = + 33,2$, $\Delta \bar{u}_{16} = - 92,5$, $\Delta \bar{u}_{29,5} = + 125,5$ mm.

und 26 auf planmäßiger Höhe. In Punkt 12 wird er um das spätere Absenkmaß von $194 + 118 = 312$ mm überhöht montiert, und zwar durchgehend mit dem Einhängeträger von Punkt 0 bis Punkt $38\frac{1}{2}$ (siehe Bild 15). Es folgt das Betonieren des Einhängeträgers, und das Ballastgewicht in Höhe von 268 t wird als punktförmige Einzelast an den Kragenden der Zweifeldträger aufgebracht, wobei das Gewicht der Schalung des Einhängeträgers nicht mitzählen darf.

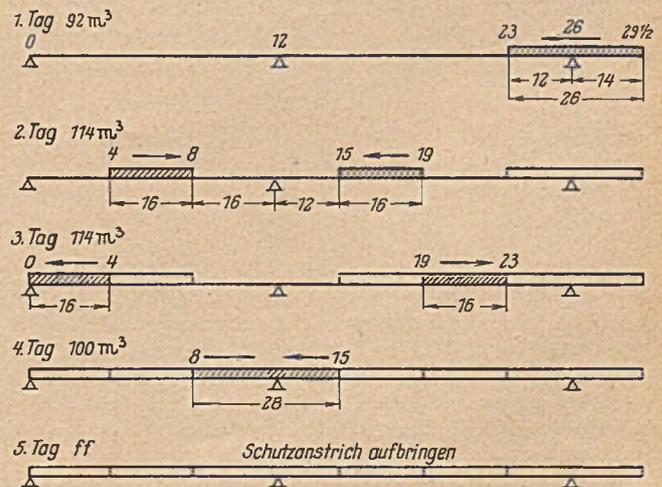


Bild 15. Betonierfolge.

Hierauf wird der Zweifeldträger 0 bis 29 1/2 betoniert, wobei eine Betonierfolge vorgeschrieben ist, welche Risse während des Betonierens ausschließt. Die Verbundmomente aus Betongewicht sind fast durchweg positiv und bleiben in der Berechnung unberücksichtigt, sie ergeben für den Stahlträger durchweg Entlastung. Die Betonplatte erhält zusätzlich Druckbeanspruchung, wodurch die Rissesicherheit erhöht wird; eine Überschreitung des σ_{bzul} auf Druck findet hierbei nicht statt. Die Verdübelung erfährt zusätzliche Beanspruchung, die jedoch durch Berücksichtigung des halben Betongewichtes als abgegolten angesehen werden kann (siehe DIN 1078 Punkt 11 u. 12). Die Überhöhungslinie ändert sich nur unbedeutend, und die Abweichungen betragen ungünstigst 2%, so daß hierdurch ein kleiner Stich nach oben entsteht (Bild 15).

Nach Erreichen von 80% der Würfelfestigkeit des Betons wird der Überbau gleichmäßig in einer ersten Stufe um 194 mm abgesenkt. Das Absenken wird auf einen Zeitraum von 2 Stunden verteilt und mittels Dehnungsmeß-Streifen überwacht.

Unmittelbar nach dem Verbundsenken 1 wird der Ballast gleichmäßig abgenommen. Nach diesen beiden Vorgängen wird mit dem Versetzen der Rand- und Kabelformsteine, dem Einbau der Fahrbahn-Übergänge und dem Stellen der Geländer begonnen, und nach 6 Wochen wird die Fahrbahnplatte quer vorgespannt.

Nach weiteren 4 Wochen wird der Überbau um weitere 118 mm auf die endgültigen Lager abgelassen (2. Absenkstufe). Zu diesem verhältnismäßig späten und kriechgünstigen Zeitpunkt werden die Stützenbereiche nach besonderem Plan mit St 90 stufenweise vorgespannt (s. Bild 8). Schließlich folgen die Restarbeiten und zwar: Betonieren des Randbalkens an HT A, Ausspressen der Röhren der Spannlieder, Vergießen der Spannköpfe und Einbau der Sammelrinne für Entwässerung. — Analog gilt dasselbe für den jenseitigen Zweifeldträger, Punkt 38 1/2 bis 68.

Es darf wohl gesagt werden, daß dieses Objekt mit der hier beschriebenen weitausholenden Vorbereitung und Behandlung mit einem Minimum an Mitteln in neuer und dabei leistungsfähigerer Form wiederhergestellt wird.

Während des Entstehens dieser Abhandlung haben die Montagearbeiten begonnen. Es wurde geräumt, es wurde die alte Betonplatte

entfernt, es wurde der stählerne Überbau in drei Punkten auf besonderen Montageturmen unterstützt. Bild 16 gibt den letzten Zustand der Baustelle wieder. — Oberste Behörde für das Bauvorhaben ist die Direktion der Straßenverwaltung Rheinland-Pfalz in Koblenz, ausführendes Amt ist das Autostraßenamt Koblenz in

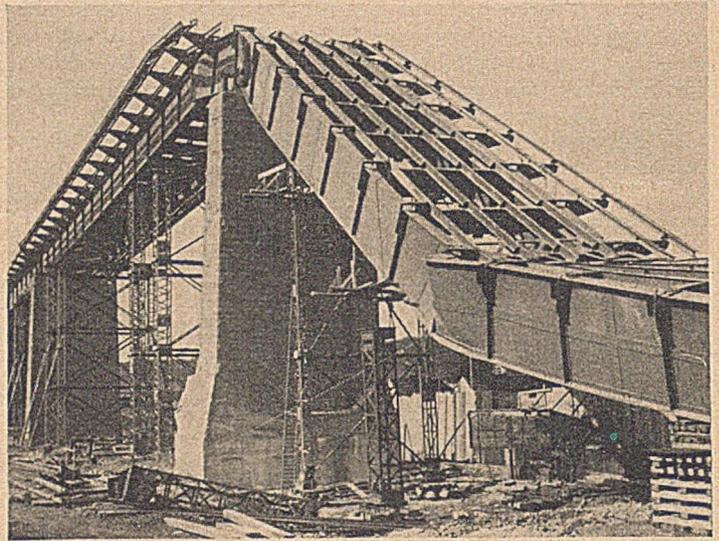


Bild 16.

Montabaur. Der Verfasser war mit dem Gutachten, der Entwicklung der neuen Gestaltung sowie mit der Ausarbeitung der stat. Berechnung und der Werkzeichnungen beauftragt. Die Ausführung erhielten übertragen: die Firmen „Eisenwerke Kaiserslautern“ (federführend), „Stahlbau B. Seibert G.m.b.H.“ in Aschaffenburg, „Baugesellschaft Gehlen“ in Kaiserslautern und „Bauunternehmen H. Vatter“ in Dossenheim. — Nach Fertigstellung der Brücke wird über den Verlauf der Ausführung berichtet werden.

Die Mainstaustufe Goßmannsdorf.

Von Regierungsbaurat Helmut Seifert, Würzburg.

Im Sommer 1952 ist mit der Staustufe Goßmannsdorf ein weiteres Glied in die Kette der Mainstauufen eingefügt worden und damit die Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau ihrer Vollendung wieder einen Schritt nähergekommen. Diese 3,40 m hohe Stufe liegt 18 km oberhalb von Würzburg, dem derzeitigen Endpunkt der Großschiffahrt, und hält sich im wesentlichen an die von der Rhein—Main—Donau AG. bisher angewandten Bauformen, weist aber doch eine

Abweichung des Flusses ist sie mit einem Halbmesser von 5000 m gekrümmt. Die Schleusenplattform liegt 0,90 m über dem Oberwasserspiegel. Die Kammermauern sind mit Muschelkalksteinen verkleidet. Der Entschluß zu dieser immer noch vorzuziehenden Ausführung wurde durch eine ungewöhnlich günstige Gelegenheit zum Ankauf der Steine erleichtert. Die Sohle ist eine 0,70 m starke Betonplatte mit Auftriebsrohren.

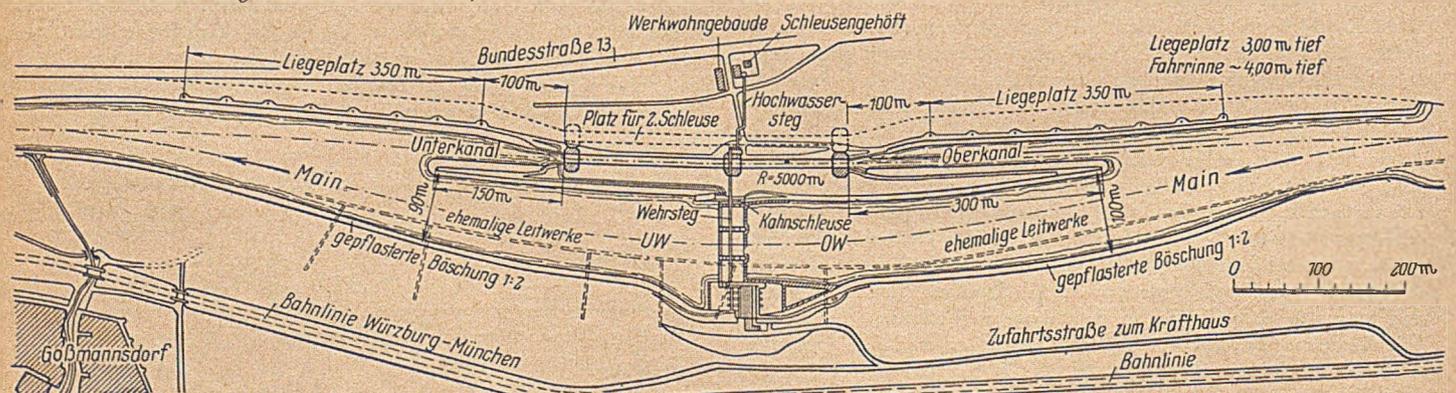


Bild 1. Lageplan.

Reihe von Neuerungen auf, die nachfolgend hervorgehoben werden. Die Gesamtanlage (Bild 1 und 2) besteht, wie am Main oberhalb von Aschaffenburg üblich, aus einer Schleppzugschleuse, einem Wehr mit drei Öffnungen und einem Kraftwerk und war in der Hauptsache auf den mittleren Muschelkalk zu gründen.

a) Bauwerke.

Die Schleuse ist 300 m lang, 12 m breit und 3 m unter hydrostatischem Unterwasser tief. Zur besseren Anpassung an die Krüm-

Die Schleuse ist durch ein Mittelhaupt in zwei Kammern mit den nutzbaren Längen von 112 m und 168 m unterteilt; die längere Kammer liegt stromabwärts. Die Unterteilung dient hauptsächlich der schnelleren Schleusung der Selbstfahrer, nebenbei auch noch der Einsparung von Kraftwasser. Alle Häupter (Bild 3) sind mit Stemmtoren und Umläufen versehen. Diese haben eine neuartige Ausbildung erfahren, die auch bei den noch fehlenden Mainschleusen angewendet werden soll, aber hier erstmalig praktisch erprobt werden

Oberhalb und unterhalb der Tore schließen sich senkrechte Leitwerksmauern von 25 m bis 50 m Länge an (Bild 5). Die Neigung im Grundriß gegen die Schleusenachse beträgt 1:5. Bis zu den Schiffsliegeplätzen, die 100 m von den Häuptionen entfernt beginnen, folgen ge-

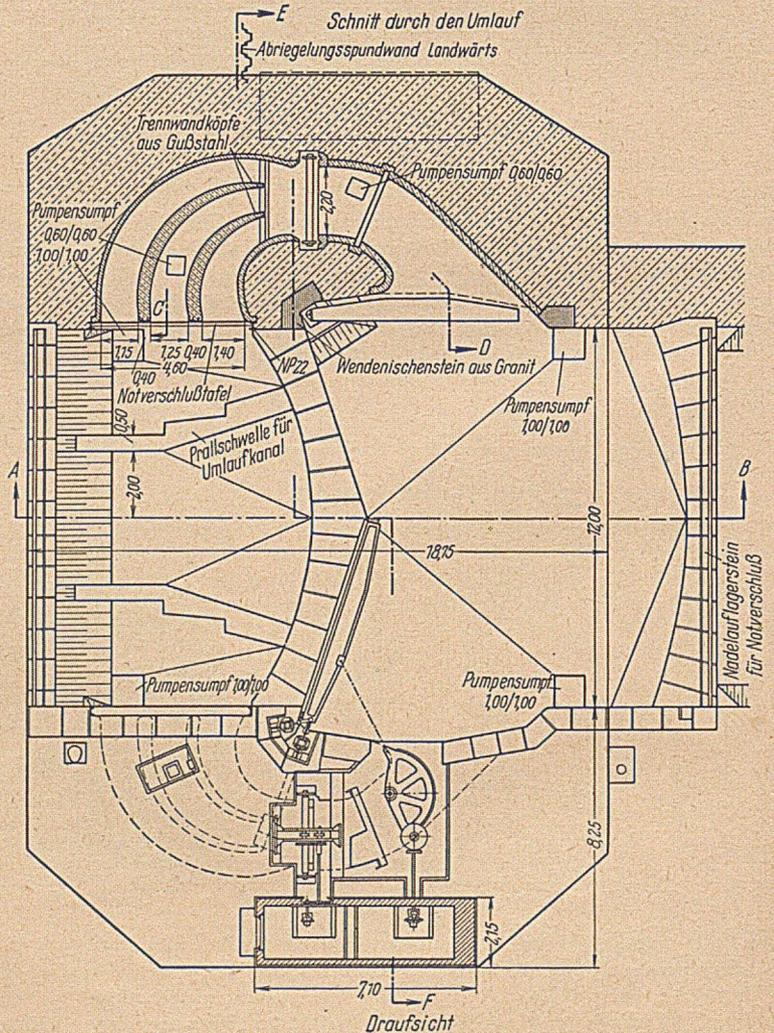
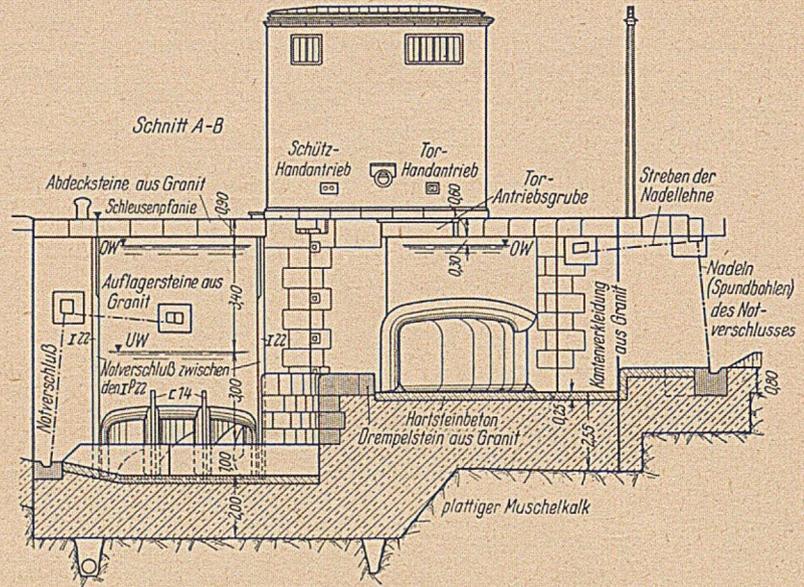
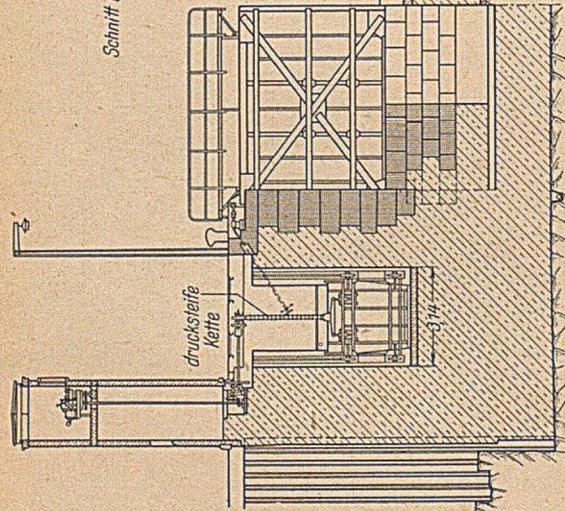
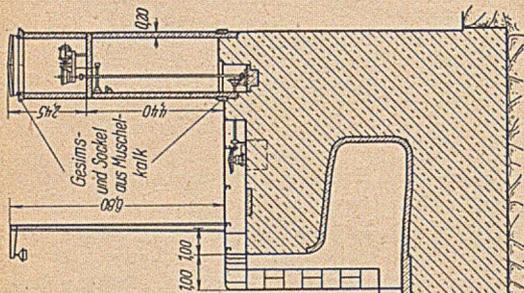
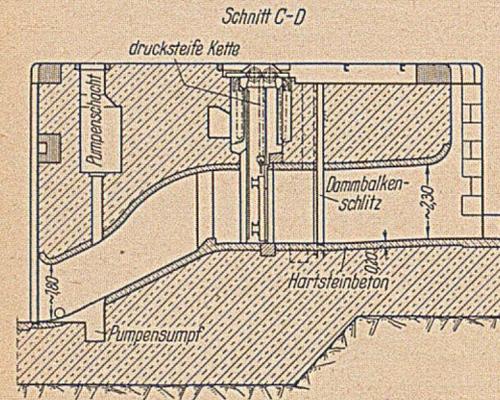


Bild 3. Oberhaupt.

pflasterte Böschungen; auf eine Führung der Schiffe durch Leitwerke oder Pfähle wurde verzichtet. Die Schiffsliegeplätze sind ebenso ausgebildet. Die Böschungskante liegt im Oberwasser 0,90 m darüber, im Unterwasser 0,50 m über HsW. Die gleichen Höhen weisen die Kronen der Trenndämme auf, die wegen der Flußkrümmung im O.W. 300 m, im U.W. 150 m lang sind.

Zusätzlich zum Liegeplatz wurde die Fahrinne der unteren Einfahrt stromabwärts vom Trenndammkopf so verbreitert, daß dort ein Wartepplatz entstand. Es können dadurch die Schiffe, ohne fest-

zumachen, mit leicht laufender Schraube unterhalb des Trenndammes auf die Einfahrt in die Schleuse warten. Der Oberkanal und mit ihm der Oberdrempel wurden so tief gelegt, daß die bereits vorhandene Schifffahrt noch vor Stauerichtung die Schleuse benutzen kann, was wegen der Sperrung der Wehrbaustelle in einem gewissen Zustand unerlässlich ist. Gegenüber 3,0 m mußte eine Tiefe von 3,95 m geschaffen werden. Im Unterkanal ist die Sohle auf 20 m vom Haupt durch eine Betonplatte, auf weitere 30 m durch eine Steinpackung gesichert.

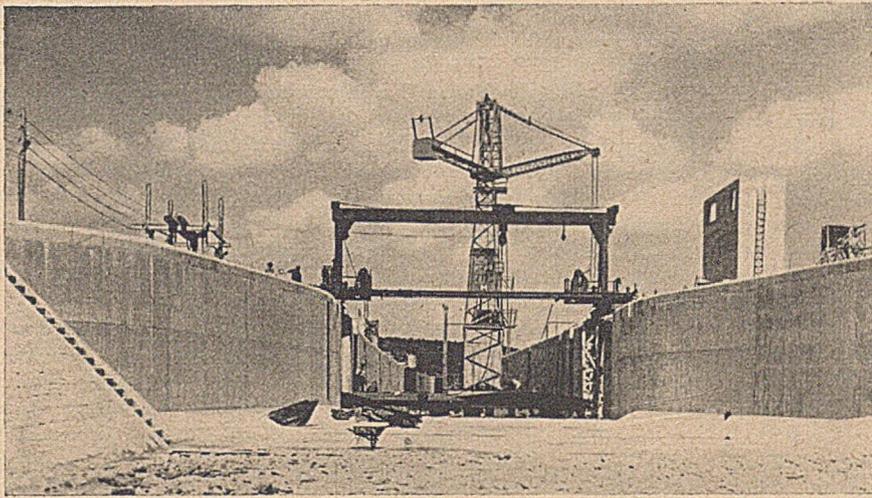


Bild 5. Leitmauern der unteren Schleuseneinfahrt.

Zum Bau einer zweiten Schleuse wurde landseits der Platz freigelassen, doch wurden sonst keine Vorkehrungen dafür getroffen.

Das Wehr hat 3 Öffnungen von 25 — 30 — 25 m. Die Höhe der beweglichen Verschlüsse beträgt 4,70 m (einschließlich 0,30 m für Überstau), ein Maß, das sich aus der Tieferlegung der Wehrschwelle für die Schiffsdurchfahrt bei NsW durch das Wehr ergeben hat. Bei den weiteren Staufufen wird auf diese Durchfahrt keine Rücksicht mehr genommen. Die Verschlüsse können 0,70 m über HHW hochgezogen werden. Die Wehrpfeiler (Bild 6) sind 5 m stark, drei von ihnen tragen Windwerke für die Verschlusskörper. Der Wehrsteg ist unterstromseitig von diesen Aufbauten angeordnet, eine Neuerung gegenüber den bisherigen Wehren des Mains, die eingeführt wurde, damit man die oberen Notverschlüsse, unbehindert vom Steg, mit dem Kranschiff leichter einsetzen kann.

