

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:  
 Professor Dr.-Ing. K. Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule  
 Fernsprecher: Darmstadt 7711, Apparat 599  
 Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61  
 Veröffentlichungsbeiträge an voranstehende Anschriften erbeten

Beilage  
 zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

12. Jahrgang

BERLIN, 14. April 1939

Heft 8

### Das Zusammenwirken von Fahrbahngurt und Fahrbahnrost bei Fachwerkbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Krabbe, München.

#### I. Theoretische Betrachtungen.

Bei Fachwerkbrücken, wie in den Bildern 1 bis 4 dargestellt, wirkt bekanntlich der Fahrbahnrost an der Lastaufnahme, die in der Regel dem Fahrbahngurt allein zugemessen wird, nämlich an der Aufnahme der Momente der zugehörigen Knoten des der Fahrbahn fernen Gurtes,

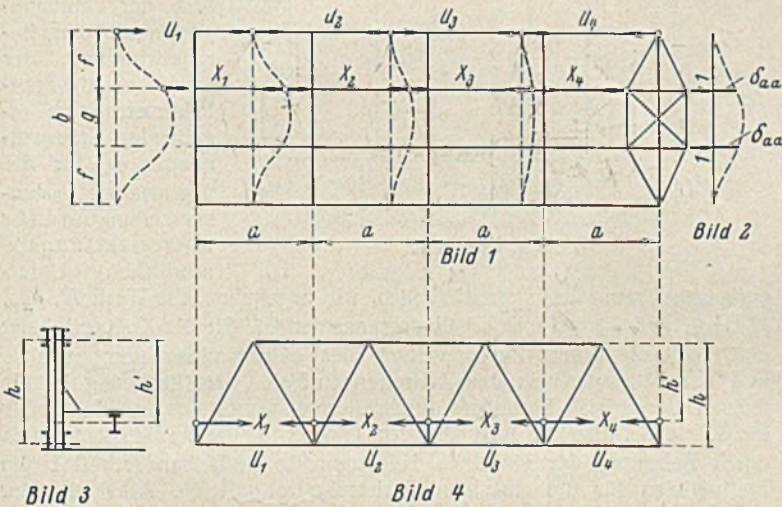


Bild 1 bis 4.

erheblich mit<sup>1) 2)</sup>. Es ist wohl ohne weiteres klar, daß der Grad der Kraftverteilung zwischen Fahrbahngurt und Fahrbahnrost von vier Umständen abhängig ist, nämlich:

1. von der Verlängerung der einzelnen Gurtstäbe durch eine Kraft 1 ( $e_{gn}$ );
2. von der Verlängerung der Längsträger durch eine in ihrem Anschlußschwerpunkt angreifende Kraft 1 ( $e_l$ ) (Bild 5);

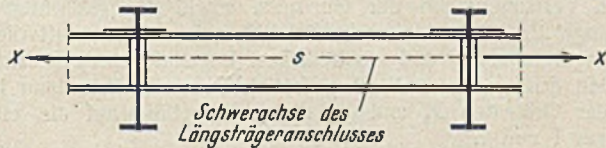


Bild 5.

3. von der waagerechten Verbiegung der Querträger unter einer Belastung 1 (Bild 2)  $\delta_{aa}$  bzw.  $\delta'_{aa}$  für den Endquerträger;
4. von dem Verhältnis der Höhenlage von Längsträger und Fahrbahngurt  $\frac{h'}{h}$  (Bild 3).

Für ein Moment  $M_n$  eines Obergurtknotens besteht die Gleichung

$$M_n = U_n h + X_n h' \quad \text{oder} \quad (1) \quad \frac{M_n}{h} = U_n + X_n \cdot \frac{h'}{h} = S_n,$$

wobei wir mit  $S_n$  die dem Fahrbahngurt ohne Mitwirkung des Fahrbahnrostes zukommende Stabkraft bezeichnen; bei Berechnung der Höhenlage  $h'$  sowie der Werte  $e_l$  und  $\delta_{aa}$  ist die Kraftlinie in Bild 5, d. h. der Schwerpunkt des Nietanschlusses des Längsträgers an den Querträger maßgebend. Liegt diese Kraftlinie in derselben Höhe wie der Schwerpunkt des Untergurtes, so geht Gl. (1) über in

$$(1a) \quad U_n + X_n = S_n.$$

Auf die Berechnung der Werte  $e_l$  und  $\delta_{aa}$  soll später eingegangen werden. Nun ist die Verlängerung der Längsträger

$$(2) \quad \begin{cases} \Delta_1 = X_1 e_l & \Delta_3 = X_3 e_l \\ \Delta_2 = X_2 e_l & \Delta_4 = X_4 e_l \end{cases}$$

und die Verlängerung der Gurtstäbe

$$(3) \quad \begin{cases} \Delta_{u_1} = U_1 e_g & \Delta_{u_3} = U_3 e_g \\ \Delta_{u_2} = U_2 e_g & \Delta_{u_4} = U_4 e_g \end{cases}$$

Nun ist aber (Bild 1)

$$(4) \quad \begin{cases} \Delta_{u_1} - \Delta_1 = \delta'_{aa} X_1 - \delta_{aa} (X_2 - X_1) \\ \Delta_{u_2} - \Delta_2 = \delta_{aa} (2 X_2 - X_1 - X_3) \\ \Delta_{u_3} - \Delta_3 = \delta_{aa} (2 X_3 - X_2 - X_4) \\ \Delta_{u_4} - \Delta_4 = \delta_{aa} (X_4 - X_2) \end{cases}$$

Setzen wir nun noch gemäß Gl. (1) in Gl. (3)

$$U_n = S_n - X_n \cdot \frac{h'}{h},$$

so ergeben Gl. (3) u. (4):

$$(5) \quad \begin{cases} X_1 (\delta_{aa} + \delta'_{aa} + e_l + \frac{h'}{h} \cdot e_{g_1}) - X_2 \delta_{aa} - S_1 e_{g_1} = 0 \\ X_2 (2 \delta_{aa} + e_l + \frac{h'}{h} \cdot e_{g_2}) - X_1 \delta_{aa} - X_3 \delta_{aa} - S_2 e_{g_2} = 0 \\ X_3 (2 \delta_{aa} + e_l + \frac{h'}{h} \cdot e_{g_3}) - X_2 \delta_{aa} - X_4 \delta_{aa} - S_3 e_{g_3} = 0 \\ X_4 (\delta_{aa} + e_l + \frac{h'}{h} \cdot e_{g_4}) - X_3 \delta_{aa} - S_4 e_{g_4} = 0. \end{cases}$$

Setzen wir nun zur weiteren Vereinfachung noch

$$\delta_{aa} = \varphi e_l \quad \delta'_{aa} = \varphi' e_l \quad e_{gn} = \psi_n e_l,$$

so erhalten wir nach Kürzung durch  $e_l$ :

$$(5a) \quad \begin{cases} X_1 (1 + \varphi + \varphi' + \psi_1 \cdot \frac{h'}{h}) - X_2 \varphi - S_1 \psi_1 = 0 \\ X_2 (1 + 2 \varphi + \psi_2 \cdot \frac{h'}{h}) - X_1 \varphi - X_3 \varphi - S_2 \psi_2 = 0 \\ X_3 (1 + 2 \varphi + \psi_3 \cdot \frac{h'}{h}) - X_2 \varphi - X_4 \varphi - S_3 \psi_3 = 0 \\ X_4 (1 + \varphi + \psi_4 \cdot \frac{h'}{h}) - X_3 \varphi - S_4 \psi_4 = 0. \end{cases}$$

Den Wert

$$1 + \varphi + \psi_n \cdot \frac{h'}{h} \quad \text{setzen wir gleich } x_n$$

und erhalten dann, nach  $X$  geordnet:

$$(5b) \quad \begin{cases} (x_1 + \varphi') X_1 - \varphi X_2 & - \psi_1 S_1 = 0 \\ - \varphi X_1 + (x_2 + \varphi) X_2 & - \varphi X_3 - \psi_2 S_2 = 0 \\ - \varphi X_2 + (x_3 + \varphi) X_3 & - \varphi X_4 - \psi_3 S_3 = 0 \\ - \varphi X_3 + x_4 X_4 & - \psi_4 S_4 = 0. \end{cases}$$

Sind mehr oder weniger als vier Längsträgerfelder vorhanden, so können Gl. (5b) auch hierfür ganz schematisch gebildet werden. Stets enthalten die erste und die letzte Gleichung zwei, die übrigen drei

<sup>1)</sup> Vgl. den Aufsatz des Verfassers: Stahlbau 1937, Heft 26, und seine Zuschrift: Bautechn. 1938, Heft 27.

<sup>2)</sup> Hartmann, Der Einfluß der Gurtdehnung von Hauptträgern stählerner Brücken auf die Fahrbahn, Bauing. 1938, Heft 19/20. — Kapsch, Über eine besondere Art von Nebenspannungen der Fahrbahnkonstruktionen von Eisenbahnbrücken, Bauing. 1922, Heft 22, 23, 24. — Engeßer, Zusatzkräfte und Nebenspannungen, Bd. II, S. 38.



unabhängige Glieder; wir erhalten also die Unbekannten  $X$  stets durch ein Gleichungssystem der Clapeyronschen Form, dessen Auflösung keinerlei Schwierigkeiten macht.

Sind mehrere Bremsverbände vorhanden, etwa nach Bild 6, wobei in der Regel die Längsträgerstränge, wie angedeutet, unterbrochen sein

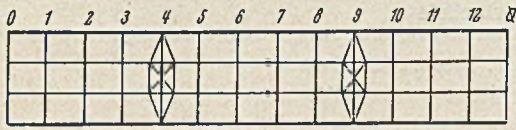


Bild 6.

werden<sup>5)</sup>, so werden die Teile 0—4, 4—6, 7—9, 9—11 für sich in derselben Weise behandelt in der Annahme, daß man die mit Bremsverbänden ausgerüsteten Querträger den übrigen Querträgern gegenüber als unendlich steif auffassen kann. Die Längsträger im Unterbrechungsfelde 6—7 beteiligen sich an der Mitwirkung nicht.

Es bleibt nur noch einiges über die Ermittlung der Werte  $h'$ ,  $\delta_{aa}$  und  $\varphi_l$  zu sagen. In der Regel werden Schwerachse von Längs- und Querträger nicht in derselben Höhe liegen, auch wird der Nietanschluß des Längsträgers nicht symmetrisch zu seiner Achse ausgebildet sein. Die Kraftlinien werden dann weder in der Achse des Längsträgers noch in der Achse des Querträgers liegen; ihre Höhenlage bestimmen wir in der Annahme, daß sie durch den Schwerpunkt des Nietanschlusses des Längsträgers an den Querträger geht. Sie liege im Abstand  $e$  über der Schwerachse des Querträgers und im Abstand  $c$  über der Schwerachse des Längsträgers (Bild 7).

