

DIE STAHLBAUWERKE FÜR DIE
BRÜCKEN IM ZUGE DER NEUEN BAHNSTRECKE
BELGRAD- PANCEVO



Die Stahlbauwerke für die Brücken im Zuge der neuen Bahnstrecke Belgrad - Pancevo

ausgeführt im Auftrage der Jugoslawischen Regierung

von den Werken

Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf-Oberbilk

Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen (Rhld.)

C. H. Jucho, Dortmund

Aug. Klönne, Dortmund

Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen (Niederrh.)

Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, Mainz-Gustavsburg

Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund

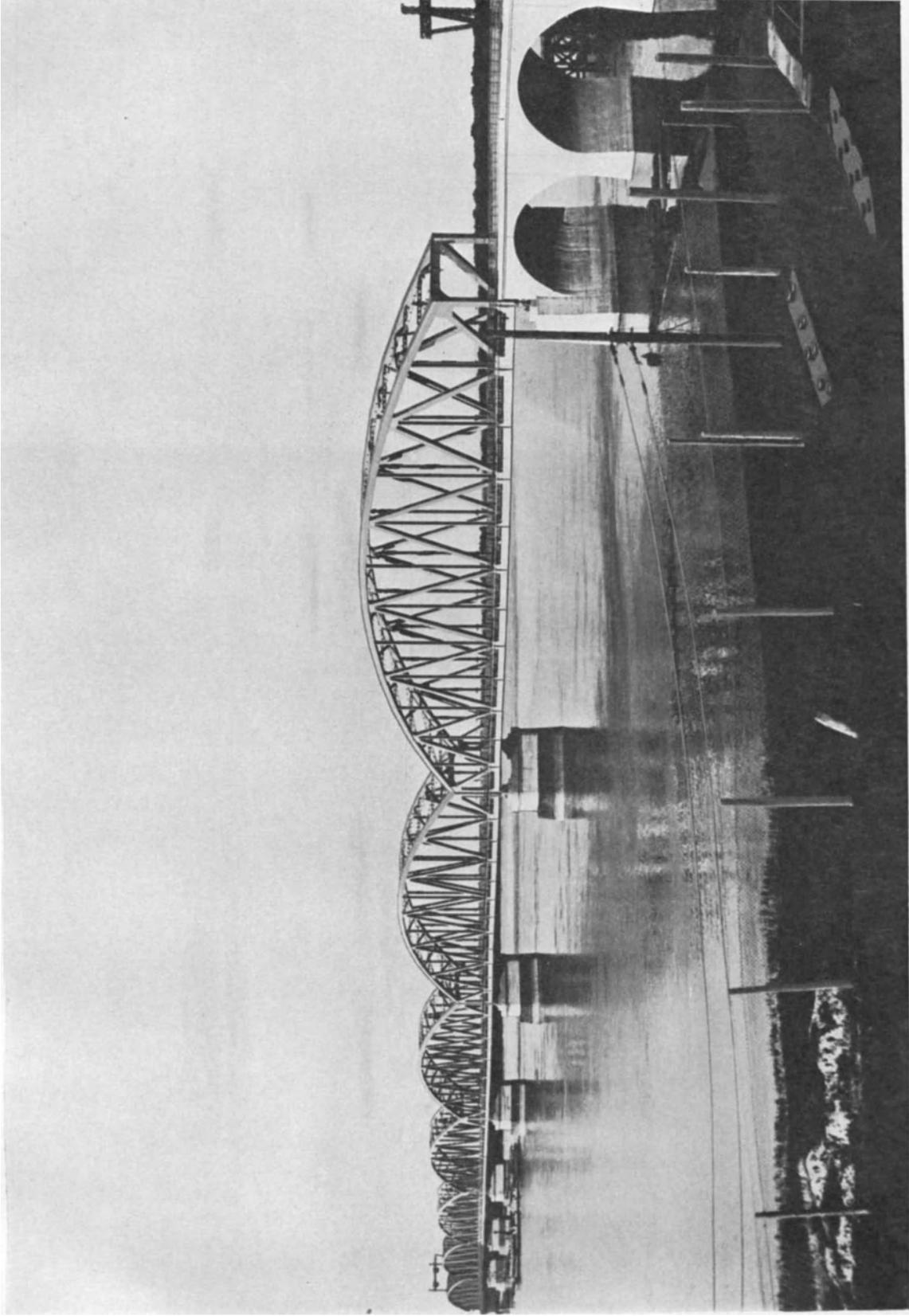
Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