Die Länge des Tosbeckens wurde durch Modellversuche für alle Mainstufen mit ähnlichem Gefälle ermittelt. Es ergab sich daraus eine Gesamtlänge des Wehrbodens von 28,5 m. Das Tosbecken selbst ist rd. 18 m lang und 2,75 m tief; es ist mit einer Schutzschicht aus Hartsteinbeton versehen und am Ende durch eine mit Granitsteinen verkleidete Prallschwelle abgeschlossen. Vor Unterspülung schützt

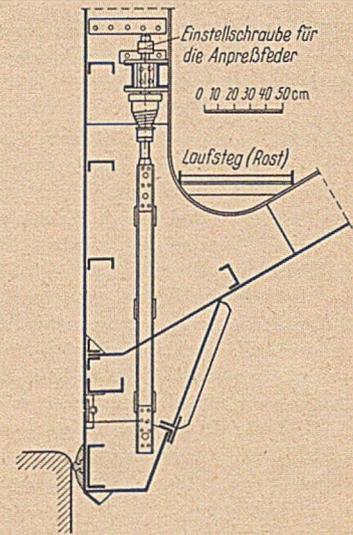


Bild 6a. Einzelheiten der Versenkschützdichtung.

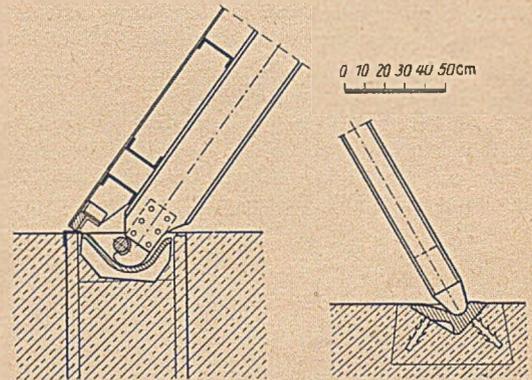


Bild 6b. Einzelheiten der Notverschlussfüße.

am oberen Ende des Wehrbodens eine Stahlpundwand, die sich einerseits bis zur Schleuse und darüber hinaus, andererseits unter dem Kraftwerk und ebenfalls darüber hinaus fortsetzt. Den unteren

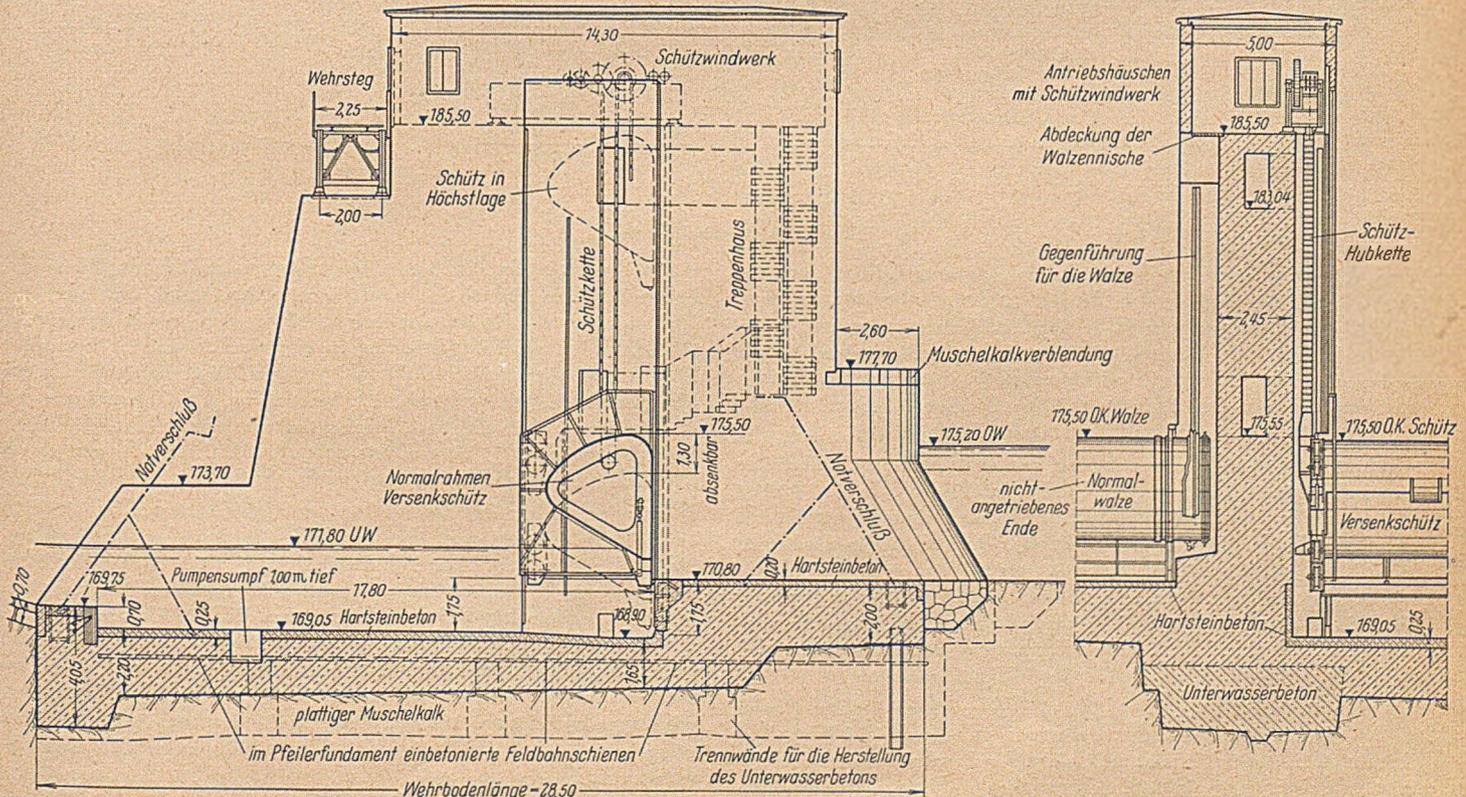


Bild 6. Wehr, linker Strompfeiler mit Mittelloffnung (Versenkschütz).

Abschluß bildet eine Herdmauer. Eine anschließende Steinmatratze erschien zwar nach den Modellversuchen entbehrlich, ist jedoch auf Grund praktischer Erfahrungen in den beiden Seitenöffnungen ausgelegt.

Die Verschlusskörper der Seitenöffnungen sind die, besonders bei Frost, bewährten Walzen mit einseitigem Antrieb und Rückhalteketten; sie sind nicht absenkbar. Die Mittelöffnung ist zur Feinregulierung des Staus und zur Abführung von Schwimmzeug und Treibeis mit einem Versenkschütz mit beiderseitigem Antrieb und elektrischer Gleichlaufwelle versehen (Ausführung Noell). Derartige Schützen sind erst zweimal, und zwar an den Neckarstufen Aldingen und Heilbronn, eingebaut worden. Der Stau- und Überfallkörper kann im Falle Goßmannsdorf hinter der Wehrschwelle um 1,30 m abgesenkt werden. Dabei ist kein Andrücken einer unteren Dichtung durch den Wasserdruck möglich, sondern die Dichtungsleiste muß durch Federkraft angepreßt werden (Einzelheit Bild 6a). Wesentlich ist dabei die Einstellung der Anpreßfedern entsprechend der Durchbiegung des Schützes. Wenn diese einmal eingestellt sind, ist eine Absenkung ohne volle Belastung durch Wasserdruck unmöglich; beim Absenken des hochgefahrenen Schützes in die Staustellung muß sich erst der Stau ausbilden, ehe der Dichtungskörper hinter die Wehrschwelle gefahren werden kann. Die Überfallfläche ist hydraulisch so gut geformt, daß der Strahl eng anliegend in den ruhig liegenden Unterwasserspiegel mit scharfer Linie einschneidet.

Die Wehröffnungen können mit Notverschlüssen, Bauart Schön, trockengelegt werden. Sie bestehen ober- wie unterstromseitig aus Böcken, die in Fußplatten und Verankerungen gestellt werden (Einzelheit Bild 6b), und aus Tafeln, die gegen diese Böcke gelegt werden. Oben auf den Böcken befindet sich ein Steg. Die für die Oberstromseite ausreichenden Böcke und Tafeln passen auch auf der Unterstromseite.

den Zulauf unterbricht, außerdem aufs einfachste die Trockenlegung erlaubt. Für die einwandfreie Heberwirkung war eine besondere Dichtung der Decke der Einlaufspirale notwendig. Das erforderliche Vakuum zum Anlaufen der Turbinen wird durch den im Bild erkennbaren Anlaßlüfter (Ejektor) erzeugt; man ist dadurch von jeder Kraftquelle unabhängig. Die Einlaufspiralen und Saugschläuche erhielten keinen Torkretüberzug, sondern wurden schalungsrau, bei gehobelter Schalung, gelassen, die Einlaufspiralen außerdem mit einem zweifachen, aufgespritzten, bituminösen Anstrich versehen. Rauigkeitsverluste sind nicht zu befürchten, da sich erfahrungsgemäß auf den benetzten Flächen eine organische, glatte Schicht bildet.

Besondere Sorgfalt wurde unter Heranziehung von Modellversuchen der Formgebung des oberen Trennkopfes zugewendet. Zur Vermeidung der gefürchteten Schrägenströmung des Rechens war dem Kopf bis nach vorn die volle Breite von 5,70 m zu geben, dazu kraftwerksseitig ein großer Ausrundungshalbmesser, so daß die Stromfäden genügend Längenentwicklung zur Richtungsänderung vom Fluß zum Kraftwerkseinlauf finden. Auf die bislang übliche Kiesschwelle der Oberwasserbucht wurde verzichtet, weil sie nur zu störender Walzenbildung Anlaß gibt, ohne wegen Verlandung ihre Wirksamkeit dauernd zu behalten. Die obere und untere Kraftwerksbucht von je 100 m Länge wurde auf 28 m und 25 m vom Bauwerk aus mit einer Betonsohle versehen.

Für die Maschinenhalle ergab sich ein Grundriß von rd. 33 × 15 m. Ihre Höhe wurde, hauptsächlich durch Ersatz der sonst auf dem Generatorläufer aufgebauten Erregermaschine durch einen getrennt aufgestellten Erregerumformer, sehr niedrig gehalten; sie beträgt vom Maschinenhausfußboden bis zum Dachfirst nur 10 m. Die Halle bildet wegen der hohen Hochwasserstände auf die unteren 1,50 m eine dichte Wanne. Für ihre Haupttragglieder wurde Stahlbeton ge-

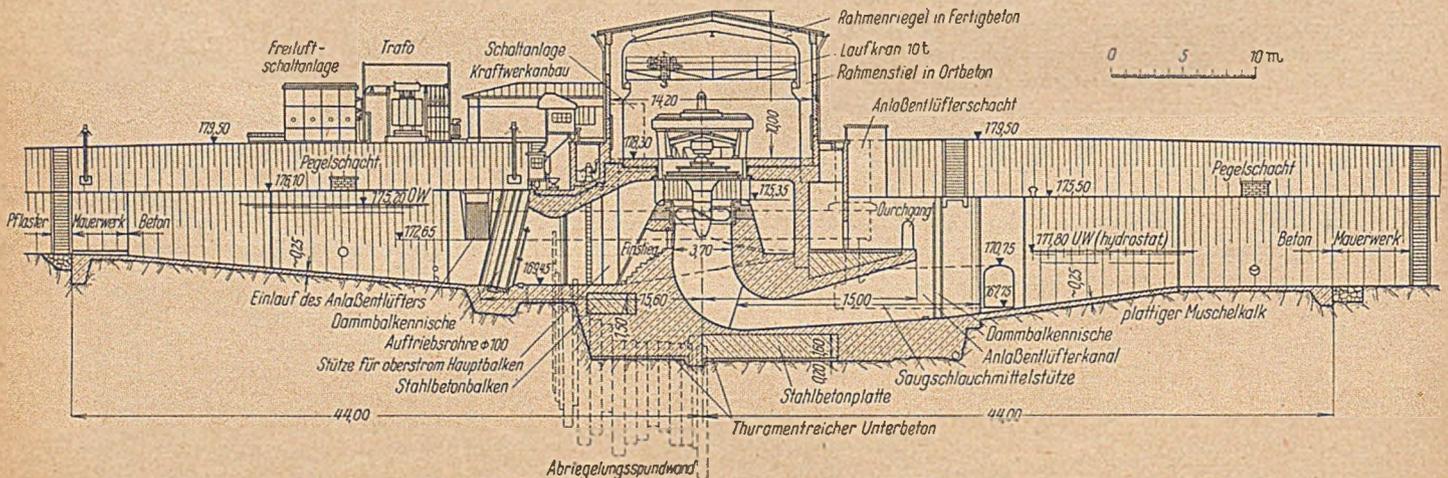


Bild 7. Kraftwerk Längsschnitt.

Das Aussehen des Wehres ist dadurch gekennzeichnet, daß die Verschlusskörpernischen in den Pfeilern nicht gleichmäßig, sondern in den Seitenöffnungen geneigt, in der Mittelöffnung dagegen senkrecht verlaufen. Die Windwerkshäuser sind aus Beton und setzen für das Auge die massige Pfeilerform nach oben fort und haben nur kleine Fenster. Der oberste Teil der Nischen für das Versenkschütz ist mit stählernen Rollblenden verschlossen.

Fischpaß und Kahnschleuse bilden mit dem rechten Landpfeiler eine geschlossene Baugruppe. Die Stufen des Fischpasses sind 0,21 m hoch; die Kahnschleuse, die zur Selbstbedienung eingerichtet ist, hat 12,5 m Nutzlänge und 2,5 m Nutzbreite. Der Wehrsteg wird noch über die Schleuse hinweg zu dem mit dem Schleusensteuerhaus vereinigten Stegpfeiler nebst Treppenhaus weitergeführt, von wo er 4,40 m tiefer eine Fortsetzung in dem Hochwassersteg zum Schleusenmeistergehöft findet. Das Personal kann also jederzeit völlig ungehindert zu den Schützenantrieben des Wehres gelangen.

Im Kraftwerk (Bild 7) ist eine Generatorenleistung von 2000 kW eingebaut, die mittlere Jahresarbeit beträgt 12,6 Mio kWh. Wegen einfacherer Gründung und leichterer Beschaffung der Maschinen wurde die Anlage in 2 Maschinensätze unterteilt. Die Kaplan-Turbinen besitzen Heberleinläufe, deren Belüftung innerhalb von 2 s

wählt, dessen große Masse schwingungsunempfindlich ist; die Binder haben 13,30 m Stützweite und 3,5 m Achsabstand und sind auf 1,50 m Höhe mit Beton, darüber mit Ziegelmauerwerk ausgefacht. Die Halle ist mit Bimsbetonplatten eingedeckt, darüber liegt eine Kupferdachhaut auf Holzschalung²⁾. Während die Schaltanlage in der Maschinenhalle untergebracht ist, wurde für die Nebenräume ein einstöckiger Anbau errichtet. Die Freiluftschaltanlage daneben nebst Transformator sowie eine eigens erbaute Zufahrtstraße von 1 km Länge vervollständigen das Kraftwerk.

Ein wesentlicher Bestandteil der Staustufe Goßmannsdorf ist eine 150 000 m³ umfassende Baggerung der Fahrinne im Unterwasser. Ein Drittel davon ist Fels. Für das Schleusen- und Kraftwerkspersonal ist je ein Wohnhaus für zwei und fünf Familien in größtmöglicher Nähe der Staustufe gebaut worden. Schließlich wird die unmittelbare Umgebung der Bauwerke z. Z. noch bepflanzt; die Bilder geben in dieser Beziehung nicht das endgültige Aussehen wieder. Gewählt wurden der Landschaft gemäße Obstbäume und Nutzhölzer, wie Pappeln, Platanen und Weiden, wobei auf schnellen Wuchs Wert gelegt wurde. Auch der Stauraum wird mit Büschen und Bäumen eingefaßt und belebt.

²⁾ Vgl. B. u. St. 47 (1952), Heft 5, S. 114.

b) Bauausführung.

Die Bauarbeiten begannen im Frühjahr 1939, obwohl die Stufe Goßmannsdorf keineswegs an die Kette bereits fertiggestellter Stufen anschloß. Damals wurde der Weiterbau der Rhein-Main-Donau-Verbindung an den verschiedensten Stellen in Angriff genommen, um durch Streuung der Arbeiten leichter das Ziel einer ungewöhnlich kurzen Vollendung zu erreichen. Durch den Krieg kamen die gerade angefangenen Arbeiten zum Erliegen. Erst im Frühjahr 1949 wurden sie wieder aufgenommen.

Beim Bau der Staustufen im Main muß, von der Hochwasserabfuhrung ($HHQ = 2200 \text{ m}^3/\text{s}$) abgesehen, ein nicht unerheblicher Verkehr von Schiffen bis zu 600 t Tragfähigkeit aufrechterhalten werden. Daraus ergaben sich bei der Staustufe Goßmannsdorf die nachfolgend geschilderten Bauabschnitte, Bauzeiten und Baumaßnahmen.

Eintreten der Winterhochwässer gezogen werden. Bis dahin waren der Fischpaßpfeiler mit Kahnschleuse, der rechte Strompfeiler und der rechte Wehrboden sowie die Gründung des Kraftwerkes einschließlich des Kraftwerkstrennpfeilers erstellt.

Im 3. Baujahr wurde zunächst die Schifffahrt durch die Schleuse geleitet und sogleich nach Ablaufen des Winterhochwassers die Kraftwerksumspundung für die linke Wehröffnung mit linkem Strompfeiler erweitert (Bild 8, Nr. 2). Sobald die Gefahr erhöhter Wasserstände vorüber war, konnte man auch noch die mittlere Wehrbaugrubenumspundung an die linke anschließen und dadurch vor allem den Aushub der Mittelöffnung wesentlich erleichtern (Bild 8, Nr. 3). Da bis vor Eintritt herbstlicher Anschwellungen der Wasserstände infolge des frühzeitigen Baubeginns die Arbeiten in der Baugrube mit Sicherheit beendet werden konnten, war die 25 m

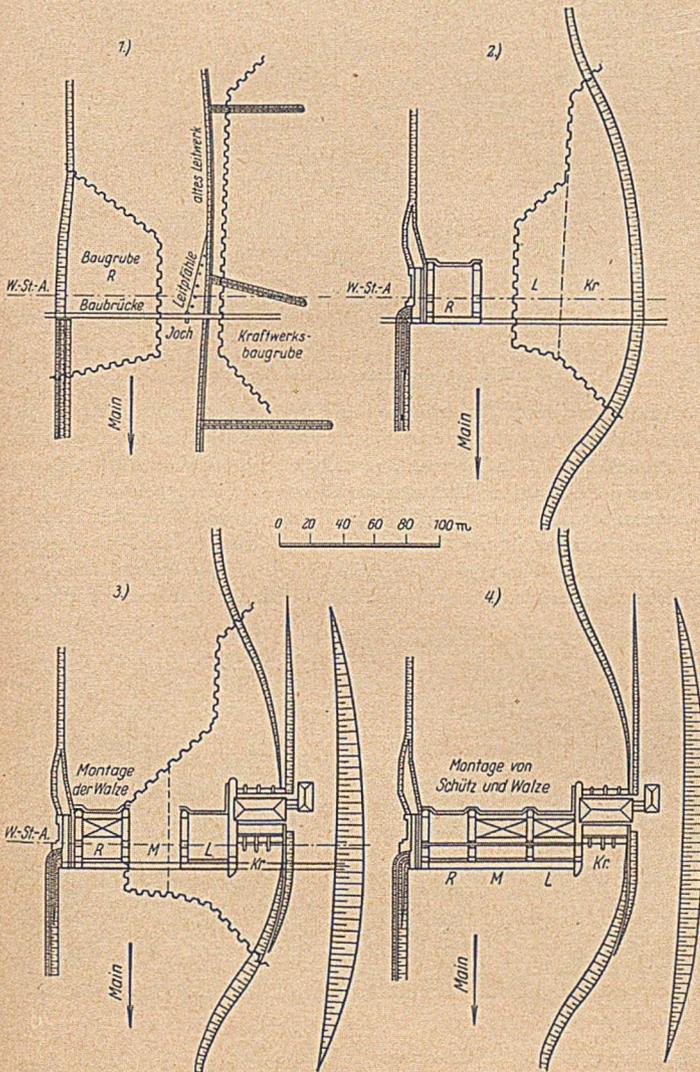


Bild 8. Anordnung der Baugruben für Wehr und Kraftwerk.