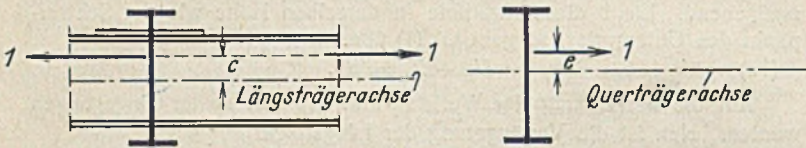


Bild 7 u. 8.

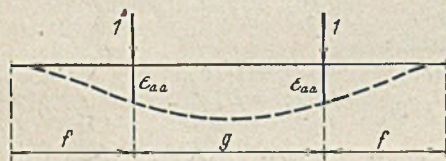


Bild 9.

wir durch eine durch seinen Schwerpunkt gehende Kraft 1 und ein Kräftepaar  $1e$  (Bild 8). Wir berechnen zunächst die Durchbiegungen  $\epsilon_{aa}$  infolge der in der Schwerachse angreifend gedachten Kraft 1, wobei wir den Querträger

als in der lotrechten Hauptträgerachse eingespannt annehmen (Bild 9). Außerdem greifen in den Punkten  $A$  und  $B$  gleichgerichtete Verdrehungsmomente  $1e$  an. Das polare Trägheitsmoment des Trägers ist

$$J_p = \frac{4J_x J_y}{J_x + J_y}$$

Der Verdrehungswinkel ist dann

$$\alpha = \mu \cdot \frac{Mf}{J_p G} = \mu \cdot \frac{1ef}{J_p G}$$

wobei  $\mu$  eine von dem Querschnitt abhängige Zahl ist, die bei I-Querschnitten etwa gleich 1,5 gesetzt werden kann. Daraus ergibt sich dann

$$(6) \quad \delta_{aa} = \epsilon_{aa} + \alpha e = \epsilon_{aa} + \mu \cdot \frac{1e^2 f}{J_p G}$$

Die den Längsträger beanspruchende Kraft 1 zerlegen wir in eine in seiner Achse angreifend gedachte Kraft 1 und ein Kräftepaar  $1c$ , welches den Träger auf seine ganze Länge  $a$  mit einem Moment  $1c$  beansprucht (Bild 10).

Die in der Achse angreifende Kraft 1 verlängert den Träger um  $\varphi_l' = \frac{1a}{EF}$ , während das Moment den Träger verbiegt und seine Endquerschnitte um den Wert  $\alpha = \frac{1ca}{EJ}$  gegeneinander verdreht. Der Weg der angreifenden Kraft 1 ist dann

$$(7) \quad \varphi_l = \varphi_l' + \alpha c = \frac{1a}{EF} + \frac{1c^2 a}{EJ}$$

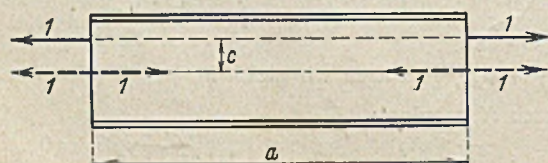


Bild 10.

In beiden Fällen, sowohl hinsichtlich des Querträgers als auch des Längsträgers, ist es natürlich gleichgültig, ob die Kraft oberhalb oder unterhalb der Schwerachse angreift.

Die vorstehende Berechnungsart der Werte  $\delta_{aa}$  und  $\varphi_l$  ergibt natürlich im allgemeinen verschiedene Verdrehungswinkel des Querträgers und der

<sup>5)</sup> Vgl. jedoch die Schlußbemerkung dieses Aufsatzes.

Endquerschnitte des Längsträgers, setzt also gelenkigen Anschluß der Längsträger an die Querträger im Schwerpunkt des Nietanschlusses voraus, ebenso wie auch nach der ganzen Fachwerktheorie Gelenke in den gemeinsam mit den Längsträgern wirkenden Gurtungen vorausgesetzt werden.

Hat der Fachwerkträger abweichend von Bild 4 noch Hilfspfosten (Bild 11), wie es meistens der Fall ist, so ist natürlich infolge der Mitwirkung des Fahrbahnrostes die Spannungsverteilung in den Feldern 2 bis 3 und 3 bis 4 verschieden; infolge des Biege widerstandes des Querträgers 3 ist in Feld 2 bis 3 die Untergurtspannung etwas größer und die Längsträgerspannung etwas kleiner als in Feld 3 bis 4.

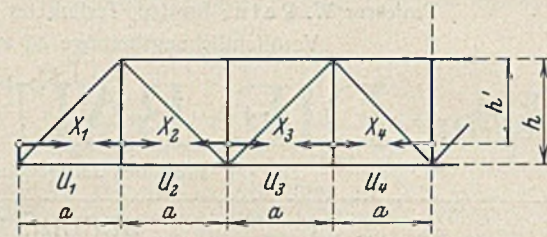


Bild 11.

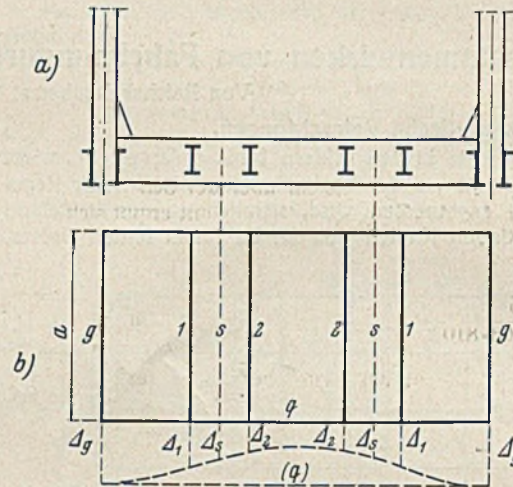


Abb. 12 a u. b.

Derartiger Tragwerke würde nun praktisch folgendermaßen durchzuführen sein. Man ermittelt zunächst für jeden Stab der Fahrbahngurtung die ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Fahrbahnrostes sich ergebenden Stabspannungen  $S_n$  für die ungünstigste Lasten zugstellung und für diese Stellung die sämtlichen Untergurtspannungen. Dann ermittelt man, wie angegeben, die Werte  $h'$ ,  $\delta_{aa}$ ,  $\delta_{aa}'$ ,  $\varphi_{gn}$  und  $\varphi_p$  und man erhält dann aus den Gl. (5b) die Kraftverteilung und damit die größte Beanspruchung des betreffenden Untergurtstabes und der Längsträger in dem betreffenden Feld. Die Rechnung ist für jeden Untergurtstab besonders durchzuführen, wobei sich in Gl. (5b) nur die Werte  $S_n$ , also die unabhängigen Glieder, ändern. Man kann auch durch Belastung der einzelnen Knotenpunkte nacheinander mit 1 die Einflußlinien für die einzelnen Gurtstabkräfte und die Achskräfte der einzelnen Längsträger ermitteln.

Bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken (Bild 12b) würden die vorhandenen vier Längsträgerstränge, welche in verschiedener Weise an der Lastaufnahme beteiligt sind, zu etwas umständlichen Rechnungen führen. Wenn auch diese Rechnungen ohne besondere Schwierigkeiten durchführbar sein würden, empfiehlt sich hier folgende Vereinfachung. Man denkt sich zunächst die beiden zusammengehörigen Längsträgerstränge 1 bis 2 (Bild 12b) in der Gleisachse zu einem Strang  $s$  vereinigt und führt dann die Rechnung genau in der oben angegebenen Weise durch. Die bei den für jedes Feld ermittelten größten Beanspruchungen sich ergebenden Verlängerungen der Gurtstäbe sowie der gedachten Längsträgerstränge  $\Delta s$  trägt man nach Bild 12b auf und ermittelt die durch die Verlängerungen  $\Delta g$  und  $\Delta s$  bedingte Biegelinie eines Querträgers  $q$ . Die in den Strängen  $s$  ermittelten Kräfte  $X$  verteilt man dann im Verhältnis der Ordinaten  $\Delta_1$  und  $\Delta_2$  dieser Biegelinie auf die einzelnen Längsträger 1 und 2.

Dieser Vereinfachung liegt die Annahme zugrunde, daß die Längsträgerstränge 1, 2 annähernd dieselben Biegelinien der Querträger erzeugen würden, wie die Ersatzstränge  $s$ .

Die Berechnung wird man im allgemeinen nur für die Verkehrslast durchführen, da ja in der Regel durch Montagemaßnahmen die Mitwirkung des Fahrbahnrostes an der Lastaufnahme des Fahrbahngurtes ausgeschaltet wird.

**II. Beispiel.**

Es wird die in Stahlbau 1937, Heft 26, angegebene Versuchsbrücke (Bild 13) bei größter Stabkraft  $S_{3-4}$  durch die Versuchslast untersucht. Dabei ist  $S_1 = S_2 = 50,1 \text{ t}$   $S_3 = S_4 = 103,6 \text{ t}$ .

Die Längsträger (Bild 14) haben den Querschnitt  $F_e = 153 \text{ cm}^2$ . Die Untergurtstäbe 1 und 2 haben  $F_1 = F_2 = 180 \text{ cm}^2$ , 3 und 4  $F_3 = F_4 = 349 \text{ cm}^2$ .

Die Querträger (Bild 15a) haben  $J_x = 414\,600 \text{ cm}^4$   $J_y = 7730 \text{ cm}^4$   $J_p = 30\,300 \text{ cm}^4$ . Die entsprechenden Werte der Endquerträger (Bild 15b) sind  $J_x = 265\,700 \text{ cm}^4$   $J_y = 2675 \text{ cm}^4$   $J_p = 10\,590 \text{ cm}^4$ .



Die Querträger sind durch starke Windverbandsknotenbleche starr mit den Untergurten verbunden und als eingespannt anzusehen. Damit ergibt sich unter dem Lastenschema nach Bild 9

$$E J_y \epsilon_{aa} = \frac{a^3}{6b} (2b - 3a) = 665\,000 \text{ cm}^3,$$

also für die inneren Querträger

$$\epsilon_{aa} = \frac{665\,000}{2100 \cdot 7730} = 0,0410 \text{ cm/t}$$

und für den Endquerträger

$$\epsilon'_{aa} = \frac{665\,000}{2100 \cdot 2675} = 0,1183 \text{ cm/t.}$$

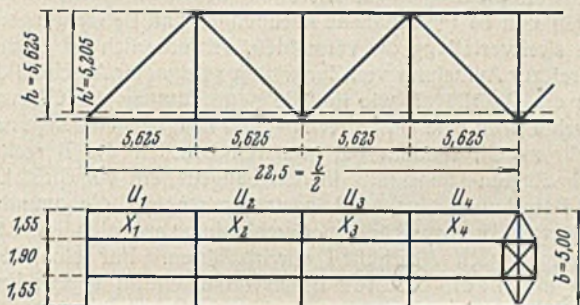


Bild 13.