1932

Additional material to this book can be downloaded from <http://extras.springer.com>

ISBN 978-3-662-31408-1 ISBN 978-3-662-31615-3 (eBook)

DOI 10.1007/978-3-662-31615-3



Fertigaufnahme der Brücke

DIE STAHLBAUWERKE

für die Brücken im Zuge der neuen Bahnstrecke Belgrad—Pancevo,

ausgeführt im Auftrage der

Königlich Jugoslawischen Regierung.

I. Einleitung.

Im Oktober 1931 wurde nach mehrjähriger Bauzeit der letzte Überbau der neuen Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Donau bei Belgrad fertiggestellt, und es soll aus diesem Anlaß eine übersichtliche Beschreibung dieses Bauwerkes und der übrigen im Zuge dieser Bahnlinie zu errichtenden Stahlbrücken gegeben werden.

Vor dem Weltkrieg bildeten bei der auf der rechten Seite der Donau gelegenen Hauptstadt Belgrad des jetzigen Königreiches Jugoslawien die Donau und die Save die Grenze zwischen Serbien und Ungarn.

Durch den Ausgang des Krieges wurden große Landgebiete Ungarns dem neugegründeten Königreich Jugoslawien zugeschlagen und die Landesgrenzen weit über die genannten Flüsse hinausgeschoben.

Infolge der früheren politischen Verhältnisse bestand bisher zwischen Serbien und Ungarn nur eine feste Verbindung durch die Eisenbahnbrücke über die Save zwischen Belgrad und Semlin. Auf der linken Donauseite endigte das ungarische Eisenbahnnetz in dem an der Tamis, einem Nebenfluß der Donau, gelegenen Städtchen Pancevo. Letzteres liegt etwa 3 km landeinwärts von der Mündung der Tamis in die Donau auf dem linken Flußufer und, in der Fluchtlinie gemessen, etwa 16 km von Belgrad.

Die einzige Verbindung zwischen diesen beiden Städten wird auch heute noch durch eine Dampferlinie aufrecht erhalten.

Um die neu angegliederten Gebietsteile zu erschließen und deren Verkehr mit Belgrad enger zu gestalten, entstand sehr bald bei der neuen Regierung der Plan, eine Eisenbahnverbindung zwischen Belgrad und Pancevo zu schaffen und damit gleichzeitig eine Straße für den Wagen- und Autoverkehr anzulegen. Dieser Plan wurde sehr gefördert durch den damaligen jugoslawischen Ministerpräsidenten Pasitch, der durch eine besonders dafür berufene Kommission die vorbereitenden Arbeiten treffen ließ.

Da der jugoslawische Staat die Mittel für den Bau dieser Bahnstrecke und der damit verbundenen Brückenbauten allein nicht aufbringen konnte, entschloß sich die Regierung, für diese Arbeiten die deutschen Sachleistungen heranzuziehen, womit zugleich festgelegt war, daß die Ausführung dieser Brückenbauten deutschen Werken zufallen mußte.

Ende Juni 1923 erfolgte die erste Ausschreibung der Brückenbauten, zunächst umfassend eine Brücke über die Donau und eine Flutbrücke im linksseitigen Überschwemmungsgebiet der Donau in der Nähe von Pancevo. Die Linienführung der Eisenbahn war noch nicht endgültig festgelegt und damit auch nicht die Lage der Donaubrücke. Es kamen hierfür 3 Stellen in Frage, und zwar bei:

- a) Kara-Burma, einer stromab gelegenen Vorstadt von Belgrad,
- b) Bele-Stene und
- c) Veliko-Selo.

Auf dem Lageplan, Abb. 1, sind diese 3 Lagen gekennzeichnet.

Für jede dieser 3 Stellen waren eine Reihe Entwürfe aufgestellt, von denen auf Tafel 1, Abb. 2 und 3, die Hauptentwürfe dargestellt sind.

Abb. 2 zeigt einen für Kara-Burma vorgesehenen Entwurf, Abb. 3 einen für die beiden anderen Stellen.