Im 1. Baujahr wurde lediglich an der Schleuse gebaut. Im 2. Baujahr wurde an der Schleuse weitergebaut und die rechte Wehröffnung sowie das außerhalb des Stromschlauches liegende Kraftwerk eingespundet (Bild 8, Nr. 1). Es verblieb für die Vorflut eine Öffnung von 40 m Breite. Bei Wasserführungen bis zu $160 \text{ m}^3/\text{s}$ ($MQ = 77 \text{ m}^3/\text{s}$) betrug die Breite infolge des vorgelagerten Leitwerkes sogar nur 25 m und die größte Durchflußgeschwindigkeit 2 m/s . Die Schifffahrtsöffnung wurde durch den Einbau eines Joches für eine Baubrücke über den Fluß auf 13 m eingeschränkt. Zur Sicherung des Joches diente eine Leitpfahreihe mit angehängten Reibehölzern. Da die Öffnung nur einschiffig befahrbar war, wurde außerdem ein Wahrschauposten mit gut sichtbarer Signaltafel aufgestellt und darüber hinaus für freitreibende Talfahrer und Flöße ein Schleppboot bereitgestellt, das zu Zeiten auch die Bergschlepphilfe übernahm. Am Ende des 2. Baujahres konnte die rechte Umspundung noch vor

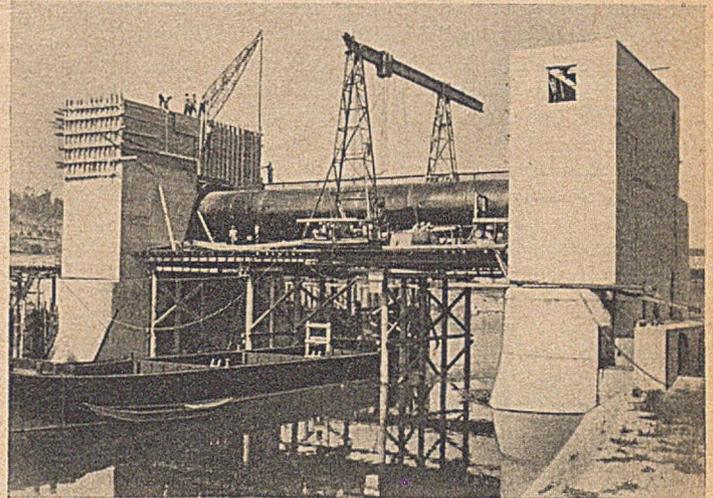


Bild 9. Montage der rechten Wehrwalze.

breite rechte Wehröffnung als ausreichend für den Abfluß anzusehen. Dort wurde auch ein Gerüst für die Montage der Wehrwalze gestellt; die Teile wurden in großen Schüssen mit Schiff bis unter das Gerüst gefahren (Bild 9). Bis zum Herbst waren die 2 Wehrböden und der linke Strompfeiler im Schutze der Umspundung betonierte, so daß diese gezogen und nacheinander in den beiden übrigen Wehröffnungen die Wehrverschlüsse auf den Gerüsten montiert werden konnten. Die Gerüste wurden noch vor dem Winterhochwasser entfernt.

Damit war der Fluß wieder vollkommen freigegeben. Im 4. Baujahr wurde möglichst bald zunächst ein Teilstau errichtet, der durch die starke Vertiefung und Verbreiterung des Flußbettes entstandene Gefällstrecke oberhalb des Wehres einstaute. Dadurch wurde an dieser Stelle die kostspielige Bergschlepphilfe entbehrlich, nachdem gegenüber der am Obermain üblichen Schleppkraft von rd. 1 PS je Ladungstonne mehr als 4 PS nötig geworden waren. Im Sommer (1952) wurde schließlich der Vollstau errichtet und das Kraftwerk in Betrieb genommen. Anschließend wurde begonnen, die Fahrrinne im Unterwasser auszubaggern.

Die Bauwerke waren auf den mittleren Muschelkalk zu gründen, eine Formation, die an vielen Stellen in Schichtfolge und -verband gestört ist und keinen sicheren Baugrund darstellt. Wasser hat vielfach Zugang zu den Salz-, Gips- und Anhydritlagern gefunden und sie ausgelagert und aufgelöst, wodurch Hohlräume entstanden, in die vielfach das überlagernde Gebirge eingebrochen ist. Außer diesen Einbrüchen, den sogenannten Dolinen, wurden aber überhaupt sehr unregelmäßig verlaufende Schichten von Mergelbänken, blauem Ton-Mergel und plattigem Fels angetroffen. Die Mauern der Schleusenkammer erreichten etwa auf halbe Länge keinen Fels, sondern wurden auf den blauen Mergel gegründet. Auf dieser Strecke genügte es, den Fundamentvorfuß zu vergrößern und dadurch in der Bodenfuge die Druckspannung auf $1,6 \text{ kg/cm}^2$ herabzusetzen. Außerdem mußte die Sohle an Stelle leichterer Befestigung als 0,70 m starke Platte ausgebildet werden; sie erhielt Auftriebsrohre. Der Wasserandrang beim Bau war ungewöhnlich stark.

Im Wehr erlaubte der Wasserandrang nicht mehr eine einwandfreie Trockenlegung der Pfeilersohlen. Es wären so starke Dränagen

erforderlich geworden, vor allem auch die stets zu vermeidenden Dränagen in Flußrichtung, daß darin eine Gefahr für den Bestand des Bauwerks gesehen und die Trockenlegung überhaupt vermieden wurde. Es kam statt dessen Unterwasserbeton nach dem Kontraktorverfahren zur Anwendung. Dabei mußte auf die darauf nicht eingerichtete Leistungsfähigkeit der Betonmischer Rücksicht genommen werden; die notwendige Steiggeschwindigkeit des Betons von stündlich 15 cm wurde deshalb durch Unterteilung der Pfeilergrundfläche von 29×5 m mittels Betonwänden in 4 Kammern erzielt. Wo Dolinen örtlich eine verminderte Tragfähigkeit des Baugrundes befürchten ließen, kamen über dem Unterwasserbeton Stahleinlagen in das Pfeilerfundament.

Die unter den herrschenden Verhältnissen sehr wichtige Abriegelungsspundwand war durch die wechselnden Fels- und Mergelschichten hindurch und bis zum Anschluß an den festen Fels zu rammen. Mit Profil Larssen IV in Resistastahl und einem Schnellschlaghammer VR 20 gelang dies, trotz Bohlenlängen bis zu 5 m, einwandfrei.

Bei der Gründung des Kraftwerkes wurden in der planmäßigen Sohlentiefe Hohlräume von einem Querschnitt bis zu $0,30 \text{ m} \times 1,50 \text{ m}$ angetroffen. Sie führten reichlich Wasser, das zudem sulfathaltig war. Es blieb nichts anderes übrig, als diese Schicht besonders zerklüfteten Felses in fast 2 m Stärke auf die hochbelastete Fläche der Kraftwerkstiefgründung auszuheben und wegen der Ungewißheit über weitere Hohlräume eine Stahlbetonplatte einzuziehen (Bild 7). Mit einem um 300 mg/l schwankenden Gehalt an H_2SO_4 befand sich das Grundwasser schon an der Grenze von „starker Betonschädlichkeit“. Ein unbedingter Schutz der Platte durch eine Unterschicht von Asphaltbeton war wegen des starken Grundwasserandranges und der naßkalten Witterung nicht möglich. Es wurde statt dessen der Unterbeton von 15 cm Stärke so stark mit Thurament angereichert (Bindemittelgehalt 250 kg Thurament, 150 kg Portlandzement), daß freier Zementkalk und damit die Hauptgefahr der Betonzerstörung praktisch ausgeschlossen war. Aus den gleichen Gründen wie vorstehend wurden die Stützen der Einlaufspiraldecken auf einen Stahlbetonbalken gestellt. Das Kraftwerk hat nach genauesten Beobachtungen bisher weder Setzungen noch Verkantungen erlitten; etwaige Neigungen werden an zwei in den Turbinenkegeln eingebauten gefrästen Stahlplatten mit einer Feinwasserwaage beobachtet.

Gemessen wurden die Wassermengen bei Wehr und Kraftwerk Goßmannsdorf in einfacher Weise nach dem ballistischen Verfahren von Winkel. An den über die Baugrubenspundwand reichenden Rohren war von Holzbühnen aus lediglich mit einer Holzlatte die Weite des austretenden Wasserstrahls in einer festen Höhe unter dem Rohrende sowie die Füllhöhe des Rohres abzulesen. Dies geschah dreimal täglich. Der Meßfehler wurde mit einem Woltmannmesser zu 1,3% ermittelt.

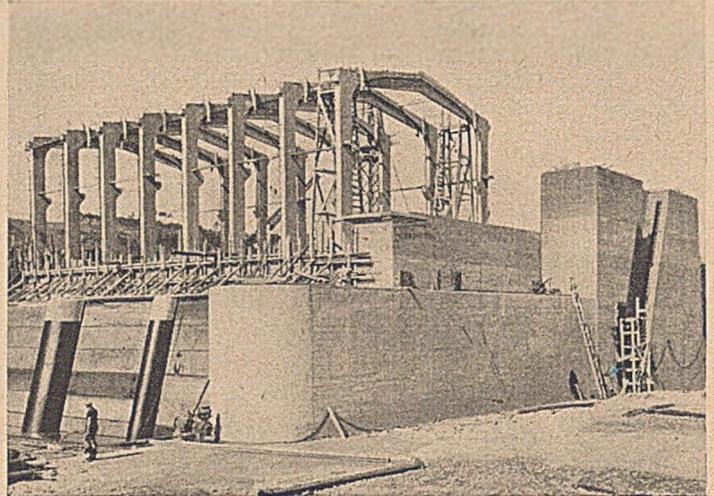


Bild 10. Aufbau der Binder der Kraftwerkshalle (Stöße noch unvergossen), Kraftwerkstrennpfeiler.

Gegenüber einer Abrechnung nach Betriebsstunden wurde die Wasserhaltung von Wehr und Kraftwerk bei 15 Mio m^3 zusammen um etwa 90 000 DM billiger, und zwar, wie angenommen werden kann, nicht auf Kosten des Unternehmers, sondern lediglich durch den Zwang zu ständiger wirtschaftlichster Gestaltung des Pumpbetriebes³⁾.

Bemerkenswert ist noch die Ausführung der Kraftwerks-Maschinenhalle (Bild 10). Der wichtigste Teil, die als Zweigelenkrahmen entworfenen Hallenbinder aus Stahlbeton, wurde wahlweise für folgende

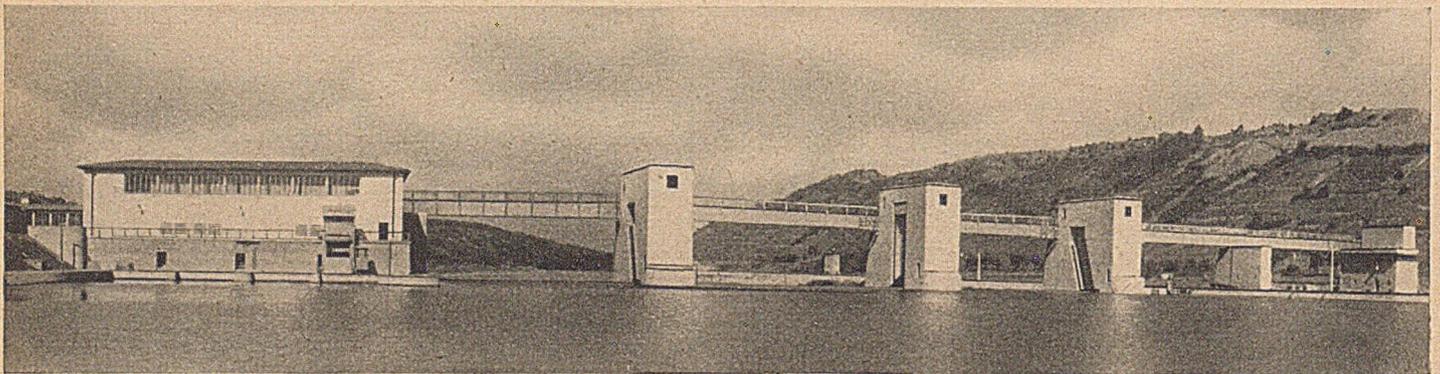


Bild 11. Gesamtanlage von oberstrom.

Die geschilderten Untergrundverhältnisse machten eine ungewöhnlich große Wasserhaltung erforderlich. Bei der Gründung im mittleren Muschelkalk war zwar von vornherein mit starkem Wasserandrang zu rechnen. Die tatsächlichen Fördermengen überstiegen aber noch die Annahmen. Es wurden über die Baugrubenumschließung gefördert für die Schleuse 12 Mio m^3 in 16 Wasserhaltungsmonaten, für das Wehr 5 Mio m^3 in 7 Monaten, für das Kraftwerk 10 Mio m^3 in 17 Monaten. Die Monatsförderung aus der Kraftwerksbaugrube erreichte 1,2 Mio m^3 .

Wegen ihrer Bedeutung wurden für die Wasserhaltung besondere Wege der Abrechnung beschritten. Bei der Schleuse hatte der Unternehmer ein günstiges Pauschalangebot abgegeben. Bei Wehr und Kraftwerk dagegen wurde nach geförderter Wassermenge abgerechnet. Gegenüber der üblichen Abrechnung nach Pumpstunden wird damit ein wesentlich wirtschaftlicher Pumpbetrieb herbeigeführt, weil der Unternehmer schlechte Pumpen und den häufigen Förderleistungsabfall vermied. Dieser kann bekanntlich bis zu 100% betragen, wenn die Drehzahl nicht auf die sich ändernde Fördermenge oder Förderhöhe abgestimmt wird.

Ausführungsmöglichkeiten ausgeschrieben:

- a) Riegel und Stiele in Orthbeton,
- b) Riegel in Fertigbeton, Stiele in Orthbeton,
- c) Riegel und Stiele in Fertigbeton,

d. h. es konnten die Binder in drei Teilen hergestellt werden, wobei die Stöße an den Momenten-Nullpunkten für Eigengewicht liegen.

Es ergab sich ein Preisvorsprung der Ausführung b) von rd. 35% gegenüber den etwa gleich teuren Ausführungen a) und c). Maßgebend für das Ergebnis war das Vorhandensein zweier Turmdrehkräne, die ein wirtschaftliches Einbauen der Riegel erlaubten, aber für das Versetzen der wesentlich schwereren Stiele nicht ausreichten. An den Stößen zwischen Riegeln und Stielen wurden nach eingehenden Voruntersuchungen die Torstahlstäbe der Bewehrung durch Lichtbogen-schweißung verbunden, wobei vor allem Wärmespannungen zu vermeiden waren. Die Auflagerfläche des Betons am Stoß wurde ausgepreßt⁴⁾.

³⁾ Vgl. Bautechn. 21 (1943), Heft 6/7, S. 54.

⁴⁾ B. u. St. 47 (1952), Heft 5, S. 114.

Der Beton für die Fundamente und das Aufgehende der Mauern, Schleusenhäupter, Pfeiler und des Kraftwerkstiefbaues war ein wasserdichter Beton B 120. Zur Bindung des überschüssigen Kalkes und zur Dichtung wurde dem Portlandzement Z 225 zu gleichen Teilen Thurament zugesetzt. Die Menge jedes der beiden Bindemittel betrug 145 bis 150 kg je m³ Fertigbeton. Für die höher beanspruchten Teile aus Stahlbeton, z. B. Walzenbahnen der Wehrpfeiler, Kraftwerksstege, dünne Wände der Antriebshäuser, und für den Hartsteinbeton kam Beton B 225 mit 200 kg Portlandzement und 200 kg Thurament je m³ Fertigbeton zur Verwendung. Die Rahmenbinder der Kraftwerkshalle (Fertig- und Ortbeton) schließlich wurden in B 300 mit 300 kg Dyckerhoffzement Z 425 hergestellt.

Die Siebkurve der Zuschlagsstoffe lag im „besonders guten“ Bereich, nachdem bei der Aufbereitung des beim Aushub anfallenden Kiessandes in den Körnungen 0 bis 7, 7 bis 30, 30 bis 70 mm Feinstsand bis zu 180 kg je m³ Fertigbeton zugegeben war. Es wurde durchweg ein sehr wasserdichter Beton von weit höherer Festigkeit als verlangt erzielt, und zwar ohne Zusatz von Plastifizierungsmitteln. Zur genauen Innehaltung des Mischungsverhältnisses wurde der Inhalt jeder Mischung auf die Zugabe ganzer Säcke Bindemittel abgestimmt, während die Zuschlagstoffe nach Gewicht zugegeben wurden.

Mainbrücke Wertheim — ganz aus Altstahl.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Josef Schöttgen, Karlsruhe.

1. Zerstörung der Brücke und Planung des Wiederaufbaues.

Die Stadt Wertheim war bis Ende des Krieges durch eine im Jahre 1882 erstellte Stahlbrücke mit dem rechten Mainufer verbunden. Sie bestand aus drei frei aufliegenden Fachwerkträgern mit untenliegender Fahrbahn (Bild 1).

Bei der Zerstörung im Jahre 1945 wurden die Überbauten zusammen mit der unmittelbar danebenliegenden Bahnbrücke gesprengt. Dabei verformte sich die verhältnismäßig feingliedrige Konstruktion so weitgehend, daß eine Hebung und Wiederherstellung nicht in Erwägung gezogen werden konnte. Zur Freimachung der Schiffsahrtsstraße wurde der gesamte Überbau daher verschrottet (Bild 2).

Infolge finanzieller Schwierigkeiten konnte der Neubau der Brücke erst im Jahre 1950 ausgeschrieben werden. Die Verwaltung war sich bei den Vorarbeiten hierzu darüber im klaren, daß bei den gegebenen Verhältnissen keine in jeder Beziehung befriedigende Lösung gefunden werden konnte. Man war bei der Entwurfsbearbeitung an die noch vorhandenen Rampen mit kleinen Krümmungsradien gebunden, wobei die südliche Auffahrt mit einer Steigung von etwa 5% beibehalten werden mußte. Außerdem liegt dicht neben der zu erstellenden Straßenbrücke ein Fachwerküberbau der Bundesbahn mit untenliegender Fahrbahn, so daß auch die Gradienten auf dem Überbau nicht frei gewählt werden konnte. Schließlich mußten die vorhandenen, der Bahn- und Straßenbrücke gemeinsam dienenden Unterbauten beibehalten werden, wodurch ein ungünstiges Stützweitenverhältnis und eine eingeschränkte Brückenbreite gegeben waren.

Unter diesen Zwangsverhältnissen wurden bei der Ausschreibung 3 Wahlösungen zugelassen:

a) Ein in Erwägung gezogener Fachwerküberbau sollte in Systemhöhe und Feldteilung der vorhandenen Bahnbrücke angeglichen werden. Die hierzu eingegangenen Angebote bestätigten erneut, daß zwei nebeneinanderliegende Fachwerküberbauten kein befriedigendes Bild ergeben. In vorliegendem Falle kam erschwerend hinzu, daß die beiden Überbauten schiefwinklig sind, wodurch die Überschneidungen der Diagonalen besonders störend in Erscheinung traten. Außerdem wirkte die vorhandene Systemhöhe für die verhältnismäßig kleinen Stützweiten zu groß. Da schließlich die an sich schon schmale Nutzbreite der Brücke durch das über die Fahrbahn hinausragende Haupttragwerk sich um rd. 1,50 m verringert und zudem die Sicht verschlechtert hätte, wurde eine Fachwerkbrücke verworfen.

b) Die zweite Lösung, eine Trogbrücke, zog man trotz der bekannten Nachteile in Erwägung, weil die Fahrbahnhöhe wegen der benachbarten Bahnbrücke so niedrig wie möglich gehalten werden sollte. Die Ausschreibung ergab, daß eine nennenswerte Verminderung der Konstruktionshöhe nur dann zu erreichen war, wenn man einen beträchtlich größeren Stahlbedarf in Kauf nahm. Da die Entwürfe gleichzeitig eine kleinere Nutzbreite und eine verminderte

Der Beton wurde mit Kübeln eingebracht, unter Zuhilfenahme von Turmdrehkränen. Dadurch war es möglich, die Forderung nach streng plastischer Konsistenz des Massenbetons dauernd innezuhalten. Das Ausbreitmaß betrug 35 bis 40 cm (beim Stahlbeton 40 bis 45 cm). Die Wege des Frischbetons wurden aufs äußerste dadurch abgekürzt, daß nicht von einer zentralen Mischanlage aus betoniert wurde, sondern von örtlich wechselnd aufgestellten Mischern aus. Diesen wurde das Mischgut zugewise in Muldenkippern abgemessen, Bindemittel jedoch in Säcken, zugeführt.

Die Gesamtanlage umfaßt folgende Hauptleistungen:

- 60 000 m³ Beton und Stahlbeton,
- 400 000 m³ Aushub (ohne Unterwasserbaggerung),
davon 80 000 m³ Fels,
- 1 100 m³ Werksteinmauerwerk,
- 30 000 m² Böschungspflaster,
- 16 000 m³ Steuwürfe und -packungen.

Die Tiefbauarbeiten wurden von einer Arbeitsgemeinschaft der Firmen Friedrich Buchner, Würzburg, und Philipp Holzmann AG. fristgerecht und in anerkennenswerter Güte der Arbeit ausgeführt.

Einen Gesamteindruck der fertigen Anlage vermittelt Bild 11.

Sicht bedingten, wurde auch von der Ausführung einer Trogbrücke Abstand genommen.

c) Die dritte Lösung, eine Deckbrücke, war an die Forderung gebunden, die Bauhöhe im Hinblick auf die Bahnbrücke möglichst



Bild 1. Alte Mainbrücke vor der Zerstörung.

klein zu halten. Wegen des ungünstigen Stützweitenverhältnisses wurde entsprechend dem damaligen Stand der Entwicklung nur ein Verbund im Bereich der positiven Momente zugelassen. Diese Lösung ergab ein ansprechendes Gesamtbild und wurde den besonderen

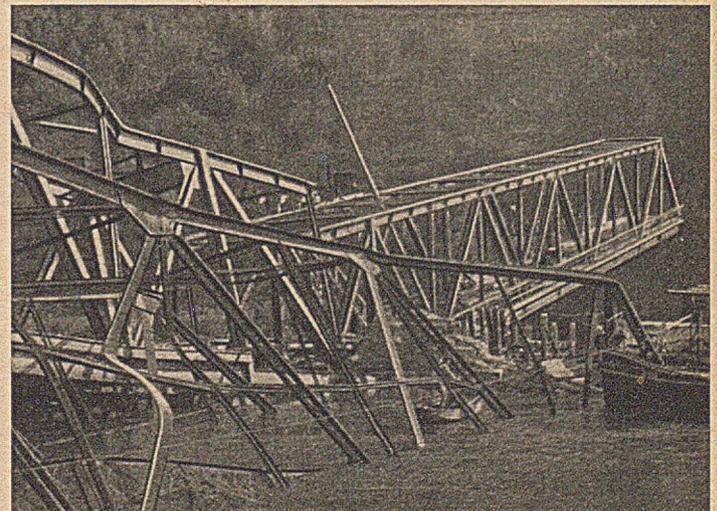


Bild 2. Zerstörte Straßenbrücke (dahinter die Bahnbrücke).