Die Achse des Längsträgers liegt 11,5 cm über der Schwerachse des Querträgers, 6,5 cm über der des Endquerträgers; damit ergibt sich Gl. (6)

$$\alpha e = \mu \cdot \frac{1 \cdot e^2 f}{J_p G} = 1,5 \cdot \frac{11,5^2 \cdot 155}{30\,303 \cdot 810} = 0,0012 \text{ cm/t beim Querträger}$$

$$\text{und } = 1,5 \cdot \frac{6,5^2 \cdot 155}{10\,590 \cdot 810} = 0,0015 \text{ cm/t beim Endquerträger.}$$

Damit ist

$$\delta_{aa} = 0,0410 + 0,0012 = 0,0422 \text{ cm/t}$$

$$\delta'_{aa} = 0,1183 + 0,0015 = 0,1198 \text{ cm/t.}$$

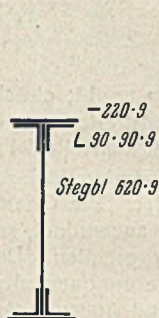


Bild 14.

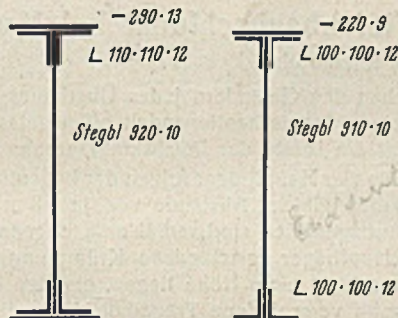


Bild 15a.

Bild 15b.

Da der Längsträger oben mit durchgehenden Laschen, unten durch starke Konsolen an dem Querträger angeschlossen ist, liegt der Kraftangriff in seiner Schwerachse, und es ist

$$e_l = \frac{562,5}{2100 \cdot 153,8} = 0,00179 \text{ cm/t.}$$

Die entsprechenden Werte für die Untergurtstäbe sind

$$e_{g1} = e_{g2} = \frac{562,5}{2100 \cdot 180} = 0,00149 \text{ cm/t}$$

$$e_{g3} = e_{g4} = \frac{562,5}{2100 \cdot 349} = 0,000767 \text{ cm/t.}$$

Aus den oben ermittelten Werten ergibt sich

$$\varphi = \frac{\delta_{aa}}{e_l} = \frac{0,0422}{0,00179} = 23,55$$

$$\varphi' = \frac{\delta'_{aa}}{e_l} = \frac{0,1198}{0,00179} = 66,95$$

$$\psi_1 = \psi_2 = \frac{e_{g1}}{e_l} = \frac{0,00149}{0,00179} = 0,832$$

$$\psi_3 = \psi_4 = \frac{e_{g3}}{e_l} = \frac{0,000767}{0,00179} = 0,428.$$

Der Wert  $\beta = \frac{h'}{h}$  ist nach Bild 13

$$\beta = \frac{5,205}{5,625} = 0,926.$$

Also ist

$$x_1 = x_2 = 1 + \varphi + \psi_1 \beta = 1,00 + 23,55 + 0,77 = 25,32$$

$$x_3 = x_4 = 1 + \varphi + \psi_3 \beta = 1,00 + 23,55 + 0,369 = 24,95.$$

Demnach sind die Zahlenwerte der Gl. (5b)

$$92,27 X_1 - 23,55 X_2 - 0,832 \cdot 50,1 = 0$$

$$-23,55 X_1 + 48,87 X_2 - 23,55 X_3 - 0,832 \cdot 50,1 = 0$$

$$-23,55 X_2 + 48,50 X_3 - 23,55 X_4 - 0,428 \cdot 103,6 = 0$$

$$-23,55 X_3 + 24,95 X_4 - 0,428 \cdot 103,6 = 0.$$

Die Lösung ist

$$X_1 = 1,93 \text{ t} \quad X_2 = 5,85 \text{ t} \quad X_3 = 8,52 \text{ t} \quad X_4 = 9,80 \text{ t.}$$

Die dazugehörigen Untergurtkräfte sind nach Gl. (1a)

$$U_1 = 48,3 \text{ t} \quad U_2 = 44,8 \text{ t} \quad U_3 = 95,9 \text{ t} \quad U_4 = 94,6 \text{ t.}$$

### III. Schlußfolgerungen aus dem Beispiel durch Vergleich der theoretischen und praktischen Ergebnisse.

Das hier gewählte Beispiel, für welches auch Meßergebnisse zur Verfügung stehen<sup>1)</sup>, ist in mehrfacher Hinsicht sehr bemerkenswert. Die Meßergebnisse haben einwandfrei gezeigt, daß die Untergurtstäbe diejenigen Spannungen aufweisen, die ihnen rechnergemäß zukommen, wenn man den vollen Querschnitt der Längsträger dem Querschnitt des Untergurts hinzurechnet. In unserem Falle ist also nach den Meßergebnissen

$$U_4 = \frac{S_4 F_{g4}}{F_{g4} + F_e} = \frac{103,6 \cdot 349}{349 + 153,8} = 72 \text{ t,}$$

und der Rest, nämlich  $103,6 - 72 = 31,6 \text{ t}$ , muß von anderen Teilen der Brücke aufgenommen worden sein. Nun ergibt aber die Theorie als Längskraft des Längsträgers nur  $X = 9,8 \text{ t}$ .

Dazu ist folgendes zu bemerken: Gl. (5b) zeigen, daß der Grad der Mitwirkung der Längsträger in hohem Maße abhängig ist von der Verbiegung der Querträger, denn bei starren Querträgern mit  $\delta_{aa} = 0$  würden wegen  $\varphi$  und  $\varphi' = 0$  die Gleichungen ergeben, und zwar für alle Unbekannten  $X_n$ :

$$x_n X_n - \psi_n S_n = 0$$

oder mit

$$x_n = 1 + \psi_n \cdot \frac{h'}{h}$$

und mit

$$\psi_n = \frac{e_{gn}}{e_l} = \frac{F_e}{F_{gn}}$$

$$(8) \quad \left(1 + \frac{F_e}{F_{gn}} \cdot \frac{h'}{h}\right) X_n - \frac{F_e}{F_{gn}} S_n = 0 \quad X_n = \frac{F_e}{F_{gn} + F_e \cdot \frac{h'}{h}} S_n$$

ein ziemlich selbstverständliches Ergebnis, wonach wäre

$$X_4 = \frac{153,8 \cdot 103,6}{349 + 0,926 \cdot 153,8} = 31,2 \text{ t,}$$

was mit den Meßergebnissen gut übereinstimmen würde.

Nun sind aber starre Querträger keineswegs vorhanden, und insbesondere der schwache Endquerträger beeinflusst das Ergebnis wesentlich. Aber gerade der Grad der Nachgiebigkeit der Querträger ist theoretisch nur unsicher zu erfassen, da die ganze Fahrbahn im Zusammenhang mit den Hauptträgern wegen der biegungsfesten Anschlüsse auch der Längsträger als waagrecht liegender Stockwerksrahmen wirkt. Hinsichtlich der Verbiegung der Querträger sind die in Bild 16 skizzierten drei Hauptfälle mit allen möglichen Zwischenstufen denkbar, wobei aber Fall I und III nicht ganz erreichbare Grenzfälle darstellen. In dem Beispiel wurde der Fall II, der Bauart der Brücke entsprechend, gewählt. Da aber auch die

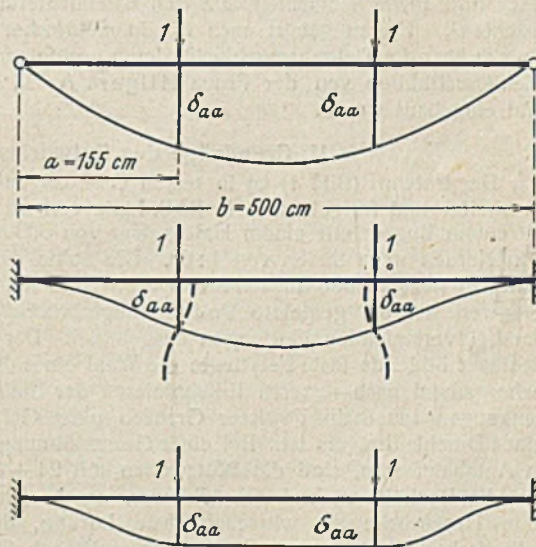


Bild 16.

Längsträger in waagrechttem Sinn sehr steif mit den Querträgern verbunden sind, ist eine Annäherung an den Fall III immerhin möglich, zumal ja bei Fall II die beiden Längsträgerstränge sich, wie in Bild 16 punktiert dargestellt, in entgegengesetztem Sinne verbiegen müßten, woran sie aber durch die fest aufgelagerten Schwellen verhindert werden. Nun würde aber selbst die Annahme des Falles III mit  $\delta_{aa} = 0,01919$ ;  $\delta'_{aa} = 0,0557$  für die Längsträgerkräfte nur folgende Werte ergeben:

$$X_1 = 3,34 \text{ t} \quad X_2 = 9,45 \text{ t} \quad X_3 = 10,78 \text{ t} \quad X_4 = 11,95 \text{ t,}$$

also auch noch eine erhebliche Abweichung von dem Meßergebnis, welches für  $X_4$  den Wert  $31,2 \text{ t}$  verlangen würde; es fragt sich, wie dieser Unter-



schied zwischen Theorie und Praxis aufzuklären ist. In geringem Maße tragen zur Entlastung des Untergurtes noch die gekreuzten Windverbandsstreben bei, ferner in noch geringerem Maße die gelenklose Ausbildung der Fachwerkknoten und der Längsträgerstränge. Es bleibt also nur die Erklärung, daß die Schienenstränge mit je einem Querschnitt von rd. 60 cm<sup>2</sup> sich erheblich an der Lastaufnahme beteiligt haben. Sie sind auf der Brücke verschweißt und haben an den Enden, aber erst außerhalb der Brücke, einige gelaschte Stöße, deren Nachgiebigkeit unsicher ist. Sie können sich wohl ziemlich unabhängig von Längs- und Querträger dehnen und insbesondere den schwachen Endquerträger an der Verbiegung mehr oder weniger hindern. Bezeichnen wir nun den Abstand des Schienenquerschnitts vom zugehörigen Obergurtnode mit  $h''$ , so ergibt sich, da die gemessene Untergurtstabskraft  $U_4'$  etwa 72 t beträgt und der wirkliche Wert  $X_4$  zwischen Fall II und III gemittelt mit rd. 11 t angenommen wird, für die von der Schiene aufzunehmende Kraft  $Z$

$$Z h'' + U_4' h + X_4 h' = S_4 h$$

$$\text{oder } Z = \frac{(S_4 - U_4') h - X_4 h'}{h''} = \frac{(103,6 - 72) 562,5 - 11 \cdot 520,5}{455}$$

$$Z = 26,5 \text{ t,}$$

wodurch die Schiene eine Längsbeanspruchung von 420 kg/cm<sup>2</sup> erfahren würde, was wohl durchaus denkbar ist, ohne daß die Schiene Schaden leidet.