örtlichen Erfordernissen am ehesten gerecht. Den Zuschlag erhielt eine Arbeitsgemeinschaft der Firmen J. Gollnow & Sohn, Karlsruhe, und B. Seibert, Aschaffenburg, auf den Entwurf der erstgenannten Stahlbauanstalt.

Im Brückenquerschnitt der Vollwandkonstruktion waren 3 geschweißte Hauptträger angeordnet, die durch einige Querverbände zu einem Trägerrost zusammengefaßt waren. Das Stahlgewicht betrug 410 t oder 0,228 t/m².

2. Umstellung des Entwurfs auf Altstahl.

Schon bald nach Auftragserteilung mußte damit gerechnet werden, daß sich die Bauausführung durch die inzwischen eingetretenen Schwierigkeiten in der Stahlbeschaffung verzögern würde. In den darauffolgenden Monaten wurden von den Walzwerken immer längere Lieferfristen angegeben, so daß mit einer Fertigstellung des wichtigen Mainüberganges in absehbarer Zeit nicht gerechnet werden konnte. In dieser Zwangslage ergab sich die Möglichkeit, die Brücke durch Verwendung von Altstahl aus einem gesprengten Autobahn-Viadukt in verhältnismäßig kurzer Zeit zu erstellen. Dank dem Entgegenkommen aller beteiligten Stellen ließ sich ein Plan verwirklichen, der wohl einmalig sein dürfte: Eine Strombrücke ganz aus Altstahl eines anderen Bauwerkes zu erstellen.

3. Räumungsarbeiten am Sulzbachviadukt Denkendorf in der Autobahn Stuttgart—München.

Die in den Jahren 1936/37 erstellte Autobahnbrücke führte die Strecke Stuttgart—München in einer Länge von 365 m über das Sulzbachtal. Die zweispurige Fahrbahn aus versteiften und mit Beton verfüllten Tonnenblechen ruhte auf Längsträgern aus I 45, die mit einer Stützweite von 5,80 m auf den genieteten Querträgern gelagert waren. Das Haupttragwerk wurde durch zwei Vollwandträger aus St 52 gebildet, die einen Abstand von 13,00 m besaßen und über 7 Felder kontinuierlich durchliefen.

Als das Bauwerk in den letzten Kriegsmonaten gesprengt wurde, hat man hierzu nicht die vorgesehenen Sprengkammern benutzt, sondern Sprengladungen in einem Überbau Feld und in einer der 6 Pendelstützenpaare zur Entzündung gebracht. Die hierbei in das Tragwerk eingetragenen Horizontalkräfte konnten durch die geringe Fixierung an einem Widerlager nicht aufgenommen werden, so daß sich das gesamte Tragwerk in Brückenlängsrichtung bewegte und zusammenstürzte (Bild 3).



Bild 3. Gesprengter Sulzbachviadukt.

Während man in den Jahren 1946/47 die Räumung des gesamten Überbaues vorgesehen hatte, wurde später die Hebung und Wiederherstellung des alten Tragwerkes erwogen. Auf Grund eines Gutachtens von Prof. Dr.-Ing. Eiselin ergaben sich folgende Grundlagen: Bei einer Wiederherstellung des alten Überbaues mit einem Gesamtstahlgewicht von 4060 t mußten 1330 t oder 33% erneuert und mindestens 610 t oder 15% des alten Stahls gerichtet werden.

Die alte Konstruktion war ungewöhnlich schwer, und es stand daher fest, daß eine Neukonstruktion wesentlich weniger Stahl erfordern würde. Bei einer wahlweisen Ausschreibung wurde dann u. a. auch ein Entwurf aus neuem Material mit einem Stahlgewicht von rd. 1800 t angeboten, so daß die Wiederherstellung ausschied.

Aus dem Gutachten sowie aus örtlichen Besichtigungen ergab sich, daß ein großer Teil der alten Konstruktion sehr gut erhalten war. Die Verschrottung dieser Teile hätte daher einen volkswirtschaftlichen Verlust bedeutet. Eine eingehende Überprüfung ergab, daß die unbeschädigten Konstruktionsteile ausreichten, um aus ihnen den Überbau der Mainbrücke Wertheim ohne zusätzliches Neumaterial zu erstellen. Nach Überwindung großer Schwierigkeiten konnte der Plan verwirklicht werden, eine große Flußbrücke in kurzer Zeit aus den Trümmern eines zerstörten Viaduktes zu errichten und damit einen Verkehrsnotstand vorzeitig und vollauf befriedigend zu beheben.

Zunächst mußte die Fahrbahnplatte abgebaut werden. Die durch sehr kräftig angeschweißte Flacheisen versteiften Tonnenbleche waren beim Bau mit vorzüglichem Beton verfüllt worden, so daß eine sehr gute Verbundwirkung erzielt wurde. Der Abbau dieses Betons verursachte zunächst große Schwierigkeiten. Mit Preßlufthämmern konnten infolge der Verspannung des Betons in den Flacheisen nur sehr kleine Tagesleistungen erreicht werden. Das mit dem Abbruch beauftragte Unternehmen entschloß sich nach den verschiedenartigen Versuchen zu folgender Abbauweise: Entlang den unterstützenden Längsträgern sowie parallel den Querträgern wurde der Beton in schmalen Streifen herausgebrochen und die Tonnenbleche hierauf durchgebrannt, wodurch jeweils etwa 2,00 × 5,50 m große Plattenstücke abstürzten. Diese wurden später nach Abbau der Konstruktionsteile durch ein schweres Gewicht zertrümmert. Das Verfahren bewährte sich, so daß die Demontage der Stahlkonstruktion durch den Abbau der Fahrbahnplatte nicht behindert war (Bild 4).

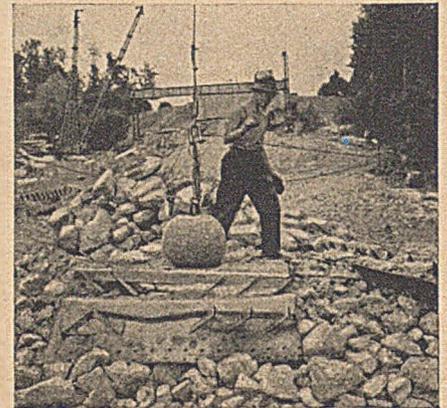


Bild 4. Zertrümmern der Fahrbahnplatte.

Die größtenteils gut erhaltenen sekundären Längsträger aus I 45 wurden sorgfältig ausgebaut, da sie die Querträger der Mainbrücke bilden sollten. Die sehr schweren Querträger, Konsolen und Aussteifungen waren für eine Wiederverwendung an anderer Stelle ungeeignet und wurden abgebrannt und verschrottet.

Infolge der ungünstigen Witterung liefen obige Vorarbeiten verhältnismäßig langsam an, so daß erst Anfang April mit dem Abbau der Hauptträger begonnen werden konnte. Die Stahlbauanstalt hatte die wiederverwendbaren Teile des Tragwerkes inzwischen eingehend untersucht und in den Neubau eingeplant. Die benötigten Teile wurden bezeichnend, zu lösende Stoßverbindungen kenntlich gemacht und Trennschnitte in der Nähe der Schadensstellen festgelegt.

Man war sich von Anfang an darüber im klaren, daß eine einwandfreie Konstruktion weitgehend vom sorgfältigen Abbau des alten Überbaues abhängen würde. Die Nieten in den Stoßverbindungen mußten ohne Beschädigung der tragenden Teile entfernt werden. Da bei der großen Zahl ein Abfräsen oder Abbohren unmöglich war, entschloß man sich für ein Abschmelzen der Nietköpfe mit Hohl-
elektroden. Der Nietkopf wird hierbei durch die Elektrode erhitzt und hierauf nach Erreichen einer bestimmten Erwärmung durch einen Sauerstoffstrom abgeblasen (Bild 5). Dabei bleibt ein dünner Ring

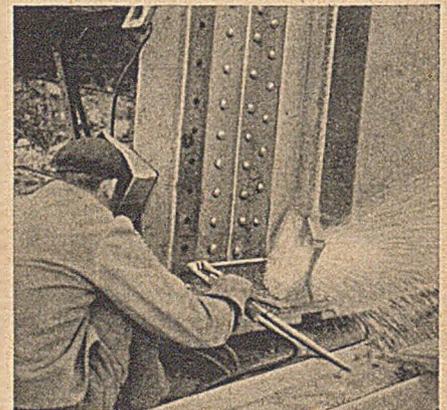


Bild 5. Entnieten des Tragwerkes.

Man war sich von Anfang an darüber im klaren, daß eine einwandfreie Konstruktion weitgehend vom sorgfältigen Abbau des alten Überbaues abhängen würde. Die Nieten in den Stoßverbindungen mußten ohne Beschädigung der tragenden Teile entfernt werden. Da bei der großen Zahl ein Abfräsen oder Abbohren unmöglich war, entschloß man sich für ein Abschmelzen der Nietköpfe mit Hohl-
elektroden. Der Nietkopf wird hierbei durch die Elektrode erhitzt und hierauf nach Erreichen einer bestimmten Erwärmung durch einen Sauerstoffstrom abgeblasen (Bild 5). Dabei bleibt ein dünner Ring

Man war sich von Anfang an darüber im klaren, daß eine einwandfreie Konstruktion weitgehend vom sorgfältigen Abbau des alten Überbaues abhängen würde. Die Nieten in den Stoßverbindungen mußten ohne Beschädigung der tragenden Teile entfernt werden. Da bei der großen Zahl ein Abfräsen oder Abbohren unmöglich war, entschloß man sich für ein Abschmelzen der Nietköpfe mit Hohl-
elektroden. Der Nietkopf wird hierbei durch die Elektrode erhitzt und hierauf nach Erreichen einer bestimmten Erwärmung durch einen Sauerstoffstrom abgeblasen (Bild 5). Dabei bleibt ein dünner Ring

des Kopfes stehen, damit das darunterliegende Blech nicht beschädigt wird. Nach kurzer Einarbeitung an Konstruktionsgliedern untergeordneter Bedeutung hatten sich die eingesetzten Arbeiter die erforderliche Fertigkeit erworben, so daß nur einwandfrei entnietete Teile ausgebaut wurden. An Stellen, bei denen das äußere Blech nicht wiederverwendet werden sollte, konnten die Nietköpfe im üblichen Verfahren mittels Flachbrenner entfernt werden.

Nach Lösen der Universalstöße wurden die Stegblechlängsstöße entnietet und hierauf die halbierten Trägerstücke abgehoben. Ein Portalkran setzte die in der Regel 13,40 m langen und bis zu 14 t schweren Teilstücke auf einen Transportwagen. Dieser lief auf einer Gleisanlage, die entlang der Brücke von Widerlager zu Widerlager verlegt war und eine größte Steigung von 32% aufwies. Die Wagen wurden durch Winden zum westlichen Widerlager gezogen und dort mit einem Derrick entladen (Bild 6).

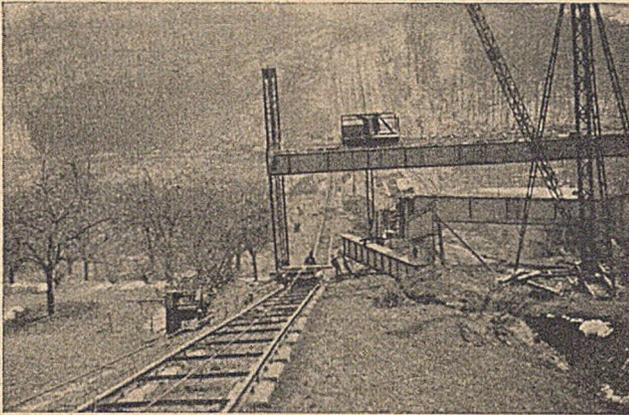


Bild 6. Transport der bis 14 t schweren Teilstücke.

Die Demontage gestaltete sich teilweise sehr schwierig. Brückenteile hatten sich beim Einsturz übereinandergeschoben, so daß in den steilen Hanglagen Gleitgefahr bestand. Außerdem hatten sich Hauptträgerstücke bis zu 4 m in den Boden eingegraben und wurden in den folgenden Jahren durch lehmiges Material eingeschlammmt. Schließlich mußte der aus Altmaterial gefertigte Portalkran infolge der jeweils veränderten Geländeneigung wiederholt umgebaut werden.

Für die Demontage der zur Wiederverwendung vorgesehenen Teile mit einem Gesamtgewicht von 830 t wurden etwa 4 Monate benötigt. Dabei mußten etwa 70 000 Niete mit Hohlleitroden gelöst werden. Im Hinblick auf die örtlichen Erschwernisse und die sorgfältige Arbeit kann der Zeitaufwand als gering bezeichnet werden.

4. Konstruktionsarbeit für die Mainbrücke.

Als die Bereitstellung des Altmaterials Ende 1951 gesichert war, bestand nach den vorausgegangenen Verzögerungen das dringende Bedürfnis, die Brücke noch im Jahre 1952 fertigzustellen und dem Verkehr zu übergeben. Hierdurch wurde ein Ineinandergreifen von Bürobearbeitung, Demontage, Werkstattarbeit und Montage notwendig. Die zeichnerische Durcharbeitung mußte schon begonnen werden, bevor die endgültigen Angaben von der Demontage vorlagen. Dies betraf insbesondere solche Trägerstücke, deren Zustand man zu Anfang nicht einwandfrei ermitteln konnte, weil sie in der Erde eingegraben waren. Aber auch bei anderen Konstruktionsteilen stellten sich nachträglich zusätzliche Schäden heraus. So wurde es notwendig, daß ein Teil der bereits in den Neubau eingeplanten Trägerstücke nachträglich ausgewechselt und an anderer Stelle verwendet werden mußte. Leider konnte von dieser Möglichkeit nicht immer in gewünschtem Umfang Gebrauch gemacht werden, da die Werkstatt-

arbeiten infolge der Vergebung an eine Arbeitsgemeinschaft von zwei Stahlbauanstalten durchgeführt wurden. Hierdurch vergrößerten sich die konstruktiven Schwierigkeiten.

Nicht alle ausgebauten Trägereile konnten infolge örtlicher Schäden in ihrer ganzen Länge wieder verwendet werden, so daß insgesamt 45 Stöße erforderlich wurden, während man bei Verwendung von Neumaterial mit etwa 24 Stößen ausgekommen wäre. Dadurch ergab sich die Notwendigkeit, jeden Träger gesondert durchzubilden. Es erhellte, daß die Konstruktionsarbeit auf das Mehrfache einer Normalausführung anstieg. Trotz des ungewöhnlich großen Umfangs und der Zeitnot, die durch das Ineinandergreifen der Arbeitsgänge bedingt war, wurde die technische Bearbeitung durch die Firma J. Gollnow so rechtzeitig abgeschlossen, daß der Fortschritt der Werkstattarbeit in keinem Abschnitt behindert war.

Die Gurte der Hauptträger bestanden aus Gurtwinkeln $200 \times 200 \times 16$, Halsblechen 300×10 und 2 bis 9 Gurtplatten 700×16 . Zusammen mit dem 16 mm Stegblech bildeten sie damit einen Querschnitt, der für die Mainbrücke zu groß war. Es zeigte sich jedoch, daß die statischen Werte der Träger sehr nahe an die erforderlichen herankommen, wenn man die ursprünglich vorgesehene Rostbrücke mit 3 Hauptträgern nunmehr durch eine Zweiträgerbrücke mit den gleichen Trägerhöhen ersetzt. Der Hauptträgerabstand war durch die alten Unterbauten sowie durch die Länge der ausgebauten I 45, die als Querträger verwendet wurden, in engen Grenzen festgelegt (Bild 7).

Der Querträgerabstand war durch die gegebene Feldteilung bestimmt, da die Querträger an die vorhandenen Aussteifungen angeschlossen werden mußten. Es ergaben sich dabei große Schwierigkeiten, die wiederverwendbaren Hauptträgerstücke so einzuplanen, daß die gegebenen Anschlüsse an beiden Hauptträgern zueinander paßten. Besonders erschwerend wirkte sich dabei die Tatsache aus, daß die neue Brücke schief war und ihre Stützweite nicht im Einklang mit der vorhandenen Feldteilung stand.

Im Gegensatz zu dem ursprünglich vorgesehenen Entwurf hat man auf eine Verbundwirkung zwischen Stahlbetonfahrbahnplatte und Hauptträger aus folgenden Gründen verzichtet:

1. Die Hauptträger bestehen aus St 52 der Jahre 1935/36, so daß eine Schweißung nicht ratsam schien. Sämtliche Dübel hätten daher aufgenietet werden müssen, wodurch zusätzliche Entnietungen erforderlich geworden wären.

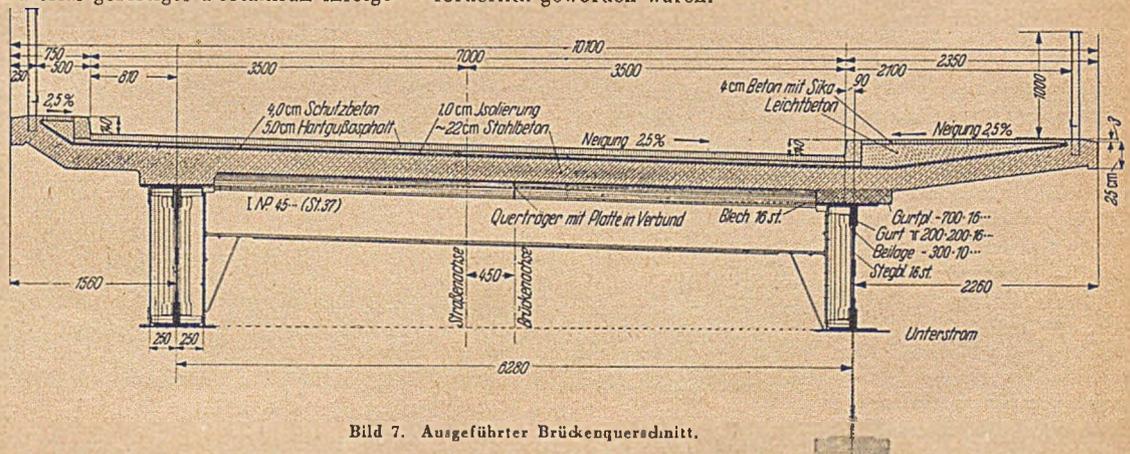


Bild 7. Ausgeführter Brückenquerschnitt.

2. Man war aus konstruktiven Gründen bestrebt, die ursprünglich zusammengehörenden Trägerhälften auch im Neubau wieder zusammen zu verwenden. Damit waren symmetrische Querschnitte gegeben, wodurch der Vorteil einer Verbundbrücke größtenteils verloren gegangen wäre.

3. Die vorhandenen Querschnitte konnten meist die errechneten Momente übernehmen. Auf Teilstrecken mußten zwar zusätzliche Platten aufgenietet werden, welche in der Regel auch bei Einrechnen des Verbundes wenigstens auf einem Gurt erforderlich geworden wären.

4. Bei dem durch die kurzen Termine bedingten Ineinandergreifen von Bürobearbeitung, Demontage und Werkstattarbeit hätte die weit umfangreichere statische Untersuchung der Verbundbrücke zusätzliche Schwierigkeiten und auch Unsicherheiten bewirkt.

Im Gegensatz zu den Hauptträgern wurden die Querträger mit der Fahrbahnplatte in Verbund gesetzt, weil

1. diese aus St 37 bestanden,
2. durch die größere Steifigkeit des Querträgers eine wirtschaftlichere Plattenbewehrung möglich war,
3. die auf die Hauptträger wirkenden Windkräfte einwandfrei in die Fahrbahnplatte übergeleitet werden konnten.

Die Hauptträger des Sulzbachviaduktes waren für den Neubau durchweg zu hoch, so daß die Stegblechhöhe verkleinert werden mußte. Hierfür wurden zwei Lösungen in Erwägung gezogen:

Lösung 1: Man beläßt den vorhandenen Längsstoß im Stegblech, nietet die beiden Gurte ab und vermindert die Steghöhe oben und unten. Hierdurch wird es möglich, die eingerechnete Gradienten genau einzuhalten, und die meist in Gurnähe vorhandenen Stegblechschäden lassen sich ohne Schwierigkeiten beseitigen. Außerdem können die Gurte längs des Stegbleches beliebig verschoben werden, wodurch sich die Erschwernisse beim Anpassen der neuen Stöße vermindern. Schließlich lassen sich verdeckte Schäden besser feststellen, wobei gleichzeitig die beim Einsturz eingetretenen Eigenspannungen weitgehend beseitigt werden. Diesen Vorteilen steht der Umstand entgegen, daß zumindest alle Halsnieten entfernt und wieder geschlagen werden müssen. Auch der Transport der sehr hohen und schweren Trägerstücke bereitet Schwierigkeiten.