Jedenfalls steht fest, daß in diesem Falle die Schiene sich ganz erheblich an der Lastaufnahme beteiligt hat; in welchem Maße sie das bei höheren Belastungen (die Versuchslast ohne Stoßzahl beträgt nur etwa 1/4 der  $N$ -Belastung einschließlich Stoßzahl) tun würde, ist unsicher; um eine einigermaßen klare Kraftverteilung zu erhalten, erscheint daher bei geschweißten Schienenstößen längsbewegliche Schwellenlagerung mit entsprechenden Ausdehnungsmöglichkeiten der Schiene an den Enden der Brücke unerlässlich.

Will man dann die Entlastung der Untergurtstäbe durch den Fahrbahnrost bei der Berechnung der Brücke berücksichtigen, so wäre das bei nach neueren Gesichtspunkten ausgebildeten Brücken in der Weise, wie im Beispiel geschehen, unter Annahme des Falles II (Bild 16) zulässig, darüber hinaus natürlich nicht. Bei der Berechnung der zusätzlichen Beanspruchung der Fahrbahnteile würde man aber, außer den ermittelten

Längskräften für die Längsträger bei den Biegebungsbeanspruchungen der Querträger, berücksichtigen müssen, in welchem Maße Einspannungen in Annäherung an Fall III (Bild 16) möglich sind, und die daraus sich ergebenden Biegebungsbeanspruchungen der Längsträger und Querträger berücksichtigen müssen<sup>2)</sup>.

Jedenfalls aber ergibt sich aus den vorstehenden Ausführungen, daß bei allen, in üblicher Weise konstruierten Fachwerkbrücken mit offener Fahrbahn die Verteilung der Kräfte, die man den Stäben des Fahrbahngurtes beizumessen pflegt, statisch recht unklar ist. Um eine richtige und wirtschaftlichere Baustoffverteilung im ganzen Bauwerk zu erzielen, dürfte es wohl vorteilhafter sein, durch steife waagerechte Verbände an den Endquerträgern die Längsträger zur vollen Mitwirkung an der Kraftaufnahme zu zwingen und so umständliche Rechnungen und Betrachtungen über die wirkliche Kraftverteilung zu vermeiden. Erforderlich ist dann aber ein einwandfrei zur Aufnahme von Zugkräften geeigneter Anschluß der Längsträger an die Querträger, wie ihn die neue Fassung der GE vorschreibt, die weiterhin auch eine Unterbrechung der Längsträgerstränge nach Bild 6 nicht mehr zuläßt, sondern bei größeren Brücken die Berechnung der dadurch bedingten Längskräfte in den Längsträgern vorschreibt.

Die Berechnung der in Längsträgersträngen, die ununterbrochen zwischen zwei Bremsverbänden durchlaufen, auftretenden Längskräfte ist sinngemäß nach Abschnitt I durchzuführen. Für eine Brücke mit  $n$  Feldern und nachgiebigen Bremsverbänden an beiden Enden geht dann Gl. (5b) durch schematische Weiterentwicklung über in:

$$(5c) \begin{cases} (z_1 + \varphi') X_1 - \varphi X_2 - \psi_1 \varrho_1 = 0 \\ -\varphi X_1 + (z_2 + \varphi) X_2 - \varphi X_3 - \psi_2 \varrho_2 = 0 \\ \vdots \\ -\varphi X_{n-2} + (z_{n-1} + \varphi) X_{n-1} - \varphi X_n - \psi_{n-1} \varrho_{n-1} = 0 \\ -\varphi X_{n-1} + (z_n + \varphi') X_n - \psi_n \varrho_n = 0. \end{cases}$$

Für starre Endverbände ist  $\varphi' = 0$ .

Da im übrigen die neue Fassung der GE durch den Querträger durchschießende Laschen für den Längsträgeranschluß an Ober- und Unterflansch des Längsträgers oder unten kräftige Konsole verlangt, kann in Zukunft symmetrischer Längsträgeranschluß angenommen werden, bei dem die Längskräfte  $X$  in der Schwerachse des Längsträgers angreifen.

## Die Reichsautobahnbrücke über die Tiefenbachschlucht bei Kassel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. C. J. Hoppe, Rheinbrohl.

### I. Allgemeines.

Die nord-südliche RAB.-Linie Hamburg—Frankfurt führt auf der Teilstrecke Göttingen—Kassel—Fulda hart östlich am Rande der Stadt Kassel vorbei. In Verbindung mit der in Vorbereitung befindlichen ost-westlichen Linie Erfurt—Ruhrgebiet wird Kassel zu einem wichtigen Kreuzungspunkt des RAB.-Liniennetzes. Die erstgenannte Nord-Süd-Teilstrecke, die inzwischen für den Verkehr freigegeben wurde, überschreitet in nächster Nähe Kassels verschiedene andere Verkehrswege, Fluß- und Bachläufe sowie Schluchten, die den Bau mehrerer Brücken erforderlich machten<sup>1)</sup>. Hierzu gehört auch die in mehrfacher Hinsicht interessante Brücke über die Tiefenbachschlucht, deren nachfolgend näher beschriebene Stahlkonstruktion von der Firma Hilgers A.-G., Rheinbrohl, geliefert und eingebaut wurde.

### II. Grundzüge des Entwurfes.

Der Entwurf (Bild 1) ist in seinen Grundzügen von der OBR Kassel bearbeitet und festgelegt. Die RAB.-Linie verläuft an der Brückenstelle in einem Bogen mit einem Halbmesser von 800 m und einer Steigung von Norden nach Süden von 1:60. Die Sohle der zu überbrückenden Schlucht liegt an der tiefsten Stelle etwa 20 m unter der Fahrbahn. Das Tragwerk ist als gelenkete Vollwandträgerbrücke auf vier Stützen mit parallel verlaufenden Gurtungen ausgebildet. Der den Untergrund der Schlucht bildende feste Fels legte die Wahl eines durchlaufenden Trägers nahe, zumal nach neueren Erkenntnissen der Einfluß etwaiger Stützensenkungen innerhalb gewisser Grenzen ohne Gefahr für den Bestand eines Durchlaufträgers ist. Bei einer Gesamtöffnung von 80 m, gemessen in Autobahnachse, sind die Stützweiten mit 24 + 32 + 24 m festgelegt. Da die Bauhöhe nicht beschränkt war, ergab sich für den Querschnitt eine Deckbrücke als wirtschaftlichste Lösung, die zugleich auch in ästhetischer Hinsicht ohne Zweifel am meisten befriedigt. Mit Rücksicht auf die durch die Kurvenlage bedingte 6%ige Querneigung der Fahrbahnen sind die beiden Fahrstreifen auf getrennten Tragwerken überführt. Jeder Fahrstreifen ist 7,5 m breit, eingefabt von beiderseitigen Schutzstreifen und Schrammbordbahnen, so daß sich eine lichte Weite

zwischen den Geländern jedes Überbaues von 10,4 m ergibt; einschließlich eines dazwischenliegenden offen gelassenen Trennstreifens von 3,2 m beträgt die Breite der Reichskraftfahrbahn an der Brückenstelle 24 m.

Die vier Hauptträger folgen der bogenförmig gekrümmten RAB.-Achse; sie haben gleiche Abstände von je 6,8 m voneinander. Die Querträger und Auflagerlinien sind radial zum Bogenmittelpunkt angeordnet, so daß alle Hauptträger verschiedene Krümmungshalbmesser erhalten. Da die Untergurte in einer Höhe liegen, ergeben sich zufolge der quergeneigten Fahrbahn verschiedene Trägerhöhen für die Innen- und Außenträger.

Die der Querneigung von 6% angepaßte Fahrbahn ruht auf Buckelblechen, die von einem Gerippe aus Längs- und Querträgern getragen wird. Es sind zwei mittlere und zwei besonders ausgebildete Randlängsträger angeordnet. Die Querträger haben einen mittleren Abstand von 4 m; infolge ihrer Radiallage nehmen die Feldweiten von außen nach innen zu ab, schließen demnach trapezförmige Felder ein.

Die lotrechten Auflagerkräfte werden an den Enden durch übliche Lager, an den mittleren Stützenpunkten durch Pendelstützen in die Unterbauten abgeleitet. Zur Aufnahme der waagerechten Windkräfte wird die Fahrbahnplatte herangezogen, die, da die Pendelstützen waagerechte Kräfte nicht aufnehmen können, als Träger zwischen den Widerlagern mit 80 m Stützweite aufzufassen ist. Zur Abgabe dieser Windkräfte sind besondere Windlager eingebaut. Der überdies vorhandene, in der Ebene der Querträgeruntergurte liegende K-förmige Waagerechverband dient lediglich zur Querversteifung während der Einbauarbeiten, verblieb aber nach Fertigstellung im Bauwerk.

Als Baustoff wurde für alle Überbauten St 37, für die Hauptlager Stg 52.81 S bzw. St C 35.61 vorgesehen.

Die Überbauten wurden nach Brückenklasse I gemäß DIN 1072 und 1073 bemessen. Dabei wurden die ganzen, einschließlich der Schutzstreifen 8,9 m breiten Fahrbahnen (gemessen zwischen den Schrammborden) als verkehrsbelastet angenommen, während gleichzeitige Belastung der Schrammbordbahnen ausgeschlossen war. Für das Gelände wurde der bei RAB.-Brücken besonders vorgeschriebene waagerechte Holmdruck von 130 kg/m zugrunde gelegt.

### III. Die Fahrbahn.

In Bild 2 ist der Querschnitt eines Überbaues dargestellt.

An den eigentlichen, 7,5 m breiten Fahrstreifen schließen sich auf beiden Seiten 0,4 bzw. 1 m breite Schutzstreifen an, so daß die befahrbare Nutzbreite zwischen den Schrammborden 8,9 m (in der Waagerechten gemessen) beträgt. Diese Fahrbahn wird noch von Schrammbordbahnen

<sup>1)</sup> Zillinger, Die Autobahnbrücke über das Werratal bei Hann.-Münden. Bauing. 1937, Heft 23/24, S. 319, u. Oeser, Das Werrabauwerk bei Hann.-Münden. Bautechn. 1938, Heft 23/24, S. 292; — Schlüter, Die Helderbachtalbrücke. Bauing. 1937, Heft 23/24, S. 334; — Oeser, Die Söhrebahnunterführung bei Ochshausen. Bauing. 1937, Heft 23/24, S. 339; — Bachmann, Stählerne Autobahnbrücken bei Kassel. Bauing. 1937, Heft 23/24, S. 350.