Lösung 2: Man läßt die Trägerhälften unverändert und vermindert die Trägerhöhe am Längsstoß. Hierdurch wird die Nietarbeit vermindert. Gleichzeitig muß man aber all die Nachteile in Kauf nehmen, die sich bei Lösung 1 als Vorteil auswirken.

Für Lösung 2 entschied man sich wegen des vermeintlichen Vorteils geringerer Nietarbeit. Bei der Ausführung erwies sich allerdings, daß der größte Teil der Halsniete trotzdem geöffnet werden mußte.

Die größten Schwierigkeiten ergaben sich bei der konstruktiven Bearbeitung dadurch, daß die Gradienten der alten Brücke mit der der Mainbrücke nicht übereinstimmte. Um die neue Überhöhungslinie zu erhalten, mußten an einzelnen Stößen die Trägerstücke geringfügig gegeneinander verdreht werden. Dadurch war es nicht in jedem Falle möglich, allein durch Aufreiben auf den nächsthöheren Nietdurchmesser zentrische Nietlöcher zu erhalten. So mußte die Stoßdeckung teilweise aus zusätzlich ausgebautem Material neu hergestellt werden. Hierdurch entstanden

an den Stößen der Gurtplatten erhebliche Schwierigkeiten. In außergewöhnlichen Fällen mußten in die alten aufgeriebenen Nietlöcher Butzen eingepaßt werden, die in der Hauptspannungsrichtung leicht festgeschweißt wurden. In den aus St 37 bestehenden Steifen dagegen konnten die nicht passenden Nietlöcher zugeschweißt werden.

Au Stellen, an denen der Träger mit verkleinerter Stegblechhöhe zur Aufnahme der Momente nicht ausreichte, mußten zusätzlich Gurtplatten aufgenietet werden. Durch die über das ganze Bauwerk gleichbleibende, sehr genau ausgeführte Nietteilung konnte dies ohne große Erschwernisse bewerkstelligt werden. Es ließen sich auch dort einwandfreie Verhältnisse erreichen, wo insgesamt 9 Gurtplatten angeordnet werden mußten. Durch Nietschliffe überzeugte man sich davon, daß der Schaft das aufgebohrte Nietloch satt ausfüllte. Erwähnt sei noch, daß durch das Aufreiben auf den nächsthöheren Nietdurchmesser etwas zu kleine Abstände in Kauf genommen werden mußten.

Da der Trägeruntergurt mit einem gleichbleibenden, sehr großen Krümmungsradius von Widerlager zu Widerlager geführt wird, ist die nahezu geradlinige Führung zwischen den einzelnen Stößen unerheblich und kann infolge der Gurtplattenabstufungen nicht wahrgenommen werden. Im Obergurt mit den wesentlich kleineren und wechselnden Krümmungsradien tritt die nahezu polygonale Führung zwischen den einzelnen Stößen durch die aufgelegte Stahlbetonfahrbahnplatte nicht in Erscheinung.

5. Montage der Brücke.

Als rund ein Drittel der Konstruktion in den Werkstätten fertiggestellt war, wurde mit der Montage vom rechten Widerlager aus begonnen und die kleine rechtsufrige Vorlandöffnung mit Hilfe eines stählernen Joches montiert. Über den Vorlandpfeiler hinaus baute man zunächst frei vor und erstellte dann am Flußufer eine stählerne Behelfsstütze. Von hier aus konnte dann die Mittelöffnung im Freivorbau mit einem Schwimmkran montiert werden.

Während sich die Montage der beiden ersten Stützen verhältnismäßig einfach und ohne besondere Maßnahmen bewerkstelligen ließ, erforderte die Überbrückung des linken Seitenfeldes eine eingehende Untersuchung der einzelnen Bauzustände. Da die Schiffsfahrtsöffnung unter diesem Feld liegt und der Fluß in einer Krümmung verläuft, hätte die Erstellung einer Behelfsstütze zu einer Behinderung der Schifffahrt geführt und wäre deshalb auf Widerstände gestoßen. Man entschloß sich deshalb zum Freivorbau unter Verwendung eines behelfsmäßig erstellten Schwimmkrans (Bild 8).

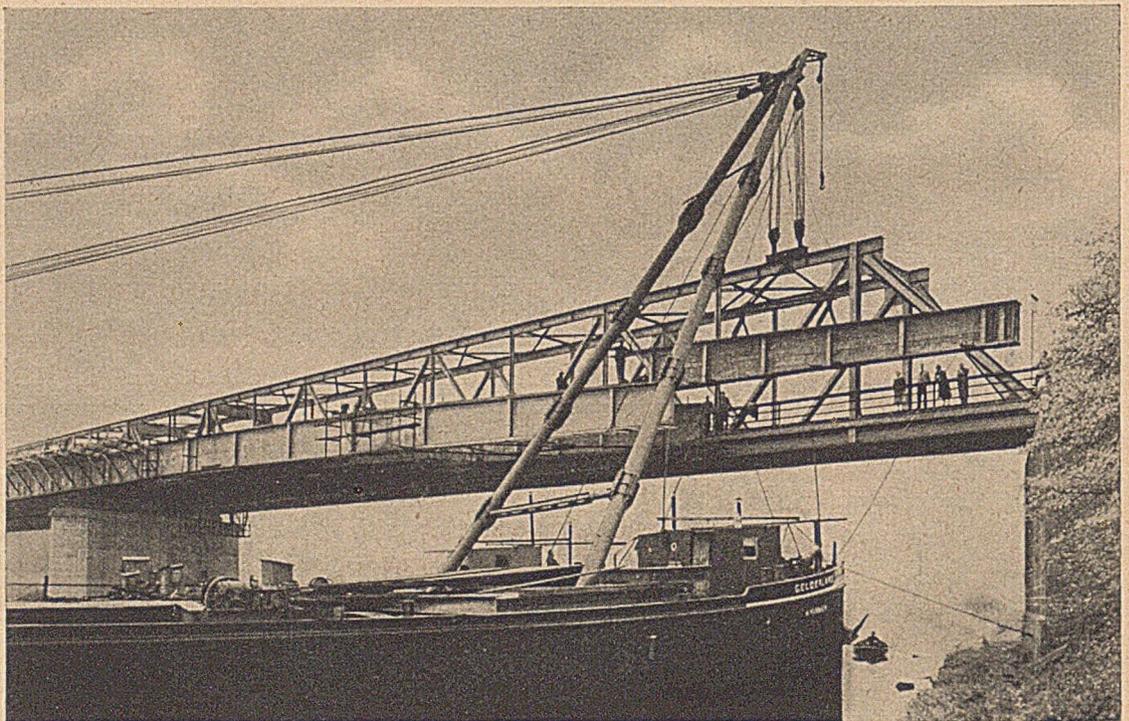


Bild 8. Einbau des Schlussstückes.

Das ungünstige Stützweitenverhältnis 40—69—69 m erschwerte die Anordnung, da die großen Widerstandsmomente und damit die großen Gewichte im Außenfeld vorhanden waren. Die Beanspruchungen aus dem Kragmoment waren daher beachtlich. Außerdem traten im Tragwerk große Torsionsbeanspruchungen auf, da die bis zu 33 t schweren Montagestücke einzeln vorgebaut werden mußten. Die Querschnitte im Bereich des Momentennullpunktes der Außenöffnung wurden daher während des Freivorbauens behelfsmäßig verstärkt und außer dem montagebedingten Horizontalverband zusätzlich Querverbände eingebaut.

Die Montage wurde durch die unmittelbar danebenliegende Bahnbrücke sehr erschwert, da die Bundesbahn Vorbauarbeiten aus Sicherheitsgründen nur während der Zugpausen gestattete. In diesen, maximal 2½ Stunden dauernden Zeiträumen wurden die bis zu 17 m langen und bis zu 33 t schweren Trägerstücke eingebaut.

Der schwierige Freivorbau über die Schiffsfahrtsöffnung wurde ohne Zwischenfälle bewerkstelligt. Die elastischen Verwindungen des Trag-

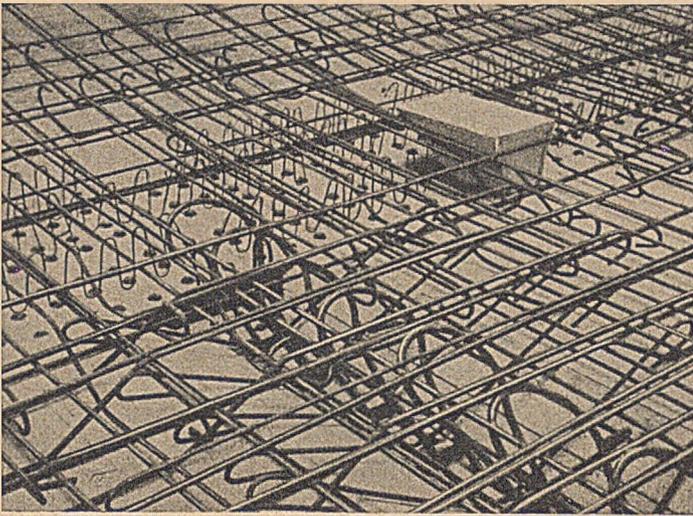


Bild 9. Bewehrung der Fahrbahnplatte.

werkes bei unsymmetrischer Belastung gingen jeweils nach Lastausgleich vollkommen zurück.

Mit einem Freivorbau von 68 m Länge dürfte bei diesen verhältnismäßig niedrigen und weichen Hauptträgern die Grenze erreicht sein, wenn berücksichtigt wird, daß das Tragwerk infolge der unsymmetrischen Vorbauweise durch große Torsionsmomente beansprucht wird. Die Verformung während des Freivorbauens betrug 1,40 m gegenüber der Sollage.

6. Herstellung der Fahrbahn.

Die Haupttragwirkung der Stahlbetonfahrbahnplatte wurde über die Verbundquerträger in Brückenlängsrichtung gewählt. Unter Be-

rücksichtigung der elastischen Nachgiebigkeit der Querträger ergab sich bei einer Stützweite von 2,90 m eine Plattenstärke von 22 cm. Die große Fahrbahnausladung über die beiden Hauptträger erforderte eine starke Querbewehrung, wodurch der Stahlbedarf etwas über die Durchschnittswerte zu liegen kam (Bild 9).

Da das Tragwerk verhältnismäßig weich ist, wurde die Fahrbahnplatte in Abschnitten betoniert und dabei zuerst die Teile im Bereich der positiven Momente eingebracht. Auf die Anordnung von Dehnungsfugen verzichtete man, da diese infolge der durch die Nietköpfe bedingten Verdübelung nicht wirksam werden können. Die Gesimsköpfe wurden nachträglich betoniert, um eine einwandfrei geschwungene Linie der Konsole zu erhalten.

Beiderseits der Brücke schließen gleichsinnige enge Krümmungen an. Man hat deshalb der Fahrbahn auf der ganzen Brückenlänge ein einseitiges Quergefälle von 2,5% gegeben. Die Stahlbetonfahrbahnplatte wurde auf der gesamten Breite durch eine vollaufgeklebte, an den Stößen quellgeschweißte Oppanoldichtung geschützt. Als Fahrbahnbelag hat man eine zweilagige Hartgußasphaltdecke auf einem 5 cm starken Schutzbeton gewählt.

7. Zusammenfassung.

Der stählerne Überbau wurde in 2 Monaten montiert. Nach insgesamt 7 Monaten konnte das Bauwerk dem Verkehr übergeben werden. Wenn man berücksichtigt, daß hiervon 3 Monate in einen strengen Winter fielen, so muß die Bauzeit als sehr kurz bezeichnet werden. Die Arbeiten wurden ohne Unfall beendet.

Infolge der Verwendung von Altstahl erforderten Entwurf und Bauausführung erhöhte Umsicht und Verantwortungsbewußtsein von Ingenieur und Arbeiter. Die aufgetretenen Schwierigkeiten konnten dank der verständnisvollen Zusammenarbeit aller am Bau Beteiligten gelöst werden. Aus Altstahl ist damit ein vollwertiges neues Bauwerk entstanden.

Vermischtes

Geheimrat Gustav Meyer 85 Jahre.

Am 28. Mai 1953 vollendet der Geheime Oberbaurat und Ministerialrat i. R. Dr.-Ing. E. h. Gustav Meyer sein 85. Lebensjahr.

Allen höheren technischen Verwaltungsbeamten älterer Jahrgänge der ehemaligen Reichswasserstraßenverwaltung ist er als ihr langjähriger Personalreferent im Reichsverkehrsministerium eine wohl-bekanntere Persönlichkeit. Auch einer größeren Zahl jüngerer Fachgenossen wird er aus seiner Tätigkeit als Leiter des einstigen Technischen Oberprüfungsamts in der Abteilung für Wasser- und Straßenbau in guter Erinnerung sein. Mit besonderer Freude aber und allen guten Wünschen werden von diesem Ehrentage die zahlreichen Bekannten, Freunde und Verehrer Kenntnis nehmen, die ihm in seinem Hauptwirkungsbereich, der Fürsorge für die Seeschifffahrt, persönlich nähergekommen sind.

Hervorgegangen aus der Preußischen Wasserbauverwaltung, der er bis zum Übergang der Wasserstraßen der Länder auf das Reich angehörte, kann er auf eine an Erfolgen reiche Amtstätigkeit zurückblicken. Ihr Schwerpunkt lag im Seewasserbau und im Seezeichenwesen, dem seine Lebensarbeit gewidmet sein sollte. Von den unter seiner unmittelbaren Leitung erstandenen Bauten sind besonders hervorzuheben eine Anzahl bedeutender und mustergültiger Leuchtfeueranlagen an der Westküste Schleswig-Holsteins sowie die Hafenanlagen und damals größten Schleusen der Welt an der Mündung des Kaiser-Wilhelm-Kanals in die Elbe bei Brunsbüttelkoog.

Im Jahre 1914 wird er Referent für das Seezeichenwesen und Vortragender Rat im Preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten mit späterer Verleihung des Titels Geheimer Oberbaurat. Nach Verreichlichung der Seezeichen im Jahre 1921 tritt er in den Reichsdienst und wird als Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium, dem er bis zum Eintritt in den Ruhestand angehört, mit der gleichen Aufgabe betraut. Ihre Erfüllung erfordert jedoch unter Ausdehnung auf das gesamte deutsche See- und Küstengebiet und unter Einschuß der Reichsaufsicht über das gesamte Seezeichenwesen wesentlich erweiterte Verantwortung. Von nun an ist er maßgebend an zwischenstaatlichen Zusammenkünften der Seezeicheningenieur aller Länder, insbesondere an Beratungen über die zwischenstaatliche Vereinheitlichung des Seezeichenwesens und über die Einführung der drahtlosen Welle in den Seezeichendienst, beteiligt. Die Errichtung der Funkfeuer an der deutschen Küste zur Erhöhung der Schiffssicherheit bei Nebel und der Abschluß eines zwischenstaatlichen

Abkommens über einen einheitlichen Sendeplan der Funkfeuer der Ost- und Nordsee sind sein Werk. So wird sein Name nicht nur in weiten deutschen Schifffahrtskreisen, sondern auch über die deutschen Grenzen hinaus rühmlich bekannt. In Anerkennung seiner Verdienste auf wichtigen Gebieten der Baukunst verleiht ihm die Technische Hochschule Charlottenburg die Würde eines Doktoringenieurs Ehren halber.

Auch nach Übertritt in den Ruhestand bringt er seinem liebge- wonnenen Arbeitsgebiet weiter rege Anteilnahme entgegen, betätigt sich insbesondere noch auf der in Berlin stattfindenden „Zwischen- staatlichen Seezeichentagung 1937“ mit altgewohnter Tatkraft und Hingabe als Leiter der Sitzungen in der Abteilung „Funksignal- wesen“.

Bei Ende des Krieges zieht sich Geheimrat Meyer aus der Groß- stadt zurück und verbringt seitdem den Ruhestand in seiner engeren Heimat in Gemeinschaft mit seiner treu sorgenden Gattin.

Mögen dem hochverdienten Beamten und auch als Mensch allseitig geschätzten Jubilar noch viele Jahre in körperlicher Rüstigkeit und geistiger Frische beschieden sein!

Illing.

Verleihung des VDI-Ehrenzeichens an Otto Graf und Fritz Leonhardt.

Prof. Dr.-Ing. E. h. Otto Graf erhielt das Ehrenzeichen für seine Verdienste als hervorragender Forscher auf dem Gebiet der Materialprüfung im Bauwesen, als Verfasser richtungweisender Veröffentlichungen und als verdienstvoller, allseitig geschätzter Hochschul- lehrer.

Die Auszeichnung wurde Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, dem mathematisch und konstruktiv hervorragend be- gabten Ingenieur und Gestalter formschöner und leichter Brücken, für seine Arbeiten als Forscher und Verfechter neuer Gedanken im Stahlhochbau verliehen.

100-Jahrfeier der Bauschule Siegen.

Die Bauschule Siegen i. Westf. begeht vom 8. bis 10. 6. 1953 die Feier ihres 100jährigen Bestehens. Alle Absolventen der Schule werden gebeten, ihre Anschrift und den Zeitpunkt ihres Schul- besuches umgehend dem Direktor mitzuteilen.

Der Umbau der Brooklyn-Brücke in New York.

(Unter Verwendung eines Aufsatzes des amerikanischen Brückenbauers Dr. Steinman sowie nach eigenen Eindrücken von einer Studienreise im Sommer 1952.)

Die im Jahre 1883 nach 13jähriger Bauzeit vollendete Brooklyn-Brücke — die erste Hängebrücke, bei der Stahlkabel verwendet wurden — war in der damaligen Zeit unzweifelhaft eine geniale Ingenieurleistung (Bild 1). Darüber hinaus ist sie bis auf den heutigen Tag eine der schönsten Brücken New Yorks geblieben. Ihre Erbauer waren der aus Deutschland ausgewanderte J. A. Roebling und sein Sohn. Während ersterer schon bei den vorbereitenden Arbeiten im Jahre 1869 einen Unfall auf der Baustelle erlitt, an dessen Folgen er starb, konnte sein Sohn das Werk vollenden. Er zog sich jedoch beim Bau der Brücke durch zu langen Aufenthalt in den hölzernen Senkkästen die sogenannte „Caisson-Krankheit“ zu, die seine frühe Lähmung und Paralyse zur Folge hatte (gestorben 1926).

Die Brücke hat eine Spannweite von 486,6 m und eine Gesamtlänge von 1060 m (Bild 2). Sie besaß bis 1951 6 Versteifungsträger, jedoch nur 4 Hängegurte (Bild 3). Zwei innere Versteifungsträger waren nicht aufgehängt, sie konnten deshalb lediglich als lastverteilende Längsträger angesehen werden. Jedenfalls war es sehr zweifelhaft, in welchem Umfange diese Träger sich an der Aufnahme der Bewegenden Last beteiligten und wie sie bei der statischen Berechnung zu bewerten waren. Die Brücke hatte zunächst nur eine Fahrspur in jeder Richtung und außerdem 4 Gleise. Durch den Ausbau der beiden Straßenbahngleise im Jahre 1944 konnten 2 weitere Spuren für den Fahrverkehr gewonnen werden. Eine zweigleisige Vorortbahn verkehrte noch bis zum Jahre 1950. Der hochgelegene Fußsteig in Brückenmitte erfreut sich wegen der schönen Aussicht besonderer Beliebtheit bei der New Yorker Bevölkerung; er wurde deshalb auch beim Umbau der Brücke beibehalten.

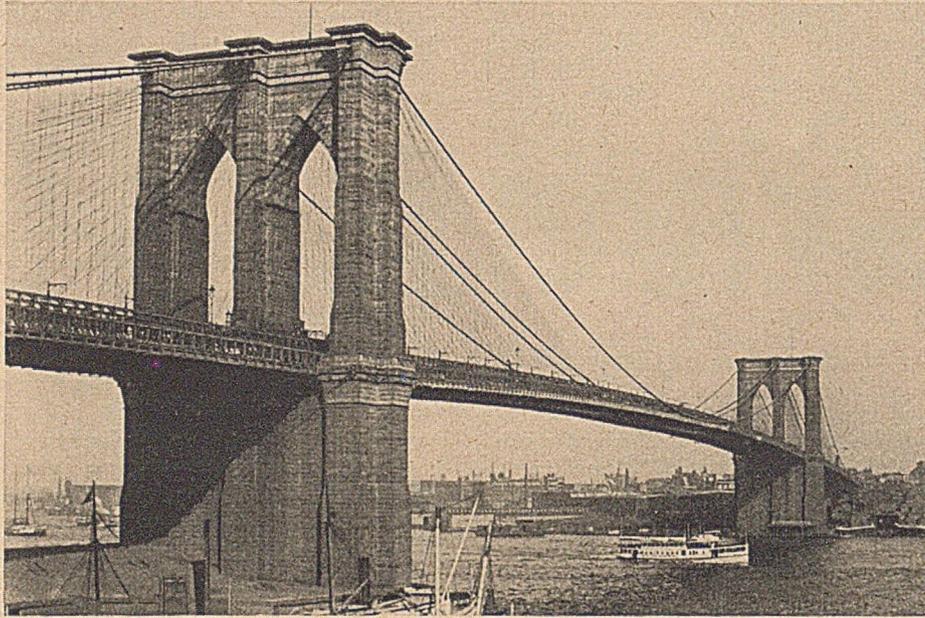


Bild 1. Ansicht der Brücke vor dem Umbau, von Manhattan aus gesehen.

verkehr nunmehr 6 Spuren zu schaffen, jedoch wird die Brücke nach dem Umbau nur eine beschränkte Tragfähigkeit besitzen. Alle charakteristischen Merkmale des Bauwerkes, wie die monumentalen Türme (Pylonen) mit ihren gotischen Torbögen und die leicht geschwungene Führung der Versteifungsträger in der Flußöffnung, wurden bei dem neuen Entwurf beibehalten. Insbesondere wurde an der Art der Aufhängung nichts geändert. Roebling hatte schon in genialer Voraussicht bei diesem Bauwerk außer senkrechten Hängern auch

Schrägseile verwandt in der gleichen Art, wie sie jetzt bei vielen (auch neueren) Hängebrücken nachträglich zur Erhöhung der Windstabilität eingebaut werden. Zur Erzielung einer möglichst großen Tragfähigkeit mußten vor allen Dingen die Versteifungsträger, die als Rautenfachwerke ausgebildet sind, umgebaut werden. Die nicht aufgehängten mittleren Versteifungsträger wurden entfernt, und die äußeren seither 2,67 m hohen Träger erhielten durch Aufstockung die gleiche Höhe wie die 5,20 m hohen Innenträger. Durch diese Maßnahme war es möglich, 2 Fahrbahnen von je 9 m, also insgesamt

6 Fahrspuren, zu schaffen (Bild 4). Mit der Aufstockung wurde erreicht, daß die seither nur etwa 10% zur senkrechten Aussteifung der Brücke beitragenden äußeren Versteifungsurte nunmehr 50% tragen. Die beim Abbrennen der nicht aufgehängten Mittelträger gewonnenen oberen Gurtungen konnten als neue dritte Gurtung der Außenträger verwendet werden. Zwischen den beiden oberen Gurtungen wurde durch Einbau von Diagonalen ein Rautenfachwerk geschaffen, dessen Augenstäbe mittels Spannschlössern unter Verwendung genauer Spannungsmesser angespannt wurden. Obgleich die nicht aufgehängten Träger in bezug auf das gesamte System nur eine geringe Bedeutung hatten, trugen sie doch wesentlich zur örtlichen Verteilung schwerer Radlasten bei. Nach ihrem Fortfall wurde daher, um die Fahrbahnträger vor Überlastung zu schützen, ein neuer

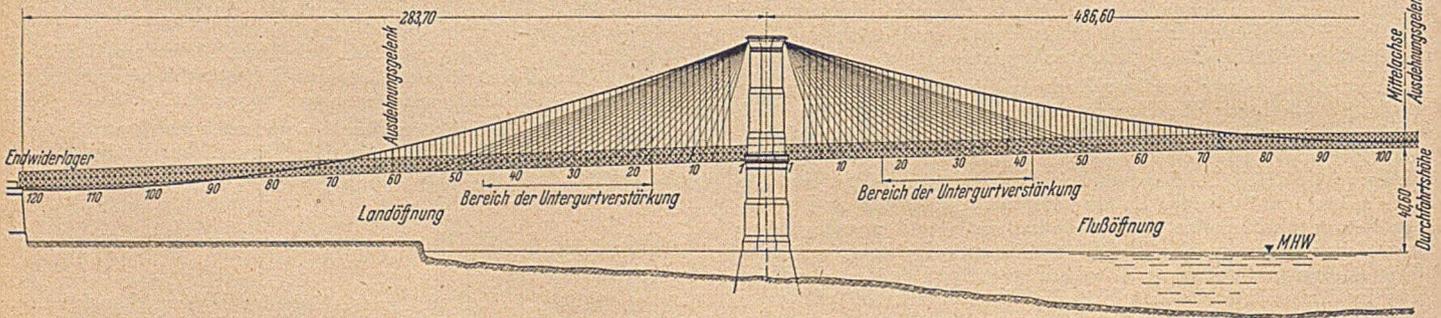


Bild 2. Längsschnitt einer Brückenhälfte.

Bereits im Jahre 1903, also noch vor dem Aufkommen des Autos, konnte die Brücke kaum den Verkehr bewältigen, aber erst im Jahre 1934 erzwang man ernsthaft den Umbau. Dr. Steinman stellte damals einen Entwurf auf, der unter Verwendung von Aluminium in doppelstöckiger Anordnung statt der vorhandenen 2 Fahrspuren 12 Spuren geschaffen hätte, ohne das Eigengewicht des Bauwerkes zu vergrößern. Dieser Plan konnte jedoch nicht verwirklicht werden, weil man die hohen Baukosten von 6,25 Mio Dollar scheute.

Erst 1951 wurde der Umbau, da mittlerweile die Verkehrsverhältnisse auf der Brücke untragbar geworden waren, nach anderen Plänen Dr. Steinmans in Angriff genommen, die die alte Konstruktion unter Verwendung von Stahl weitgehend beibehalten. Da mittlerweile der Aluminiumpreis auf mehr als das Doppelte angestiegen war, mußte der ursprüngliche Plan fallen. Es gelang zwar, für den Fahr-

längslaufender Verteilungsträger unterhalb der Fahrbahn eingebaut. Einzelheiten der Ausführung.

1. Fahrbahnplatte.

Die Brücke hatte ursprünglich eine leichte Fahrbahn aus Holzbohlen, die später jedoch durch Holzpflaster ersetzt wurden. Dieses konnte aber der Beanspruchung durch den riesigen Verkehr nicht standhalten, weil die Wagen wegen der Enge der Fahrbahn nur hintereinander fahren konnten. Da beim Umbau das ursprüngliche Eigengewicht der Brücke nicht wesentlich überschritten werden durfte, mußte eine leichte Fahrbahn gewählt werden. Die Verwendung einer normalen Stahlbetonplatte war wegen des hohen Gewichtes ausgeschlossen. Seitens der Unterhaltungsabteilung des Brückenbauamtes der Stadt New York wurde für die Flußöffnung zunächst

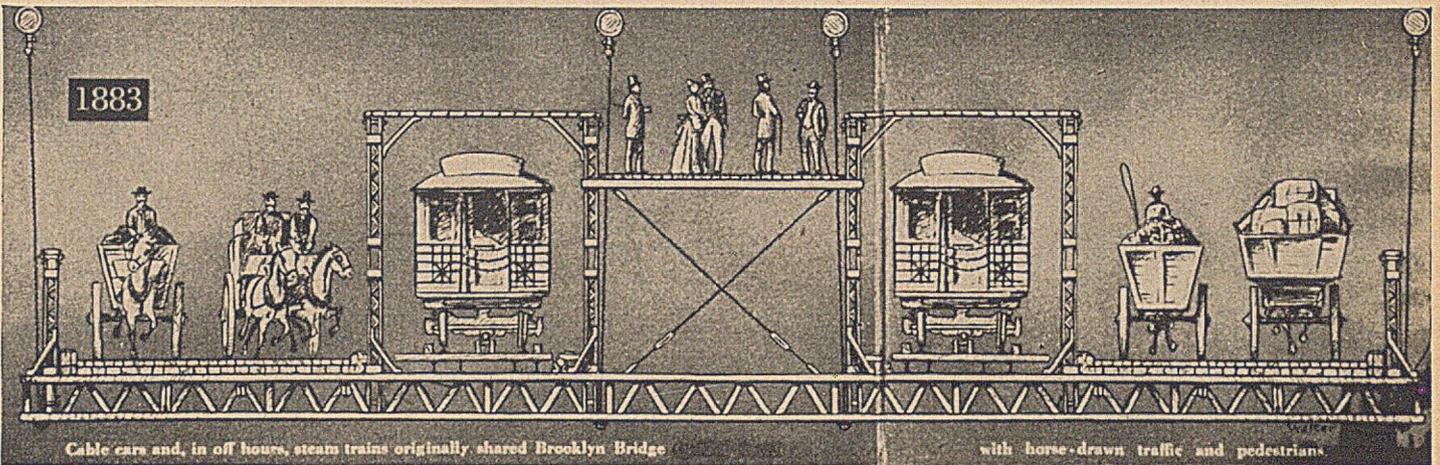


Bild 3. Alter Querschnitt durch die Brücke. Neben der Vorortbahn wurde später noch jeweils ein Straßenbahngleis gelegt.

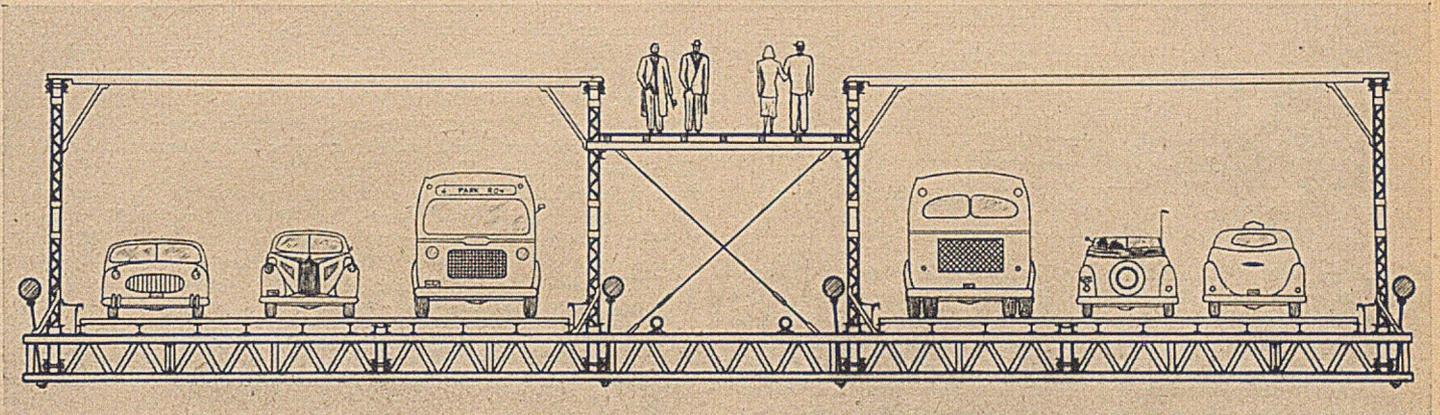


Bild 4. Neuer Brücken-Querschnitt. $2 \times 9,0$ m Fahrbahn = 6 Fahrspuren.

ein offener Stahlrost vorgeschlagen, da diese Ausführung die Schneebeseitigung und das Streuen überflüssig gemacht hätte. Die Seitenöffnungen sollten hingegen eine massive Platte erhalten, weil sich dort unter der Brücke Straßen, Bürgersteige, offene Docks und Industrieanlagen befinden, die durch herunterfallende Gegenstände gefährdet wären oder verschmutzen würden. Die Anordnung verschiedener schwerer Fahrbahnen in beiden Öffnungen hätte zur Folge gehabt, daß der von dem Kabel auf die Türme ausgeübte Zug sehr unausgeglichen wäre. Zwar sind an den Umlenkstellen stärkere Rollenlager eingebaut. Diese haben jedoch noch nie richtig gewirkt, vielmehr rutschte oft das Kabel ruckartig im Sattel. Hierdurch war die Öffentlichkeit stark beunruhigt, obgleich eigentlich hierzu kein Anlaß war, denn durch den Ruck wurden die ungleichen Spannungen gelöst. Die gemauerten Türme ruhen auf einem Senkkasten, dessen Glocke aus Holz besteht. Die elastische Zusammendrückbarkeit des hölzernen Polsters erlaubt dem Turm, weitgehend

dem ungleichen Kabelzug zu folgen, so daß bisher noch keine Zugrisse im Mauerwerk auftraten. Genaue Vermessungen ergaben, daß sich die Türme tatsächlich wie Pendelsäulen verformen und nicht wie eingespannte Träger; die Biegelinie ist also eine Gerade, keine Kurve. Es ist einleuchtend, daß man beim Umbau der Brücke selbstverständlich nichts unternahm, was die Unausgeglichenheit des Kabelzuges noch vergrößert hätte. Daher kam nur eine gleiche Ausbildung der Fahrbahnplatte in der Fluß- und Landöffnung in Frage. Man erwog zunächst die Verwendung von Netzen unter den Landöffnungen, sodann als zweite Lösung die Anordnung von Blechen, deren Gewicht durch künstlichen Ballast in der Mittelöffnung ausgeglichen werden sollte. Schließlich wählte man eine geschlossene Decke des leichtestmöglichen Typs: einen einbetonierten Rost aus 7,6 cm hohen I-Trägern (USS-Trägerrost), der mit eingelegten Blechplatten nach unten abgeschlossen ist (Bild 5). Diese Bleche sind stark nach oben gewölbt und verringern das Volumen des Betons auf ein Minimum. Die Vergrößerung des Fahrbahn-Eigengewichts hatte zur Folge, daß mit geringeren Verkehrslasten, als ursprünglich beabsichtigt, gerechnet werden mußte. Statt mit einer Flächenlast von 40 pd/sqft (= etwa 195 kg/m²) wurde nur mit 25 pd/sqft (= etwa 121 kg/m²) gerechnet. Dies bedingte die Beschränkung auf den Personenwagenverkehr, also die Fernhaltung größerer Lasten. Einzelne größere Fahrzeuge (Feuerwehrwagen und Reparaturfahrzeuge) dürfen allerdings die Brücke überqueren, denn sowohl der Fahrbahnrost wie auch die Querträger sind in der Lage, drei nebeneinander stehende Lastkraftwagen mit je 17 t Gewicht zu tragen.

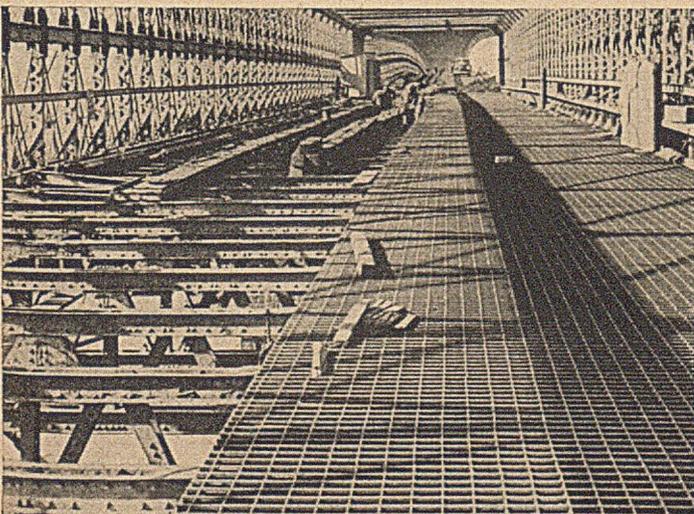


Bild 5. Einbau des Fahrbahnrostes.

2. Verstärkung der äußeren Versteifungsträger.

Die Versteifungsträger sind durch die Türme hindurchgeführt und dort gegen jede Bewegung festgelegt. Mit den Landwiderlagern sind sie durch Bolzgelenke verbunden. Sowohl in der Mitte der Land- wie auch der Flußöffnungen sind längsbewegliche Gelenkverbindungen angeordnet, die nur Querkräfte übertragen, so daß der ganze Versteifungsträger somit 5 Gelenke besitzt, wenn man die Auflagergelenke mitzählt. Die Mittelgelenke ergeben sich aus der Wahl der Aufhängung durch Schrägseile, die von den Spitzen der Türme fächerartig zu dem Untergurt der Versteifungsträger verlaufen. Die Träger stellen doppelte Rautenfachwerke dar und sind daher hochgradig statisch unbestimmt. Ihre einzelnen Glieder sind als Augen-

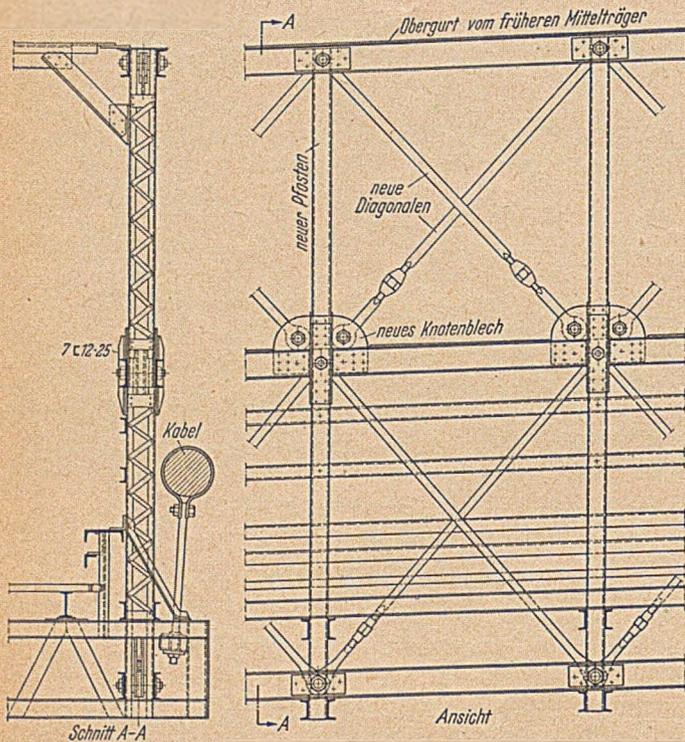


Bild 6. Aufstockung des äußeren Versteifungsträgers.

stäbe ausgebildet. Die Spannung der Druckstäbe kann mittels Spannschlössern geregelt werden (Bild 6). Die genaue rechnerische Spannungsermittlung brachte außerordentlich hohe Werte in den Untergeräten im Bereich der Schrägseile. Diese Spannungen ergaben sich durch Überlagerungen der durch die Schrägseile erzeugten Druckkräfte und Druckspannungen mit denen aus der normalen Balkenwirkung der Versteifungsträger. Da die Werte 2100 kg/cm^2 überschritten (offenbar Fließgrenze des Materials), mußte man sich zur Verstärkung der Gurte zwischen den Punkten 17 und 45 der Landöffnungen und 17 und 42 der Flußöffnung entschließen. Die Verstärkung wurde vorgenommen, als beim Ausbau der Fahrbahnplatte das Tragwerk weitgehend entlastet war.

3. Längsträger.

Die Fahrbahnträger mußten erneuert werden, um den neuen Fahrbahnrost aufnehmen zu können. Auch die früheren Gleisträger im Bereich der Straßenbahn, die man zunächst beibehalten wollte, mußten wegen starker Anrostung ausgewechselt werden. Im Bereich der senkrechten Aufhängung erhielten die Träger längsbewegliche Anschlüsse, während alle Verbindungen im Bereich der Schrägseile fest sind, damit der gesamte Fahrbahnrost gegen die von den Seilen ausgeübten Druckkräfte versteifend wirken kann.

4. Querträger.

Eine Verstärkung oder Auswechslung der Querträger war glücklicherweise nicht notwendig. Jedoch mußte in den drei, den Mittelgelenken benachbarten Feldern zur Entlastung der Anschlüsse am Ende der Querträger noch ein zweiter Verteilungsträger eingebaut werden.

5. Neue Querverbände.

Der Ausbau der mittleren Versteifungsträger und die Aufstockung der äußeren Versteifungsträger machten neue Querverbände erforderlich, die sich zwischen den Obergurten über die Fahrbahn hinweg spannen und hauptsächlich zur Knickhaltung der Gurte dienen. Man beschränkte sich auf eine rahmenartige Aussteifung an jedem zweiten Pfosten ohne diagonale Verstrebungen. Im Bereich der Türme wurden die Rahmenriegel so stark ausgebildet, daß sie imstande sind, den Fußweg zu tragen, der hier seitlich um die Türme herumführt.

6. Wiederherstellung der Promenade.

Die frühere Konstruktion aus Holzbohlen mußte beibehalten werden, jedoch verwandte man beim Neubau Holz, das zur Feuerverhütung und Erhöhung der Haltbarkeit mit Mineralsalzen getränkt war. Unter der Promenade wurde ein leichter Laufsteg eingebaut, der zur Überwachung dient und bei Instandsetzungen die Möglichkeit zur Lagerung von Baustoffen gibt.

7. Niete und Schweißen.

Zunächst war seitens des Brückenbauamtes Vernietung aller neuen Anschlußstellen vorgesehen. Es stellte sich jedoch beim Arbeiten

heraus, daß das Stahlmaterial eine außerordentliche Härte aufwies, so daß der Verschleiß an Bohrern ungewöhnlich groß war. Auf Vorschlag des Unternehmers entschloß man sich daher, teilweise zu schweißen. Bekanntlich sind die amerikanischen Ingenieure in der Anwendung der Schweißverbindung noch sehr zurückhaltend. Bei den wichtigsten Stellen der neuen Konstruktion (Umbau der Versteifungsträger und Verstärkung der Gurte) konnte man sich daher nicht zum Schweißen entschließen.

8. Eigengewicht der Brücke.

Das Eigengewicht ist gegenüber früher durch die Verstärkungen und die neue Fahrbahnplatte insgesamt um $4,2\%$ größer geworden.

Es entfielen (in pd/sqft):

	vor dem Umbau	nach dem Umbau
auf jedes äußere Kabel	2220	2400
auf jedes innere Kabel	2500	2520
Gesamte Brücke	9440	9840 (= $14,5 \text{ t/lfm}$).

Die äußeren Kabel erhalten nunmehr eine Mehrbelastung von $8,1\%$, die inneren dagegen lediglich knapp 1% .