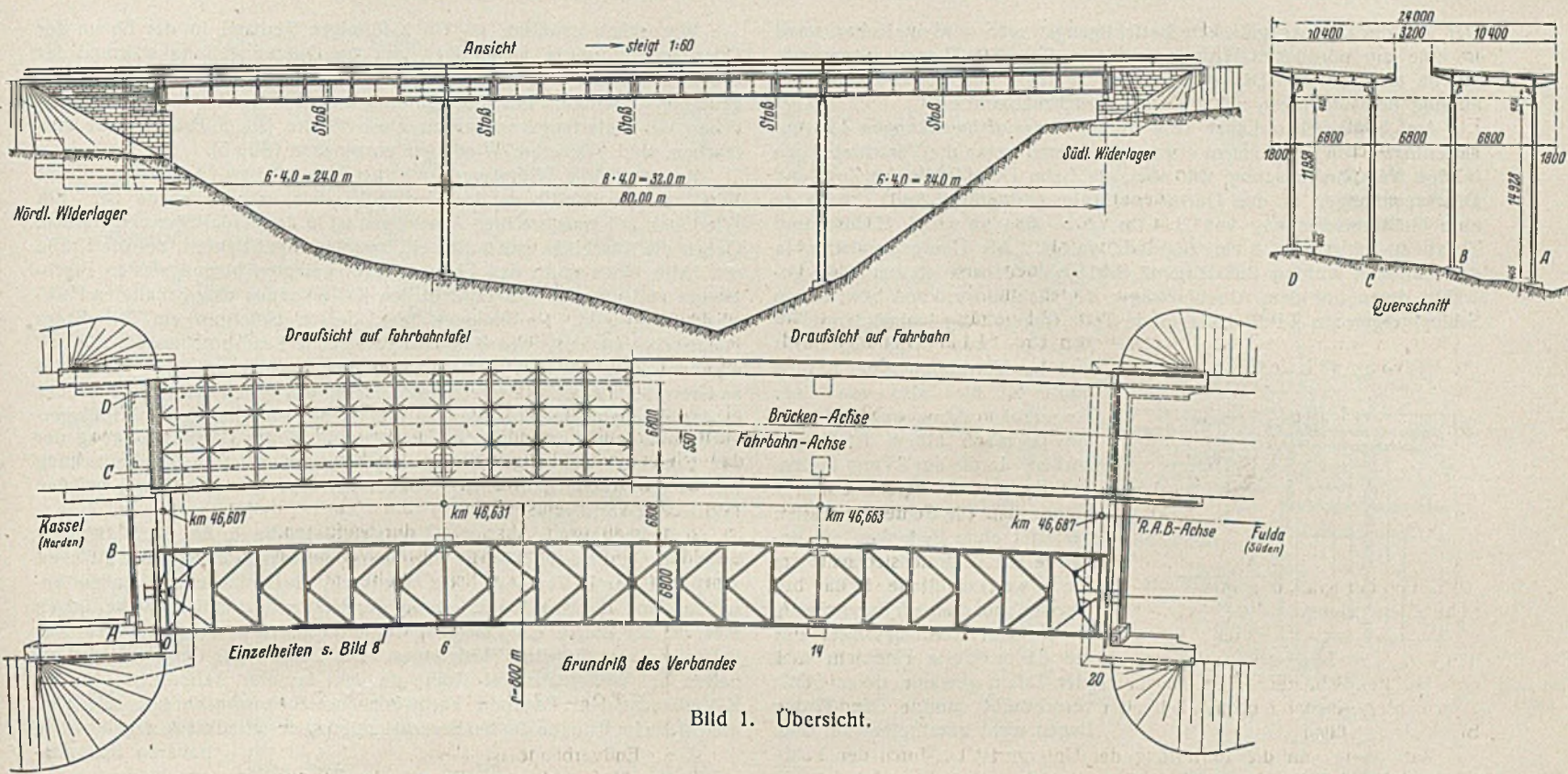


Bild 1. Übersicht.

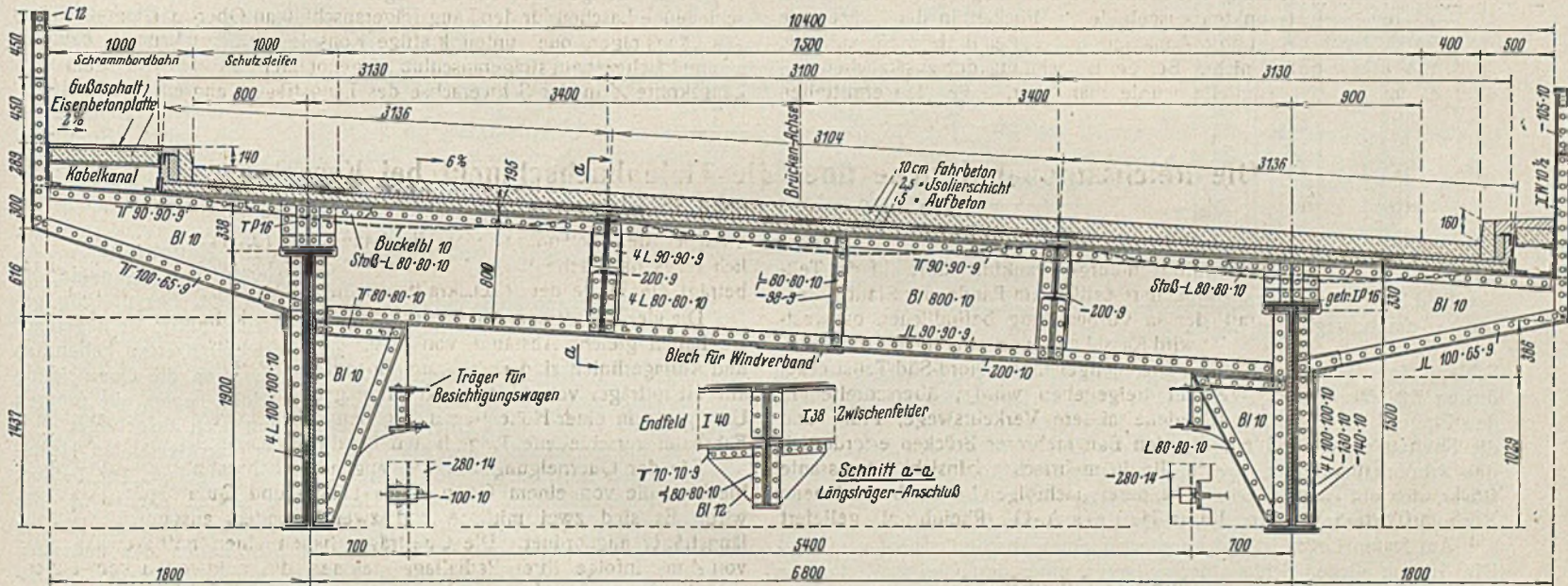


Bild 2. Querschnitt.

eingefaßt; hierdurch ergibt sich dann das lichte Maß zwischen den Geländern mit 10,4 m. Die Fahrbahndecke besteht aus 10 cm Fahrbeton, 2,5 cm Schutzschicht mit Dichtung und 5 cm Aufbeton über dem Füllbeton der Buckelbleche. Einschließlich deren Eigengewicht wiegt diese Tafel 0,62 t/m<sup>2</sup>.

Die Buckelbleche von 10 mm Dicke werden in der Längsrichtung durch zwei mittlere und zwei Rand-Längsträger, in der Querrichtung durch die Querträger gestützt. Bei einem Waagerechtabstand der Längsträger von 3,13 + 3,10 + 3,13 m und einem mittleren Querträgerabstand von 4 m ergeben sich Buckelbleche von etwa 12 m<sup>2</sup> Größe; ihr Grundriß ist zufolge der Radiallage der Querträger trapezförmig. Die Längsträger stehen senkrecht zur geneigten Fahrbahndecke.

Die statische Berechnung dieser Fahrbahnteile bietet keine Besonderheiten. Sämtliche Längsträger sind mit durchschießenden Platten kontinuierlich ausgebildet und entsprechend bemessen. Während die mittleren Längsträger aus Normalprofilen bestehen, erforderten bauliche Gründe eine besondere Ausbildung der Randlängsträger, die aus Stehblechen und Winkeln zusammengesetzt sind. Auch diese Randlängsträger sind nur für lotrechte Lasten berechnet. Soweit bei Belastung der Buckelblechtafeln waagerechte Kraftwirkungen an den Auflagerrändern entstehen, dürften diese durch den in die Buckelungen eingebrachten Beton, der zudem durch eingeschweißte Streckmetalltafeln innigst mit den Blechen verbunden ist, mit Sicherheit aufgenommen werden<sup>2)</sup>. Da die unteren

<sup>2)</sup> Vgl. Schaechterle u. Leonhardt, Fahrbahnen der Straßenbrücken. Bautechn. 1938, Heft 23/24, S. 306.

Gurtungen der Randlängsträger gleichzeitig die Gurtungen der als Windverband aufgefaßten Buckelblechtafel bilden, wurden die aus Wind in ihnen entstehenden Zusatzspannungen nachgewiesen. Diese ergaben sich bei den vorgeschriebenen Windbelastungen als keineswegs geringfügig, wenn sie auch zufolge der für diesen Belastungsfall vorgeschriebenen zulässigen höheren Beanspruchungen die Bemessung nicht beeinflussen.

Die aus Stegblechen, Gurtwinkeln und Gurtplatten zusammengesetzten Querträger sind so hoch gelegt, daß Kopfniete im Hauptträgerobergurt bei Lockerwerden ausgewechselt werden können. Sie sind seitlich um 1,8 m ausgekragt; aus Montagegründen sind die Kragarme über den Hauptträgern gestoßen. An den Querträgeranschlüssen sind kräftige Eckbleche untergesetzt, so daß die Hauptträgeruntergurte, die beim Durchlaufträger ja vielfach Druckbeanspruchung erfahren, in waagrechtem Sinne gesichert sind. Geländerpfosten, Kragarme und die in ihrer Verlängerung angeordneten Hauptträgeraußenstiefen erhalten gleiche Breitenabmessungen, wodurch eine einheitliche Linie von guter Sichtwirkung erzielt wird. Diese Ausführungsart ist in letzter Zeit ja häufig angewendet.

An den Querträgereckblechen sind die Fahrschienenräger für den Besichtigungswagen angeschlossen. Da die Räder innen auf den unteren Flanschen laufen, werden die Träger zusätzlich auf Verdrehung beansprucht. Das aus diesem Grunde zunächst vorgesehene Peiner Leichtprofil wurde wegen Beschaffungsschwierigkeiten durch einen geschweißten Träger ersetzt; auch die aus der Torsionsbeanspruchung sich ergebenden waagerechten Anschlußkräfte werden durch Schweißnähte aufgenommen.



Der von der Demag gelieferte Besichtigungswagen wird im Ruhezustand in eine am nördlichen Widerlager (Seite der festen Lager) ausgesparte Nische eingefahren. Diese Anordnung bedingte eine verschiedene Ausbildung der Windlager, auf die noch zurückzukommen ist.

Am beweglichen Lager sind infolge Wärmeschwankungen Längenänderungen von  $\pm 3,4$  cm zu erwarten. Hierzu treten die Verschiebungen infolge Verkehrsbelastung, die aber, da beim Durchlaufträger Zug- und Druckspannungen in den Gurten wechseln, geringfügig sind. Es wurde eine Größtverschiebung von  $\pm 4$  cm, d. h. also zwischen Höchst- und Tiefsttemperatur von 8 cm zugrunde gelegt. Als Übergangsplatten in der Fahrbahn wurden flußstählerne Schlepplbleche von 40 mm Dicke gewählt, deren auf dem Abschlußträger der Stahlkonstruktion bzw. einem Schlepplträger aus IP 22 auflagernde Teile fingerförmig ineinandergreifen (Bild 3). Aus Ersparnisgründen und zur Verringerung der Schlitzbreite ist hier also von einer Fingerkonstruktion aus Stahlguß, die ja meist üblich ist, abgewichen. In die nur 35 mm breiten Schlitzze greifen die 25 mm breiten Finger ein. Die Breite von 35 mm gestattet ohne Bedenken ein Befahren mit Kleinkraftträdern. Um die Übergangsbleche griffig zu machen, sind quer zur Fahrtrichtung 5 mm tiefe Nuten eingefräst. Für die 8,9 m breite Fahrbahn sind vier Tafeln gewählt, deren Stöße verschweißt sind. Die Finger liegen nicht unmittelbar auf dem

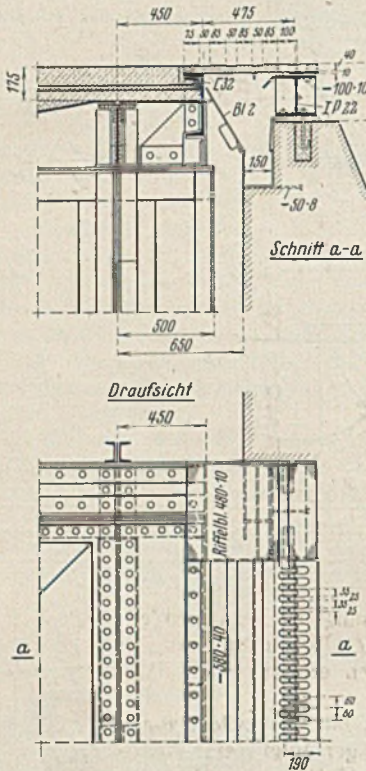


Bild 3. Übergangskonstruktion am beweglichen Lager.

Schlepplträger, sondern auf einem gleichfalls mit Schlitz versehenen 10 mm dicken Zwischenblech. Somit bleibt stets ein ausreichender Spalt unter den Fingern für die Abführung des Tageswassers gewahrt, selbst wenn die Spalten neben den Fingern mit der Zeit verschmutzen sollten. Bei den Schrammbordbahnen genügen einfache Schleifbleche. Der Abschlußträger, der auf die Hauptträger aufgesetzt und an den Längsträgern mit Konsolen zwischengestützt ist, besteht aus einem  $\square 32$ .

Am festen Lager ist auf Anordnung eines Abschlußträgers verzichtet. Die 16 mm dicken Schlepplbleche laufen unter der Fahrbahndecke vom Endquerträger bis zu einer auf dem Widerlager aufgesetzten Gleitschiene durch. Um bei der sich so ergebenden größeren Stützweite keine unzulässigen Beanspruchungen im Blech zu erhalten, ist letzteres durch unten angeschweißte Rippen  $60 \times 20$  in 200 mm Abstand versteift (Bild 4).

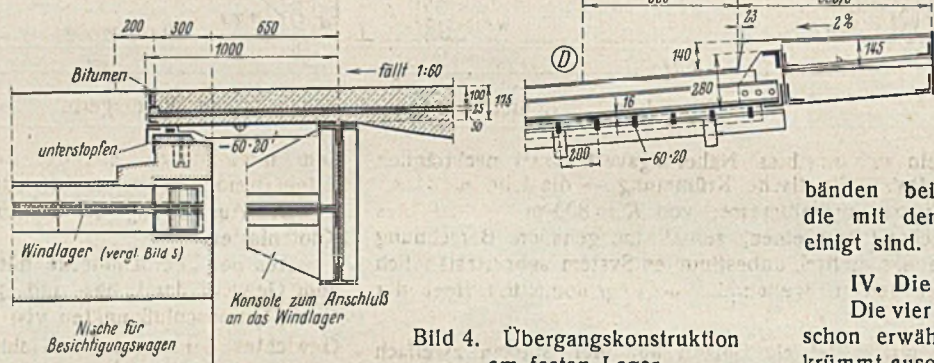


Bild 4. Übergangskonstruktion am festen Lager.

Wie schon erwähnt, ist ein K-förmiger Verband in der Ebene der Querträgeruntergurte angeordnet, der zur Querverstelfung während der Einbauzeit dient, wogegen die Windkräfte durch die Fahrbahn tafel aufgenommen werden. Für die Ableitung der Windkräfte, die bei den üblichen Windbelastungsvorschriften etwa 30 t an jedem Brückenende ausmachen, sind besondere Windlager vorgesehen (Bild 5).

Am südlichen Widerlager, d. h. am beweglichen Lager, liegt dieses Windlager in der Ebene des Verbandes, wie es naheliegender ist. Ein Windbock mit waagerechten Anschlägen ist in das Widerlager eingelassen. Gegen die Anschläge stützt sich ein hammerartiger Bautell, der die Kräfte mit Hilfe eines unter den Endquerträger gelegten biegegesfesten Blechträgers und eines in das Endfeld des K-Verbandes eingeschalteten Fachwerkes weitergibt. Im Endquerträger, dessen Untergurt ein Teil dieses Fachwerkes ist, entstehen demnach zusätzliche Beanspruchungen, die sich ergeben einerseits aus der Wirkung des erwähnten Fachwerkes und andererseits aus dem Versetzungsmoment, das durch die Aufnahme der in der Fahrbahn tafel angreifenden und in der tieferliegenden Windlagerebene aufgenommenen Windkräfte entsteht. Unter Berücksichtigung der bei Einschluß der Windwirkung zugelassenen höheren Beanspruchung reichte gleichwohl beim Endquerträger derselbe Querschnitt wie bei den mittleren Querträgern aus.

Am nördlichen, d. h. festen Lager verbletet die für den Besichtigungswagen ausgesparte Nische die Anordnung des Windbockes in der gleichen Höhe wie der K-Verband. Der Windbock, die in ihn eingreifenden Anschläge und die zur Weiterleitung der Kräfte bestimmten Stäbe liegen hier in der Ebene der Längsträgeruntergurte, d. h. also etwa 390 mm höher als am südlichen Widerlager. Die Längsträger des Endfeldes erhalten bei Weitergabe der Kräfte an das darunter befindliche, in der K-Verbandebene liegende Fachwerk Zusatzbeanspruchungen, die aber gleichfalls im Rahmen der bei Berücksichtigung der Windkräfte zugelassenen höheren Spannungen bleiben.

Die Anordnung dieser Bauteile ähnelt, wie man sieht, der konstruktiven Behandlung von Bremsverbänden bei Eisenbahnbrücken, die mit dem Windverband vereinigt sind.

#### IV. Die Hauptträger.

Die vier Hauptträger sind, wie schon erwähnt, bogenförmig gekrümmt ausgeführt; sie liegen auf konzentrischen Kreisen, haben also verschiedene Krümmungshalbmesser. In Anpassung an die Querneigung der Fahrbahn sind, da die Untergurte in einer Höhe liegen, die inneren und äußeren Träger jedes Überbaues verschieden hoch ausgebildet.

Für die Berechnung der über vier Stützen durchlaufenden Hauptträger wurden zunächst folgende Voraussetzungen festgelegt. Die beiden, an der Bogenaußenseite liegenden Hauptträger sollten ebenso wie die beiden entsprechenden Innenträger je gleich bemessen werden. Für die Ermittlung der statischen Größen sind die Stützweiten des äußersten Hauptträgers mit  $24,306 + 32,408 + 24,306$  m zugrunde gelegt; die zugehörige gleichbleibende Feldweite, durch die Querträgerentfernung gegeben, ist 4,051 m. Das für die statischen Verhältnisse geringfügige Längsgefälle der Überbauten von 1:60 blieb außer Ansatz. Die Hauptträger wurden zunächst als gerade Balken berechnet und der Einfluß der

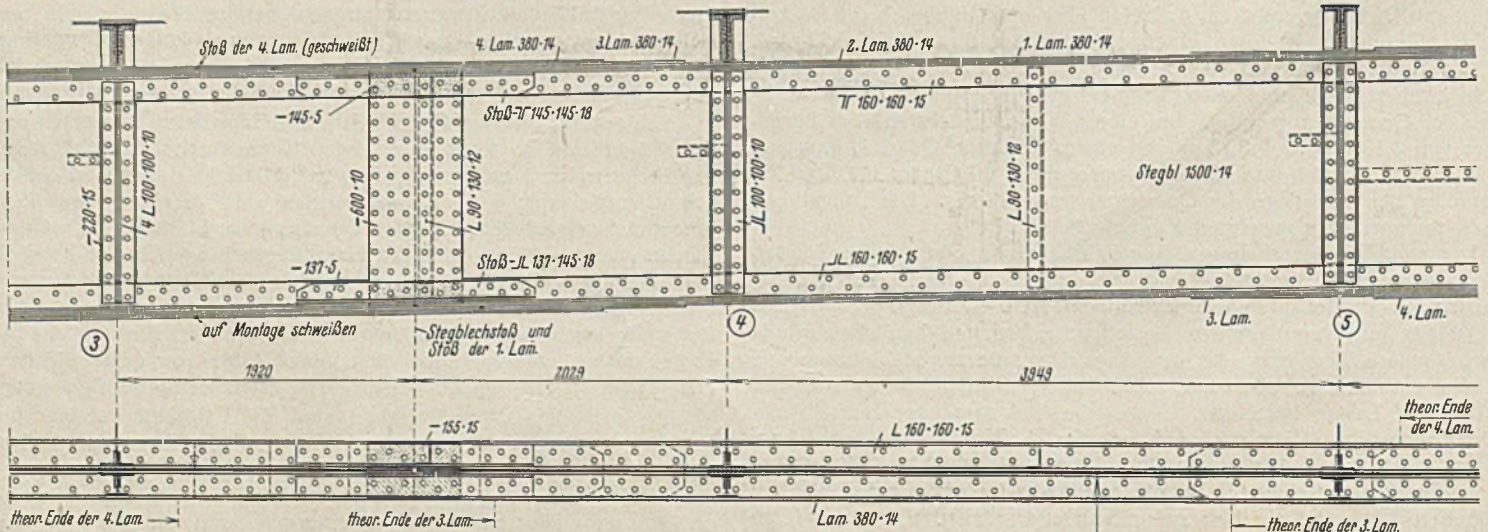


Bild 8. Teilstück eines der inneren, niederen Hauptträger (vgl. Hinweis Bild 1).