9. Bauvorgang.

Beim Abbau und Wiederaufbau mußte große Rücksicht darauf genommen werden, daß der Kabelzug in der Land- und Flußöffnung nicht zu ungleich wurde. Genaue statische Ermittlungen mit Hilfe von Einflußlinien unterstützten das Vorgehen. Zunächst wurde die südliche Fahrbahn umgebaut und während dieser Zeit der Verkehr einbahnig auf der nördlichen Seite aufrechterhalten. Morgens durfte der Strom der Fahrzeuge nur in Richtung Manhattan fahren und abends in Richtung Brooklyn, also aus der Stadt heraus. Die südliche Fahrbahn konnte im Mai 1951 bereits dem Verkehr übergeben werden, während die nördliche erst nach dem Umbau der Rampen in Betrieb genommen werden kann. Der Auftrag für die sehr umfangreichen Arbeiten an den neuen Auffahrten wurde erst 1952 erteilt. Daher verzögert sich die volle Inbetriebnahme der Brücke etwa bis zum Ende des Jahres 1953. Interessant ist, daß man zur Sicherheit und Bequemlichkeit der Kraftfahrer auf der 1 km langen Brücke einen Notruf und Feuermelder eingebaut hat. Außerdem erhält die Brücke zum Feuerschutz direkte Schlauchleitungen, die durch Spritzen von der Straße aus und auch durch Feuerboote bedient werden können.

Bei der Wiederherstellung mußten die einer Privatgesellschaft gehörenden Rohrpostleitungen, die früher auf der Brücke lagen, ausgebaut werden. Die Gesellschaft konnte sich jedoch nicht dazu entschließen, die Leitungen auf eigene Kosten neu zu verlegen.

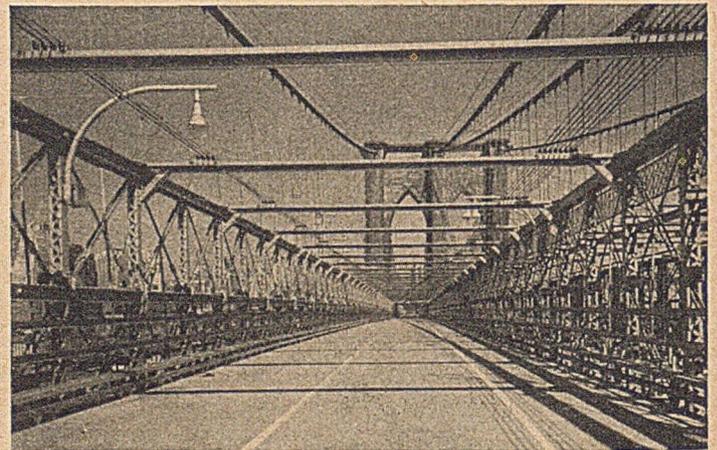


Bild 7. Blick auf die fertiggestellte nördliche Fahrbahn. Links im Bild der aufgestockte äußere Versteifungsträger. Über der Fahrbahn die neuen Verbände.

10. Kosten.

Die Kosten der Arbeiten für den Umbau der Hängebrücke beliefen sich auf $3\,325\,000$ Dollar. Eine völlige Auswechslung der ganzen hängenden Konstruktion unter Beibehaltung der Türme, Widerlager und Kabel hätte etwa $8\,000\,000$ Dollar erfordert. Für die neuen Brückenrampen in Manhattan und Brooklyn wird eine Summe von etwa $3,6$ Mio Dollar benötigt.

Schlußwort.

Dr. Steinman hat beim Umbau der Brücke, wie vorstehende Ausführungen zeigen, größten Wert darauf gelegt, das Bild der Brücke als Wahrzeichen der Stadt in seiner bisherigen berühmten Gestalt unangetastet zu lassen. Dies ist ihm vollauf gelungen.

Dipl.-Ing. H. W. Heusel.

Neuartige Windkraftanlage*).

In England hat man zu Versuchszwecken eine neuartige Windkraftanlage mit einer Leistung von 100 kW errichtet. Die Bauart, mit welcher zuerst Andreau in Frankreich Versuche angestellt hat, ist eine sogenannte Unterdruck-Anlage. Hierbei wird ein Hohlpropeller mit Öffnungen an den Flügelenden verwendet, aus denen durch die Fliehkraft Luft entweicht, wodurch in dem hohlen Turm ein Unterdruck erzeugt wird. Die dadurch entstehende Luftströmung treibt eine im unteren Teil des Turmes angeordnete Turbine an, die mit einem Generator unmittelbar gekoppelt ist. Kennzeichnend ist die Tatsache, daß zwischen dem Windrad und der Turbine keine mechanische Verbindung besteht. Obwohl der Wirkungsgrad einer solchen Bauart geringer ist als bei den sonst üblichen Systemen, hat man diese Art wegen der physikalischen und mechanischen Vorteile gewählt, von denen man annimmt, daß sie mit wachsender Größe noch stärker zur Geltung kommen.

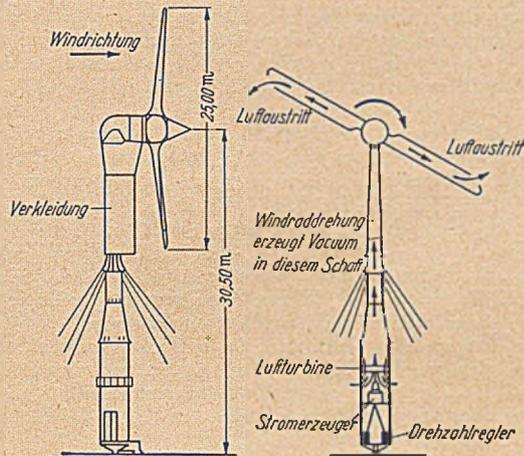


Bild 1. Unterdruckwindkraftanlage.

Der Turm aus Stahlblech, der auf einem Betonsockel steht und von 12 Seilen gehalten wird, hat eine Höhe von 30,5 m. Der runde Schaft verjüngt sich von 2,75 m Durchmesser am Fuß auf 0,95 m in Höhe der Windradnabe (Bild 1). Das Oberteil ist im Bereich des Windrades mit einer windschlüpfigen Leichtmetallform verkleidet, die sich mitsamt der Nabe dreht. Die Nabe besteht aus einem Leichtmetallgerippe mit Aluminiumblechverkleidung und ruht auf einem Rollenkranz. Sie dreht sich gemeinsam mit dem sich nach dem Wind einstellenden Windrad (Bild 2).

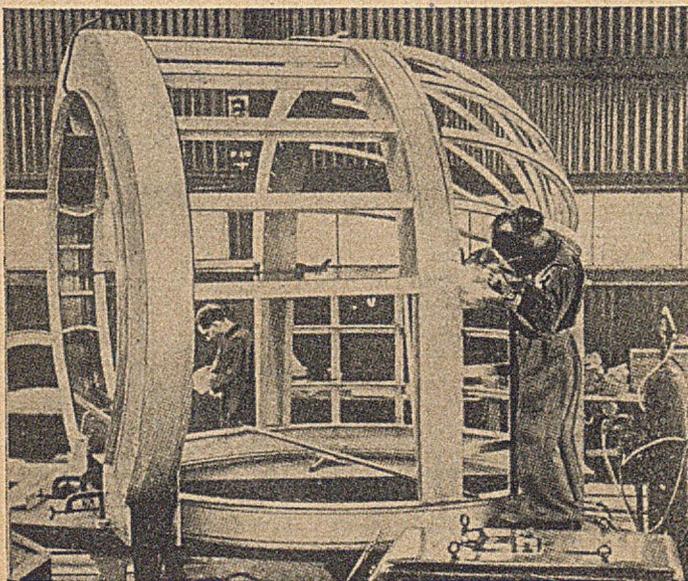


Bild 2. Konstruktion der Nabe.

Das Windrad selbst, das einen Durchmesser von rd. 25 m hat, hat zwei Flügel aus einer Aluminium-Legierung. Ihre Steigung wird automatisch so geregelt, daß die Drehzahl von 95 Umdrehungen/Mi-

nute konstant bleibt bei

Windgeschwindigkeiten zwischen 13 bis 25 m/s. Das Windrad ist an der windabgewendeten Seite des Turmes angeordnet. Den hohlen Propeller zeigt Bild 3. Die stehende Turbine im Fußteil des Turmes mit einem Durchmesser von 1,25 m ist für eine Schluckfähigkeit von 1400 m³/m Luft berechnet. Zum Anlassen wird der mit der Turbine gekuppelte 100-kW-Generator, als Motor dienend, auf Touren gebracht, bis die planmäßige Drehzahl erreicht ist. Dann wird umgeschaltet und dem Luftstrom der Weg freigegeben. Die Anlage arbeitet automatisch. Wenn die Windgeschwindigkeit über 25 m/s anwächst, schaltet sich das Windrad selbst aus.

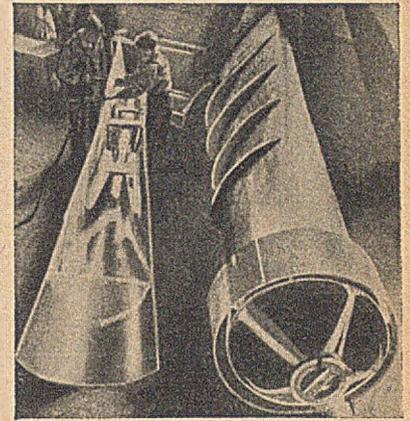


Bild 3. Windradflügel.

Peters.

Kitimat-Neshako-Projekt (Britisch-Columbien), eine der größten Wasserkraftstationen im Bau¹⁾.

Eine der größten Wasserkraftstationen der Welt und sicherlich eine der interessantesten Ingenieurbauten unserer Zeit ist im bevölkerungsarmen Tweedmuir-Park von Britisch-Columbien (800 km nördlich Vancouver) begonnen (Bild 1). Der Bau zeigt, wie sehr eine

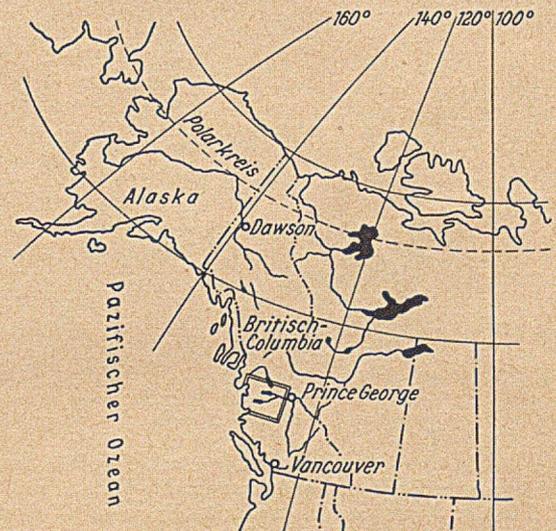


Bild 1. Geographische Lage des Kitimat-Neshako Projektes (Britisch-Columbien).

große, leistungsfähige Industrie von ausreichender Stromlieferung abhängig ist und sich nicht scheut, in Nähe der Kraftstation neue Werke aufzubauen. Nachdem in Jamaica und British Guiana große Bauxitvorkommen erschlossen werden, will man diese Erze durch den Panamakanal über 6000 km Seeweg nach Kitimat verschiffen. Hier entstehen hart nördlich der Kraftstation ein neues Aluminiumwerk mit einer jährlichen Leistung von 500 000 t und eine Arbeiterstadt für 50 000 Einwohner. Den für den Schmelzvorgang notwendigen Strom liefert das für 2,25 Millionen PS geplante Kraftwerk.

Der Neshako-Fluß wird durch eine Sperre in einen Raum von 870 km² auf Stauziel + 935 m eingestaut (Bild 2). In einem Kavernenkraftwerk im Kemano-Tal an der Pazifischen Küste sollen 16 vierdüsig vertikalsachsige Gleichdruckturbinen (jede 140 000 PS) die Fallhöhe von etwa 860 m bei einer Ausbauwassermenge von 250 m³/s nutzen.

Den ersten baureifen Entwürfen gingen eingehende Geländeerkundungen durch Ingenieure und Geologen voraus, die in diesem unwegsamen Gelände unter größten Schwierigkeiten teils mit Ruder- und Segelbooten oder auf Reitpferden insgesamt fast 20 000 km zurücklegten. Die Erkundungen für die Freileitungen (etwa 80 km) von Kemano nach Kitimat waren sogar nur im Hubschrauber möglich. Als 1950 endlich die für die Planung erforderlichen Unterlagen über Bodenbeschaffenheit, Abflußmengen und ungefähre Lage der Sperr-

* Auszug aus Engug. Vol. 175, Nr. 4542 vom 13. Febr. 1953.

¹⁾ Aus Civ. Engng. Vol 22, November 1952, S. 938—943.

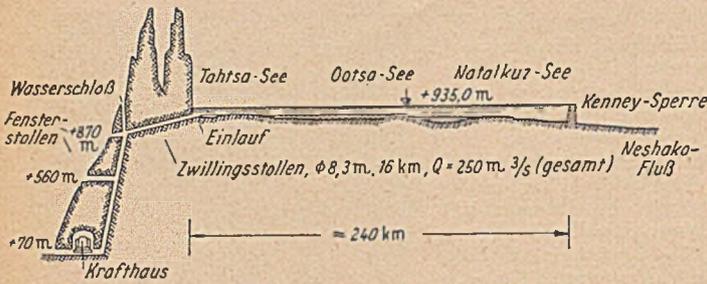


Bild 2. Längsschnitt durch Stauraum und Krafthaus.

stellen vorlagen, ergab sich die nachfolgende Aufteilung des Gesamtprojektes als zweckmäßig (Bild 3):

- | | | |
|---------------------|---------------------|---------------|
| Eutsuk-Tetachuk-See | Sperre bei A | Kanal bei B |
| Whitesail-See | Sperre bei C | |
| Tahtsa-Fluß | Sperre bei E | Stollen bei D |
| Kenney-Fluß | Sperre bei F | |
| Nanika-See | Sperre bei G und H. | |

Zum Studium der klimatischen und meteorologischen Verhältnisse wurde eine besondere Wetterstation gebaut, selbsttätige Meßgeräte an der einzigen Paßstraße gaben Aufschluß über Eisstärke und Befahrbarkeit der Strecke im Winter. Die Ergebnisse waren für den Bau recht ungünstig, da für die Winterzeit Schneefälle bis zu 6,0 m Höhe und Temperaturen bis unter - 45 Grad zu erwarten waren.

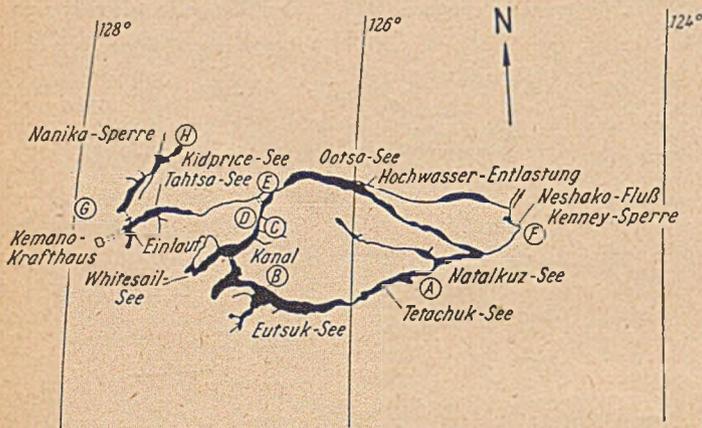


Bild 3. Stauraum mit Sperren.

Februar 1951 wurde mit der Baustelleneinrichtung für das Krafthaus und den erforderlichen Vermessungen für Einlauf und Stollen und der Bau der Sperre am Tahtsa-Fluß begonnen.

Das Krafthaus in der Kaverne mit den recht beachtlichen Abmessungen von 360 m Länge, 27 m Breite und 46 m Höhe ist durch einen 480 m langen Tunnel zu erreichen (Bild 2). Die Fensterstollen auf + 560 m und + 870 m dienen als Endstationen der Drahtseilbahn für Fördergut bis 20 t.

Ein 330 m langer Hangkanal leitet das Kraftwasser aus dem Tahtsa-See in einen 16 km langen Zwillingsstollen (ϕ 8,3 m; $J = 0,0025$), der wohl in seiner Leistung mit $Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ bisher unerreicht sein dürfte. Stählerne Druckrohre stellen die Verbindung zwischen Krafthaus und Wasserschloß her.

Eines der wichtigsten Bauwerke ist die Kenney-Sperre, die den Neshako-Fluß staut. Für den 110 m hohen Steinschüttdamm mit einer Kronenlänge von 500 m, 1:2,5 luftseitig und 1:1,75 wasserseitig geneigt, müssen etwa 5 900 000 m³ Steinbruch geschüttet werden. Zu 70% ist der Damm bereits fertiggestellt, der Fluß schon im Stau. Da der Tahtsa-See höher als das Eutsuk-Tetachuk-Gebiet liegt, ist vor 4,5 Jahren nicht damit zu rechnen, daß das Neshako Becken das Krafthaus mit speisen kann (Steiggeschwindigkeit des Wasserspiegels etwa 56 cm/Jahr). Eine Entlastungsanlage leitet das Hochwasser an der Nordseite des Ootsa-Sees in den Neshako-Fluß 10 km unterhalb der Keney-Sperre.

Bereits 1954 sollen die beiden ersten Maschinensätze Strom liefern und im folgenden Jahr ein weiterer Satz arbeitsbereit sein.

Große Schwierigkeiten bereitet in dem sehr steilen und unwegsamen Gelände der Bau der Freileitungen nach Kitimat, man hofft aber, durch Einsatz von Sikorsky-Hubschraubern (Tragkraft bis 1,0 t) auch diese zu meistern.

Dr. W i c k e r t.

Rationalisierungsarbeit im Bauwesen.

Unter dem Vorsitz des Leiters der Rationalisierungs-Gemeinschaft „Bauwesen“ im RKW, Direktor Dipl.-Ing. Malsy, Köln, und des stellvertretenden Leiters, Dr.-Ing. Triebel, Hannover, wurde am 27. Februar 1953 in Bonn der Beirat der Rationalisierungs-Gemeinschaft „Bauwesen“ gebildet, in den Vertreter der Bundes- und Länderministerien, der Berufs- und Wirtschaftsverbände, der Forschungsinstitute, der Hoch- und Fachschulen sowie der Gewerkschaft berufen wurden. Damit haben sich zum erstenmal nach dem Zusammenbruch alle im Bauwesen maßgebenden Stellen im Dienste der Rationalisierung im Bauwesen zusammengefunden.

Zur Beratung stand die Frage: Wie können die Ergebnisse der Bauforschung schneller in der Baupraxis genutzt werden? Als zweckmäßige Mittel wurden die Dokumentation, die Information und der Erfahrungsaustausch herausgestellt. In einem unter Leitung von Baudirektor a. D. Großmann ausgearbeiteten Gutachten zur lückenlosen Erfassung der Forschungsergebnisse und des Fachschrifttums und der zweckbedingten Verbreitung wurde vorgeschlagen, hierfür zwei selbständige Zentralen unter Einschaltung und Ausbau bereits vorhandener Stellen zu schaffen: 1. die Dokumentationszentrale als Sammelpunkt für die Arbeiten der Wissenschaft und Forschung, maßgeblich gefördert vom Staat, 2. die Informationszentrale als Verbreitungsstelle für die Bedürfnisse der Wirtschaft. Trotz strenger arbeitsmäßiger und personeller Trennung soll die Zusammenarbeit übergeordnet durch einen koordinierenden Beirat gewährleistet werden.

Prof. Dr.-Ing. E. h. Wedler, Berlin, Prof. Dr.-Ing. E. h. Graf, Stuttgart, und Regierungsbaumeister Sautter, Stuttgart, unterstrichen in der Aussprache die Notwendigkeit, auf Vorhandenem aufzubauen und nicht etwas grundsätzlich Neues zu schaffen. Min.-Dirigent Döschner, Bonn, bat um Zurückstellung einer endgültigen Entscheidung. Ein beim Bundesministerium für Wohnungsbau von Dr.-Ing. Triebel, Hannover, aufgestelltes Gutachten, das sich mit dem von Stellen des Bundesministeriums für Wohnungsbau vorgeschlagenem Bauzentrum befaßt, soll noch geprüft werden, um gegebenenfalls eine Abstimmung der Vorschläge zu erzielen. Diesem Wunsche entsprach die Versammlung.

Zur direkten Mitarbeit und Steuerung der Arbeiten der RG Bauwesen aus Personlichkeiten der Bauforschung, -lehre und -praxis ein „Kleiner Beirat“ gebildet. Diesem gehören an:

Oberregierungsrat Dipl.-Ing. Brüggemann, Direktor Dipl.-Ing. Egel, Professor Dr.-Ing. E. h. O. Graf, Baudirektor a. D. Großmann, Professor Dipl.-Ing. R. von Halasz, Regierungsbaurat Dr.-Ing. Just, Dipl.-Ing. Architekt BDA H. Lahde, Min.-Rat a. D. Lampmann, Regierungsdirektor Massar, Gewerkschaftssekretär Nottbohm, Direktor Dipl.-Ing. Plassmann, Dr.-Ing. Plümecke, Min.-Rat Dr.-Ing. Recker, Baudir. Fischer, ORR Dr.-Ing. Triebel, Min.-Rat Prof. Dr.-Ing. E. h. B. Wedler.

Rationalisierungsmöglichkeiten — überall!

Als erster Redner der Arbeitstagung der RG Bauwesen sprach Prof. von Halasz, TU. Berlin, über das Thema „Rationalisierung des Bauentwurfs; Typologie der Bauelemente“. Allein die Ausnutzung technisch und wirtschaftlich ausgewerteter Ansammlungen von Erfahrungen verbürgt wirklich werk- und kalkulationsreife Entwürfe und damit wirtschaftliche Bauausführungen. Die Verwirklichung der Forderungen Prof. von Halasz's wird ermöglicht durch den Aufbau einer Typologie der Bauelemente. Diese sollen in einzelnen Typenausführungen bis zur Werk- und Kalkulationsreife vorentworfen, tabellarisch erläutert und beurteilt werden. Sie dienen den Planern als Vergleichsunterlagen zur Beurteilung der in der Praxis vielfältig entstehenden Abwandlungen.