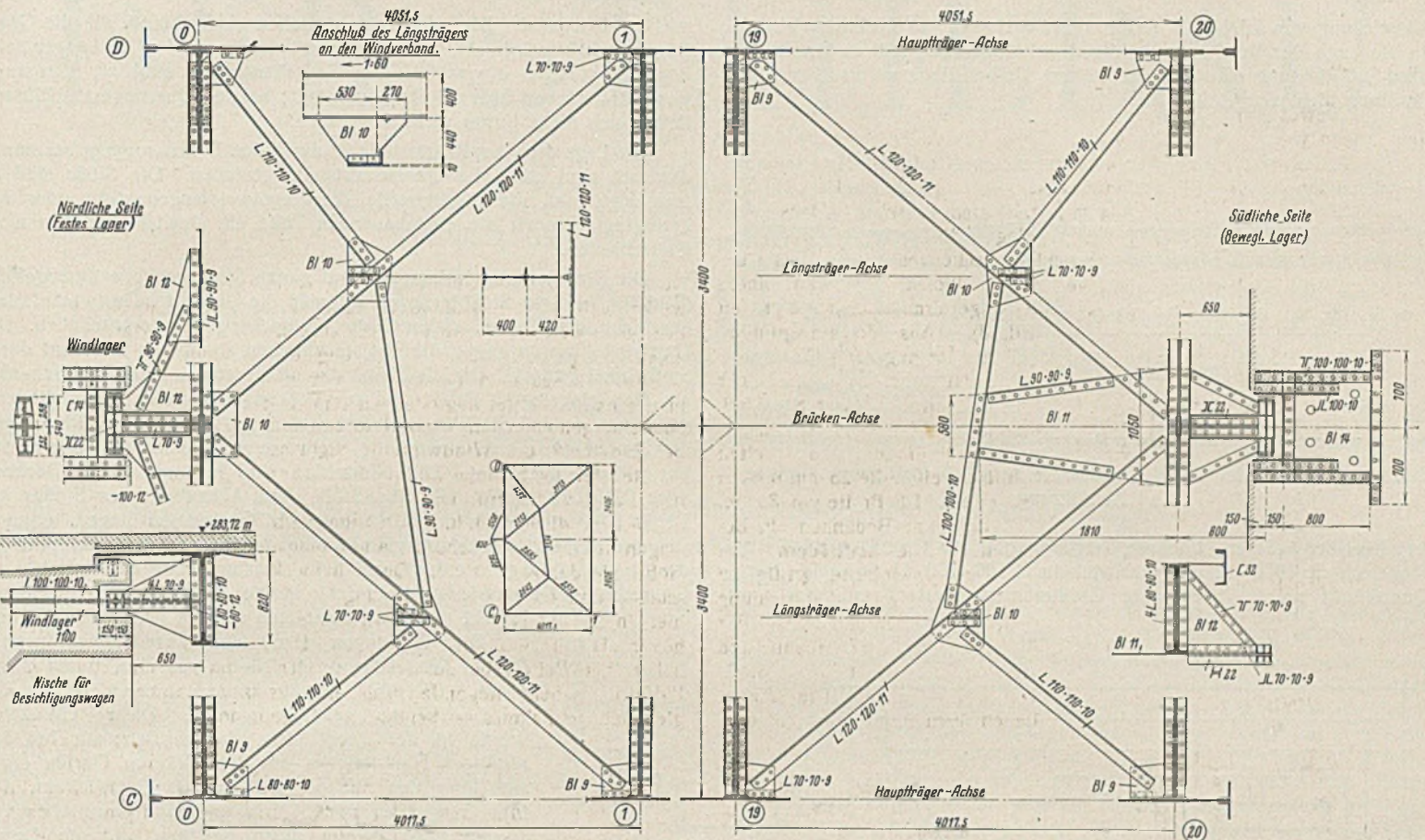


Bild 5. Endfelder des Windverbandes mit Windlagern.

Krümmung durch ein vereinfachtes Näherungsverfahren<sup>3)</sup> nachträglich ermittelt. Die verhältnismäßig flache Krümmung — die Überbaumittelachse hat einen Krümmungshalbmesser von  $R=800$  m — ließ dies Verfahren als ausreichend erscheinen, zumal eine genauere Berechnung bei dem an sich zweifach statisch unbestimmten System sehr umständlich geworden wäre. Bei den maßgebenden Biegemomenten liegt der Einfluß der Krümmung bei 1,5%.

Das Hauptträgersystem ist als Balken auf vier Stützen zweifach statisch unbestimmt; alle vier Stützpunkte sind als starr angenommen. Die Berechnung der Einflußlinien der für die Bemessung erforderlichen statischen Größen erfolgte in Anlehnung an ein bekanntes Lehrbuch<sup>4)</sup> unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente und gestaltete sich zufolge der Symmetrie verhältnismäßig einfach. Nach Ermittlung der Einflußlinien für die als statisch unbestimmte Größen eingeführten Stützenmomente ließen sich die Einflußlinien der Feldmomente mit Hilfe der Spitzenkurve leicht bestimmen. Der Vergleich zwischen den in den Feldern als konstant angenommenen Trägheitsmomenten mit

dem tatsächlichen, aus der Bemessung sich ergebenden Verlauf der Trägheitsmomente ergab befriedigende Übereinstimmung (Bild 6).

Die Auswertung der Einflußlinien erfolgte zweckmäßigerweise mit Knotenlasten.

Aus der Fahrbahndecke mit dem Einheitsgewicht von  $0,62 \text{ t/m}^2$  und dem Gewicht der Längs- und Querträger folgte eine Knotenlast in den Querträgeranschlußpunkten von  $G_f=15,41 \text{ t}$ ; unter Berücksichtigung des Gewichtes der sonstigen Stahlkonstruktionsteile (Hauptträger, Besichtigungswagenträger, Windverband) betrug die Gesamtknotenlast  $G=20 \text{ t}$  das ist etwa  $5 \text{ t/lfdm}$  Hauptträger.

Auch die nach DIN 1072, Brückenklasse I, festgelegten Verkehrslasten wurden auf Knotenlasten umgerechnet, wobei die Verkehrslast seitlich bis an die Schrammbordkante, also einschließlich des Schutzstreifens herausgerückt wurde. Aus der gleichmäßig verteilten Ersatzlast auf der Fahrbahn ergaben sich mit einer Stoßzahl  $\varphi=1,35$  für die dreispurige Brücke Knotenlasten  $\varphi P'=13,23 \text{ t}$  für alle Knotenpunkte, zu denen noch als Überlasten die gleichfalls auf die Knotenpunkte umgerechneten Lasten aus den Achsdrücken der vorgeschriebenen Einzelfahrzeuge mit  $\varphi P''=21,44 \text{ t}$  und  $\varphi P'''=6,53 \text{ t}$  für zwei benachbarte Knotenpunkte hinzukamen.

Während gleichmäßige Erwärmung für das gewählte System ohne Einfluß war, wurde ungleiche Erwärmung von Unten gegen Oberrgurt in

<sup>3)</sup> Bachmann, Stählerne Autobahnbrücken bei Kassel. Bauing. 1937, Heft 25/26, S. 384.

<sup>4)</sup> Kammer, Der durchlaufende Träger über ungleichen Öffnungen. Springer 1926.

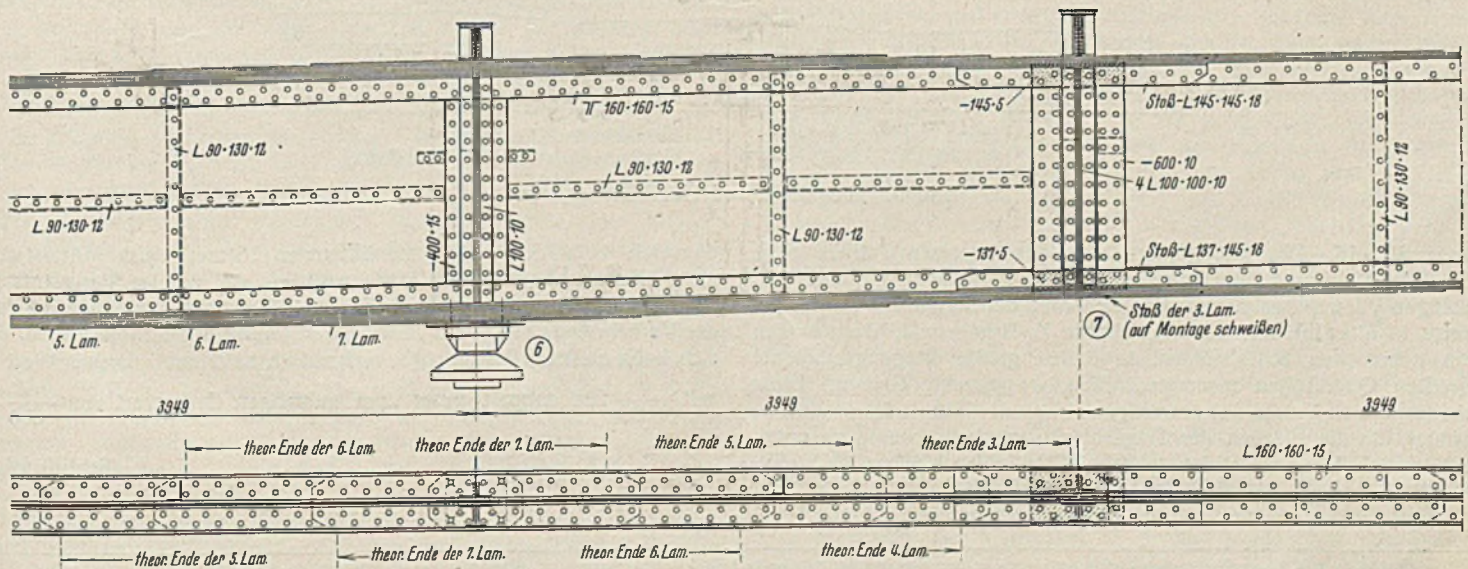


Bild 8.