Mit Lichtbildern von ausgeführten vorgeplanten Industriebauten und Brücken mittels getypter Bauelemente wies der Vortragende nach, daß diese Forderung zur Rationalisierung der Entwurfsarbeit keine graue Theorie ist und daß insbesondere im Auslande hiervon bereits weitgehend Gebrauch gemacht wird.

Über „Beiträge der Baumaschinenindustrie zur Rationalisierung“ sprach anschließend Prof. Dr. Garbotz, T. H. Aachen. Alle Anzeichen deuteten auf eine dritte Rationalisierungswelle im deutschen Bauwesen seit Ende des 1. Weltkrieges hin. Diese ist durch das Wohnungsbauprogramm sowie durch den Straßen- und Flugplatzbau ausgelöst worden. Die Baumaschinenindustrie trägt zur Weiterentwicklung im wesentlichen bei auf den Gebieten der Ausweitung der Mechanisierung, der Verbesserung der konstruktiven und betriebstechnischen Gestaltung, der Vereinheitlichung und Typisierung sowie der Forschung. Hierbei stehen der Straßenbau und der Erdbau — letzterer sehr stark unter amerikanischem Einfluß — im Vordergrund, während die Entwicklung schwerer und leichter Maschinen und Geräte für den Hochbau zur Zeit ein gewisses Abschlußstadium erreicht hat.

Mit zahlreichen Lichtbildern gab Prof. Garbotz einen umfangreichen Überblick über den heutigen Stand,

Als dritter Redner sprach Baurat Dr.-Ing. K. Pieper, Lübeck, mit Film und Lichtbildern über die „Montagebauart Trautsch“ und „Trautsch-Pieper-Dächer“*). Die Bauart wurde in Lübeck auf der Grundlage des Baumaterials Lava entwickelt. Sie verwendet großformatige Steine, die im einzelnen volumenmäßig etwa 60 Normalziegel entsprechen. Diese Großformate werden durch kleine Arbeitskrane von etwa 200 kg Tragfähigkeit dem Maurer auf das vorbereitete Mörtelbett gelegt und nach Lehren ausgerichtet. Schnur und Wasserwaage entfallen für den einzelnen Maurer. Besonders interessant sind die nach dem Wölprinzip mit Steinen ungefähr gleichen Großformats als Steildächer völlig ohne Stahlbewehrung und ohne Holz (abgesehen von den Wölblehren) und als Flachdächer mit eingeschalteten, dünnen Stahlbetonrippen konstruierten Trautsch-Pieper-Dächer. Nach Angaben des Vortragenden sind diese Massivdächer zu günstigeren Preisen als Holzdächer zu erstellen. Außer dem wirtschaftlichen Vorteil bieten sie jedoch noch den Vorteil der Wärmedämmung sowie der Feuersicherheit und Sicherheit gegen Fäulnis und Insektenfraß. Es wurden in der Trautsch-Montagebauart nicht nur Wohngebäude, sondern bisher auch Schulen und Kirchen errichtet, wobei durch die Wölblechentechnik eine neue Synthese zwischen technischen Anforderungen und moderner Architektur gefunden wurde.

*) Vgl. B. u. St. 46 (1951), Heft 3, S. 49—51.

Fachnormenausschuß Bauwesen.

DIN 4022 Bl. 1 „Schichtenverzeichnis für Baugrunduntersuchungen“,
Bl. 2 „Schichtenverzeichnis für Wasserbohrungen“.
Entwürfe Januar 1953.

Die zunächst auf den 31. 7. 1953 festgesetzte Einspruchsfrist gegen die obengenannten Entwürfe ist bis zum 30. September 1953 verlängert worden.

FNBau Arbeitsausschuß „Verbundträger“.

DIN 1078 „Berechnungsgrundlagen für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“ sollen die zur Zeit gültigen „Vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“ ersetzen, nachdem diese Bauart in der Zwischenzeit so weit ausgereift ist, daß die Voraussetzungen für eine entsprechende DIN-Norm gegeben sind. Mit der Veröffentlichung des Entwurfes DIN 1078 in der „Bautechnik“ kann in den nächsten Monaten gerechnet werden.

Personalmeldungen

Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn.

Übertragen:

Reichsbahnrat Ciesielski die Geschäfte des Dezenten 48 der ED Hamburg.

Ernannt:

zu Reichsbahndirektoren: die Oberreichsbahnrate Dr. rer. pol. Lutz (August), Abteilungsleiter der ED Kassel; Peukert, GBL West Bielefeld, Hesebeck, ED Hamburg, Mönch, ED Köln, Dr.-Ing. Panzer (Eugen), ED München, und Leisner, ED Regensburg, als Dezenten; zu Oberreichsbahnrate: die Reichsbahnrate Scheben, ED Essen, Gude, ED Köln, Falck, ED Mainz, Schieb, ED Münster, Kern (Hans), ED Nürnberg, Schuh, ED Stuttgart, Oppermann, ED Wuppertal, und Wiegand, EZA München, als Dezenten; Clauß, BA Kaiserslautern, und Siemann, BA Nienburg, als Amtsvorstände; zu Reichsbahnrate: die Reichsbahnbaussessoren Treutler (Martin), ED Stuttgart, und Wolf (Walter), EZA Minden, als Hilfsarbeiter; zum Reichsbahnbaussessor: Bauassessor Dehner, beurlaubt als wissenschaftlicher Assistent zur TH Stuttgart.

Versetzt:

Abteilungspräsident Doll (Friedrich) als Abteilungsleiter zur ED Augsburg; die Reichsbahnrate: Jahnke und Dautermann als Hilfsarbeiter zur HVB; Rüffler zur ED Essen, Dickel zur ED Frankfurt (Main), Mühlens zur ED Hannover, Brehmer zur ED Köln, Meißner (Horst) zur ED Wuppertal, Dr.-Ing. Birmann zum EZA Minden und Kieper zum EZA München als Dezenten; Bosse, Schneckenburger und Dr.-Ing. Scotland zur ED Mainz, Benndorf (Heinz) zur ED Wuppertal, Nolte zum BA Dortmund 2, Ohlemutz zum BA Neuwied, Schwab zum BA Koblenz 1, Stautz zum BA Göttingen und Faerber zum BA Hamburg-Harburg als Hilfsarbeiter; die Reichsbahnbaussessoren: Hudemann zum BA Aachen und Völkle zum BA Heidelberg als Hilfsarbeiter.

In den Ruhestand versetzt:

Reichsbahndirektor Gerstl, Dezent der ED Regensburg; die Oberreichsbahnrate: Richter-Kreuz, Dezent der ED Stuttgart, und Stadelhöfer, Vorstand des BA Wuppertal 2; die Reichsbahnrate: Platz (Albert), Dezent der ED Mainz, und Schilz, Dezent der ED Trier.

Gestorben:

Reichsbahnrat Homborg, Hilfsarbeiter des BA Bochum.

Anmerkung: HVB = Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn Offenbach (Main); ED = Eisenbahndirektion; GBL = Generalbetriebsleitung; EZA = Eisenbahn-Zentralamt; BA = Eisenbahn-Betriebsamt.

Bundesverkehrsministerium, Abteilung Wasserbau.

In der Zeit vom 1. Oktober 1951 bis 28. Februar 1953 angestellte, wiederangestellte und beförderte Beamte des höheren technischen und nichttechnischen Dienstes in der Wasser- und Schiffsverwaltung, der Bundesanstalt für Gewässerkunde, der Bundesanstalt für Wasserbau und dem Bundesverkehrsministerium, Abt. Wasserbau, zum Ministerialdirektor: Ministerialdirigent Feyerabend, Leiter der Abt. Wasserbau des BVM Bonn;

zum Ministerialrat: Oberregierungsrat (Ministerialrat a. D.) Dr. jur. Gerstein, BVM Bonn;

zu Wasserstraßendirektoren: Regierungsbaudirektor Lorenzen, Leiter der WuSD Kiel; Oberregierungsbaurat (Wasserstraßendirektor a. D.) Wiener, Leiter der WuSD Duisburg; zum Regierungsdirektor: Oberregierungsrat Dr. jur. Schmidt (Erich), WuSD Münster;

zu Regierungsbaudirektoren: Oberregierungsbaurat Seiler, BVM Bonn; die Oberregierungs- u. -bauräte Machtens, Leiter der Abt. Binnenschifffahrt bei der WuSD Münster; Frh. v. d. Bussche-Haddenhausen, WuSD Mainz;

zum Oberregierungsrat: Oberregierungsrat im früheren Reichsdienst Busse (Nikolaus), WuSD Kiel;

zu Oberregierungsbauräten: die Regiergs- und Bauräte Dr.-Ing. Eschweiler, Bundesanstalt für Gewässerkunde; Pieke, Vstd. d. WuSA Minden-Mittellandkanal; Oberreg.- u. -baurat z. Wv. Dr.-Ing. Mügge, WuSD Hamburg; Regiergsbaurat Deichsel, WuSD Hamburg; Regiergsbaurat z. Wv. Köhler (Herbert), BVM Bonn; zum Regiergs- u. -baurat: Oberreg.- u. -baurat im früh. Reichsdienst Müller (Erich), WuSD Münster;

zu Regierungsräten: Regierungsrat im früh. Reichsdienst Leibrock, WuSD Regensburg; Oberregierungsrat im früh. preuß. Staatsdienst Dr. jur. Tiemann, WuSD Hannover; naut. Angestellten Böhmig, Kanalamt Kiel-Holtenau;

zu Regierungsbauräten: Oberregierungsbaurat z. Wv. Dr.-Ing. Baumeister (Friedrich), Vst. d. WuSA Kiel; die Regiergsbauräte z. Wv. Petschke, Vst. d. WuSA Hamm; Jentsch, Vst. d. WuSA Celle; Buzengeiger, WuSD Hannover;

zu Regiergsvermessungsräten: Verm.-Ing. Grösgen, WuSA Meppen; Regiergsvermessungsrat z. Wv. Köhler (Erhart), WuSA Mainz;

zu Regiergsassessoren: die Assessoren Graf und Krautstrunk;

In der Zeit vom 1. Oktober 1951 bis 28. Februar 1953 zur Ruhe gesetzte und ausgeschiedene Beamte des höheren Dienstes der Wasser- und Schiffsverwaltung, der Bundesanstalt für Gewässerkunde, der Bundesanstalt für Wasserbau und des BVM, Abt. Wasserbau:

zur Ruhe gesetzte: Wasserstraßendirektor Straat, WuSD Duisburg; die Regiergsbaudirektoren Meisel, WuSD Hamburg; Appelt WuSD Mainz; die Oberregierungs- und -bauräte Klingberg, WuSA Celle; Dr. Lange (Otto), Bundesanstalt für Gewässerkunde; v. Hanfstengel, WuSD Hamburg; die Oberregiergsbauräte Fischer (Bernhard), WuSA Hoya; Dormann, WuSA Bremerhaven; Gaye (Ministerialrat a. D.), Bundesanstalt für Wasserbau; Dr.-Ing. Hibben, WuSV Oldenburg; Oberregierungsrat Dr. Kleckow, WuSD Bremen; Oberregiergsvermessungsrat Peemöller, WuSD Hamburg; die Regiergs- und Bauräte Dr.-Ing. Windolf, WuSD Aurich; Müller (Erich), Oberregiergsbaurat a. D., WuSD Münster; Regiergs- und Vermessungsrat Lübben, WuSD Bremen; Regiergsbaurat Sprotte, WuSA Meppen;

auf eigenen Antrag ausgeschieden: Regiergsbaurat Müller-Liebenau, WuSD Münster.

In der Zeit vom 1. Oktober 1951 bis 28. Februar 1953 verstorbene Beamte des höheren Dienstes der Wasser- und Schiffsverwaltung, der Bundesanstalt für Gewässerkunde, der Bundesanstalt für Wasserbau und des BVM, Abt. Wasserbau:

Oberregiergsbaurat Prof. Dr. Loos, Bundesbauanstalt für Wasserbau;

Regiergsbaurat Lange (Johannes), WMA Rendsburg.

Hochschulnachrichten

Technische Hochschule Aachen.

Der ordentliche Professor für „Eisenbahnwesen“ und Direktor des Verkehrswissenschaftlichen Instituts, Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Wilhelm Müller, ist mit dem 31. März 1953 erimittiert worden.

Für das Sommersemester 1953 wurde er mit der vertretungsweisen Wahrnehmung der Geschäfte des Lehrstuhls und des Instituts beauftragt.

Technische Universität Berlin-Charlottenburg.

Rechtsanwalt und Notar Dr. Alexander Wüsthoff in Berlin-Charlottenburg, bisher Lehrbeauftragter an der Technischen Universität, wurde zum Honorarprofessor für das Lehrgebiet „Wasserrecht“ ernannt.

Hochschule für Verkehrswesen in Dresden.

Der Regierungs- und baurat a. D. Dr.-Ing. Hans D e h n e r t, zuletzt Zivilingenieur für Wasser- und Brückenbau in Potsdam und Leiter des Kanalbaues Paretz-Niederneuendorf, ist mit Wirkung vom 1. April 1953 zum Professor mit Lehrstuhl für Wasserbau an die Hochschule für Verkehrswesen in Dresden berufen worden.

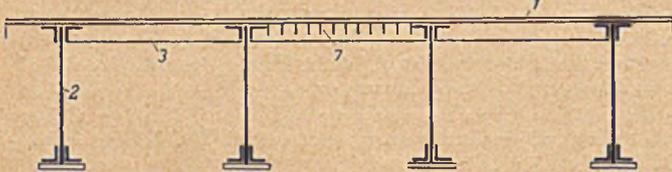
Patentschau

Straßenbrücke mit Flachblech.

Deutsches Patent Nr. 847 014 Klasse 19d Gruppe 5/05 vom 2. Oktober 1948.

Erfinder: Dr.-Ing. Wilhelm C o r n e l i u s, Gustavsburg (Hess.).
Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.G., Zweigniederlassung Nürnberg.

In dem Bestreben, Brücken möglichst leicht zu bauen, ist bei Straßenbrücken das Flachblech als wesentlicher Bestandteil der Längsträgerurte herangezogen worden und sind an Stelle von zwei Hauptträgern, wie sie im klassischen Stahlbrückenbau üblich waren, deren mehrere gesetzt worden. Bei solchen Brücken, bei denen der Abstand der Hauptträger naturgemäß verhältnismäßig gering ist, ist das Flachblech durch Querrippen versteift worden, deren Oberkante also ebenfalls ganz oder zum Teil von dem Flachblech gebildet wird. Hierbei sind Querrippen in ziemlich großen Abständen angeordnet worden, die meistens in der Größenordnung der Hauptträgerabstände lagen.



Die Erfindung bezweckt nun, gegenüber diesen bekannten Straßenbrücken weiterhin an Stahlgewicht zu sparen, und besteht darin, daß bei einer Straßenbrücke, deren Flachblech 1 als Gurt der längslaufenden Hauptträger 2 mitwirkt und zwischen den längslaufenden Hauptträgern durch Querrippen 3 versteift ist, der Abstand der Querrippen innerhalb der Größenordnung der mittragenden Breite liegt.

Unter dem in der Bautechnik gebräuchlichen Begriff der mittragenden Breite wird dabei diejenige vergleichbare Breite einer Platte verstanden, die in Verbindung mit einer Rippe bei Biegebeanspruchung statisch voll mit herangezogen wird; sie ist im Einzelfall von der Belastung und der Auflagerung abhängig und ist gleich oder kleiner als ein Drittel der freien Spannweite zwischen den Auflagerungen der versteiften Platte.

Damit erfüllt die Fahrbahtafel die Voraussetzungen der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte, die nach dem heutigen Stand der Berechnung von Flächentragwerken allein eine wirtschaftliche Ausschöpfung aller in der Fahrbahtafel enthaltenen Tragreserven gestattet. Bei den hierdurch verlangten geringen Abständen der Querrippen 3 werden diese nicht nach Art der üblichen Querträger ausgeführt, sondern erheblich schwächer gehalten. Nur in größeren Abständen werden Querverbände als Fachwerk- oder Vollwandträger vorgesehen, deren Hauptaufgabe in erster Linie die Querverteilung der Lasten zwischen den Hauptträgern und die Stabilisierung der Hauptträger ist.

Um der Gefahr einer Beulung des Deckblechs mit Sicherheit zu begegnen, kann das Deckblech zwischen den Querrippen in an sich bekannter Weise mit fortlaufenden oder unterbrochenen Längsteifen 7 versehen sein.

Bücherschau

K e r s t e n, C. † / T r a m i t z, W e r n e r: Der Stahlhochbau. Ein Leitfaden für Studium und Praxis. 5., neubearbeitete Aufl., Bd. II. VIII, 260 S. mit 560 Bildern, 16 Zahlentaf. u. 23 Zahlenbeispielen. Berlin 1953, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 24,— DM, geb. 27,— DM.

Durch Baurat Tramitz hat nun auch der II. Teil des Kersten'schen Stahlbaubuches eine Neubearbeitung erfahren, deren Unterlagen teilweise noch von Kersten selbst stammen. Während Teil I die Grundlagen und Grundformen des Stahlbaues behandelt, sind im II. Teil die einzelnen Anwendungsgebiete dargestellt. Der ausführliche Text wird durch eine große Anzahl von Abbildungen veranschaulicht; Zahlenbeispiele und Tabellen geben die erwünschte Berechnungshilfe. So liegt ein sehr zu empfehlendes Studienbuch vor, das auch dem Praktiker eine willkommene Gesamtschau und wertvolle Hinweise bietet. S t i e g l e r.

W i a r d a, G e o r g: Höhere Mathematik und Technische Mechanik für Bauingenieure. I. Teil: Differentialrechnung. VI, 119 S. mit 21 Bildern. II. Teil: Integralrechnung. VI, 120 S. mit 31 Bildern. Stuttgart, Konrad Wittwer. I. Teil 8,50 DM, II. Teil 7,50 DM.

Die theoretische Entwicklung der Bauingenieurwissenschaften hat einen Stand erreicht, der eine beachtliche Beherrschung der Mathematik erfordert. Insbesondere sind die Aufgaben der Mechanik nur mittels der höheren Mathematik zu lösen. Erfahrungsgemäß fällt jedoch einem großen Teil der Studenten das Eindringen in die Mathematik schwer. Es ist daher ein Verdienst des Verfassers, in seinem Lehrbuch den Versuch unternommen zu haben, den Lehrstoff der Mathematik und Mechanik so miteinander zu koppeln, daß sie sich gegenseitig befruchten. Das Interesse an der Mathematik wird durch die Art der Aufgabenstellung mechanischer Probleme geweckt und umgekehrt der praktische Wert der Mathematik durch gleichzeitige Behandlung der Mechanik verdeutlicht. Beispielsweise wird bereits am Anfang die Vektorrechnung gleichzeitig mit den Anfangselementen der Mechanik gelehrt. Es ist offenbar, daß diese gemeinsame Behandlung der beiden schwierigen Lehrgebiete sich im Verlaufe des Studiums sehr vorteilhaft auswirken muß. Aber nicht nur für den Studenten, auch für den Praktiker ist die Einarbeitung in das Wesen der Mathematik erheblich erleichtert.

Erschienen sind bisher die beiden Teile „Differentialrechnung“ und „Integralrechnung“, während ein 3. Teil die unendlichen Reihen, Determinanten und Differentialgleichungen behandeln soll. Die gut ausgestatteten beiden Teile können jedem Bauingenieur, der sich mit theoretischen Aufgaben eingehender befassen will, empfohlen werden. P e t e r s.

F r i e s, W a l t e r: Fachwerk und Rahmenwerk. Ein systematischer Grundriß der Statik des ebenen Tragwerkes. X, 368 S. mit 365 Bildern. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1953, Springer-Verlag. Ganzleinen 42,— DM.

Das vorgelegte Werk gibt einen systematischen Grundriß der Statik des ebenen Tragwerkes, sei es Fachwerk oder Rahmenwerk. Die Zielsetzung des Verfassers hierbei ist, den allgemeinen Weg der Statik aus der gemeinsamen Wurzel der Mechanik, dem Satz von den möglichen Arbeiten oder virtuellen Verrückungen in seiner Verzweigung, dem Kraft- und dem Formänderungsverfahren, allgemein darzustellen und überzeugend herauszuarbeiten, daß die Statik der Fachwerke und die Statik der Rahmenwerke eine Einheit bilden und ein und derselben Wurzel entspringen. Nach kurzer Behandlung der einfach standfesten Tragwerke, in welcher der kinematischen Untersuchung besonderer Raum gewährt wurde, bringt der Verfasser ausführlich und klar die Berechnung der verschiedenen Formänderungen von Tragwerken und — unter Abwägung der jeweiligen Vor- und Nachteile — die Berechnung von mehrfach standfesten Tragwerken nach dem Kraft- und Formänderungsverfahren. Eine kurze Darstellung der anschaulichen Näherungsverfahren (Momentenausgleich- und Drehwinkelverfahren) bei verschiedenen und unverschieblichen Knotenpunkten bildet den Abschluß.

Das Buch, flüssig geschrieben und klar in seiner Gliederung, wird von Studierenden und Fachgenossen mit Nutzen gelesen werden.

J u n g.