Abweichung von DIN 1072 mit nur  $\Delta t = \pm 5^\circ \text{C}$  in Rechnung gestellt, da die Lage der Brücke in waldiger, schattiger Gegend und außerdem Nord-Süd-Richtung eine scharfe, höhere Unterschiede verursachende Bestrahlung nicht erwarten ließ.

voll erreicht wird. Die senkrechten Steifen sind ebenso wie die Querträgeranschlüsse lotrecht, also nicht rechtwinklig zu den im Längsgefälle liegenden Gurten eingesetzt. Die Zwischensteifen sind zur Ersparung von Futterstücken über die Gurte gekröpft; bei den Querträgeranschlüssen ließen sich diese Futter nicht vermeiden.

Die Lage der Hauptträgerstöße ist durch den Einbauvorgang bestimmt; demnach sind stets alle Querschnittstelle gestoßen. Die Stöße sind so festgelegt, daß die Einzelprofile die Regelwalzlängen nicht oder nur geringfügig, ferner die einzubauenden Teile ein Gewicht von 12 t nicht überschreiten.

Die Stegblechstoßdeckung ist auf ganze Stegblechhöhe durchgeführt (Bild 8). Da diese Stoßbleche naturgemäß die Dicke der Gurtwinkel nicht benötigen, sind Futter an den Gurtwinkeldeckungen untergeschoben. Die Gurtwinkel laufen gegen die Stegblechlaschen stumpf an und sind durch Stoßwinkel gedeckt. Die als Ersatz der waagerechten Gurtwinkelschenkel am Stoß eingelegten Futter sind zur Deckung der ersten Gurtplatte mitgerechnet, so daß die hier sitzenden Stoßniete zweischnittig wirken. Alle übrigen Stoßniete sind einschnittig, teilweise unmittelbar, teilweise mittelbar wirkend gerechnet. Die Nietzahlen sind bei mittelbarer Deckung nach DIN 1079 erhöht. Da die Stöße (mit Ausnahme des Stoßes bei Punkt 10) im Bereich der Abstufung der Gurtplatten liegen, ergeben sich im allgemeinen keine symmetrischen Stoßbilder. Grundsätzlich ist die Stoßausbildung so erfolgt, daß beim Zusammenbau ein Einfädeln der Querschnittstelle vermieden wird; dafür mußte eine entsprechend größere Anzahl von Baustellennieten in Kauf genommen werden.

Die Gurtungen sind, den zusammenzufügenden Dicken entsprechend, mit Nieten von  $d = 26 \text{ mm } \phi$  genietet. DIN 1079 gemäß können hiermit Dicken bis  $4,5 d = 117 \text{ mm}$  geheftet werden. Dieser Grenzwert wurde in der Regel nicht überschritten; nur bei den niedrigen Hauptträgern mit den dickeren Gurten ergab sich über den Stützen, wo zu den Gurtwinkeln, den fünf Gurtplatten von 14 mm und zwei Gurtplatten von 16 mm noch 30 mm dicke Bellagen für die Lagerbefestigung hinzutreten, ein Maß von 147 mm. Um bei dieser Klemmlänge ein einwandfreies Ausfüllen der Nietlöcher sicherzustellen, wurden in diesem Bereich verstärkte Niete, deren Schaftdurchmesser nur 0,5 mm kleiner als der Lochdurchmesser war, eingesetzt. Es wurden demnach diejenigen baulichen Grundsätze berücksichtigt, die in dem Januar 1938 erschienenen DIN-Blatt 1079 allgemein gültig festgelegt sind.

Die Hauptträger wurden um Maße überhöht, die sich aus der Biegelinie infolge ständiger Last ergaben. Die Überhöhung wurde durch entsprechenden Zuschnitt der Bleche, deren Begrenzungskanten jedoch geradlinig gelassen wurden, erzielt. Die Durchbiegungswerte sind für die niederen Hauptträger mit den kleineren Trägheitsmomenten ermittelt, die Überhöhung der höheren, demnach steiferen Hauptträger ist aber um die gleichen Maße erfolgt. Die Biegelinie aus ständiger Last, die in der Mitte des Mittelfeldes eine größte Senkung von etwa 15 mm ergibt, sowie die gewählte Überhöhungslinie ist in Bild 9 dargestellt. Die Überhöhung beträgt

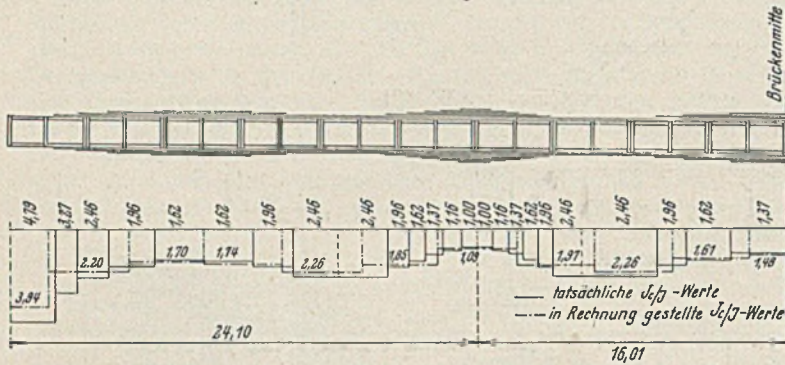


Bild 6. Vergleich der Trägheitsmomente zwischen Rechnungsannahme und Ausführung.

Für die äußeren, höheren Träger wurde ein Grundquerschnitt aus Stegblech  $\square 1900 \cdot 12$  und Gurtwinkeln  $L 160 \cdot 160 \cdot 15$  gewählt. Dieser Querschnitt wurde nach dem Größtmomentenverlauf mit vier Gurt-

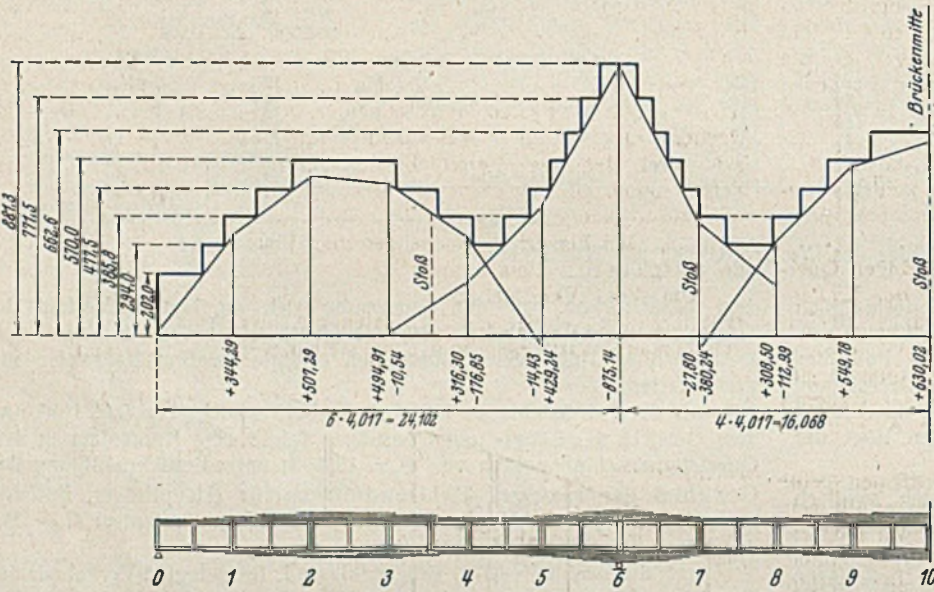


Bild 7. Baustoffverteilung der inneren, niederen Hauptträger.

platten  $\square 380 \cdot 14$  und einer fünften Platte  $\square 380 \cdot 16$  verstärkt. Die inneren, niederen Träger haben entsprechend ein Stegblech  $\square 1500 \cdot 14$ , Gurtwinkel  $L 160 \cdot 160 \cdot 15$ , fünf Gurtplatten  $\square 380 \cdot 14$  und zwei

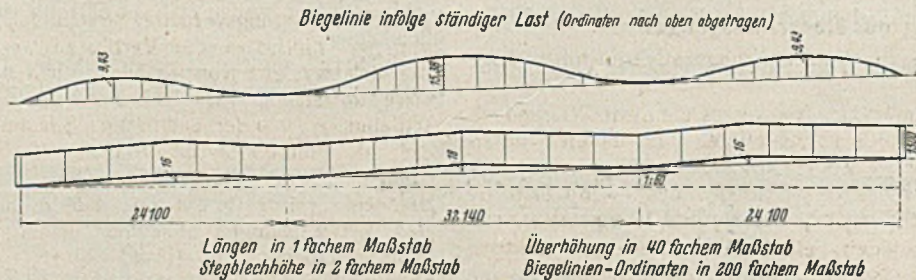


Bild 9. Biegelinie und Überhöhungsnetz.

Platten  $\square 380 \cdot 16$ . Die Baustoffverteilung des letzteren Trägers zeigt Bild 7. Die Sicherung der Stegbleche gegen Ausbeulen, nach den „Vorläufigen Vorschriften für die Beulsicherheit der Stegbleche“ ermittelt, erforderte in allen Feldern eine senkrechte Zwischensteife, dazu in den Feldern neben den Mittelstützen, in denen größte Biegemomente mit größten Querkräften zusammentreffen, waagerechte Steifen. Diese Zwischensteifen sind stets nur einseitig, d. h. an der Hauptträgerinnenseite angeordnet, um die Flächen der Trägerbleche möglichst wenig zu unterbrechen, zumal die erforderliche statische Wirkung durch einseitige Steifen

demnach beim Stoß der Seitenöffnungen 16 mm, beim Mittelstoß der Mittelöffnung 18 mm, diese Maße natürlich auf die im Verhältnis 1:60 ansteigende Gradienten-bezogen. Die größte Durchbiegung infolge ruhender Verkehrslast, die in der Mitte der Mittelöffnung auftreten wird, ergibt sich beim niederen Hauptträger rechnerisch zu 27 mm. Dieser Wert liegt mit  $\frac{l}{1186}$  fast doppelt unter dem zulässigen Grenzwert von  $\frac{l}{600}$ .

(Schluß folgt.)