Bei Kara-Burma hat die Donau eine Breite von etwa 1500 m. Etwas oberhalb, auf der Belgrader Seite, liegt eine schmale, langgestreckte Insel, wodurch die Schifffahrtsrinne auf etwa 1000 m eingeengt wird. Die durch diese Insel und dem rechtsseitigen Ufer begrenzte Strombreite von etwa 500 m sollte teilweise durch einen massiven Viadukt und eine Dammschüttung überbrückt werden, die restliche Strombreite von 1000 m durch die eigentliche Strombrücke mit Stahlüberbauten.

Wie aus dem der Abb. 2 beigefügten Querschnitt ersichtlich ist, sollte die Brücke zweigeschossig ausgeführt werden. Die Eisenbahn sollte zweigleisig überführt und für den Straßen- und Fußgängerverkehr eine besondere Brückenbahn geschaffen werden.

Für die Brücke bei Bele-Stene bzw. Veliko-Selo kam nur die Überführung einer zwei- bzw. eingleisigen Eisenbahn in Frage.

Für die Brücke im Überschwemmungsgebiet, Gesamtlänge etwa 1800 m, waren Überbauten von etwa 20 m Stützweite vorgesehen. Die Überführung der Eisenbahn sollte eingleisig und getrennt von dem Straßenverkehr erfolgen. Es waren für den Eisenbahn- und Straßenverkehr je ein gesonderter Brückenzug vorgesehen. Für die Straße war nur eine Breite von 4,8 m zwischen den Bordsteinen und beiderseitige Fußwege von je 1,40 m vorgesehen.

Die Fundierung dieser Brücken sollte auf Schraubensäulen erfolgen, auf die sich eiserne Brückenpfeiler stützten. Dieser Ausführung lag die Absicht zugrunde, diese Brücken wieder zu entfernen und anderweitig zu verwenden, wenn in einigen Jahren das ganze Donaured durch Eindeichung hochwasserfrei gemacht war. —

Die erste Ausschreibung blieb insofern resultatlos, als zwar die jugoslawische Regierung mit einem kleineren süddeutschen Werk einen Lieferungsvertrag abschloß, der aber infolge Änderung des Sachleistungsabkommens zurückgestellt werden mußte.

Im September 1925 trat die jugoslawische Regierung an die Brückenbauanstalten:

Hein, Lehmann & Co. A.-G., Düsseldorf,
Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen,
C. H. Jucho, Dortmund,

Aug. Klönne, Dortmund,

Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte,
Rheinhausen Niederrh.,

Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G.,
Werk Gustavsburg, Mainz-Gustavsburg,

Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund,

heran, um mit diesen über die endgültige Vergebung des

Auftrages zu verhandeln. Diese Verhandlungen endeten damit, daß den genannten Werken die Lieferung und Aufstellung der gesamten im Zuge der Bahnstrecke Belgrad—Pancevo erforderlichen Stahlbrücken übertragen wurden. Es kamen damit noch die Überbauten der Tamisbrücke bei Pancevo hinzu.

Mit der Ausführung der Unterbauten sowie der massiven Viadukte der Donaustrombrücke wurde die deutsche Tiefbauunternehmung Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin betraut.

Inzwischen war auch die Lage der Brücke bei Karaburma endgültig festgelegt. Deren Ausführung hatte sich jedoch insofern geändert, als von einer zweigeschossigen Brücke Abstand genommen wurde und Eisenbahn und Straßenfahrbahn nebeneinander angeordnet wurden.

II. Die Senkkasten der Pfeiler der Donaustrombrücke.

Allgemeine Anordnung.

Die Gründung der 8 Stropfpfeiler der Donaubrücke sowie die des Pfeilers 0 des massiven Viaduktes auf der rechten Stromseite erfolgte mit Druckluft unter Verwendung von Senkkasten aus Stahl. Sie sind in ihrer baulichen Anordnung gleichmäßig durchgebildet und unterscheiden sich nur in den, den Verhältnissen angepaßten Abmessungen.

Im nachstehenden ist der Senkkasten des Pfeilers II näher beschrieben. Die allgemeine Anordnung geht aus den Abb. 6, 7 und 8 hervor.

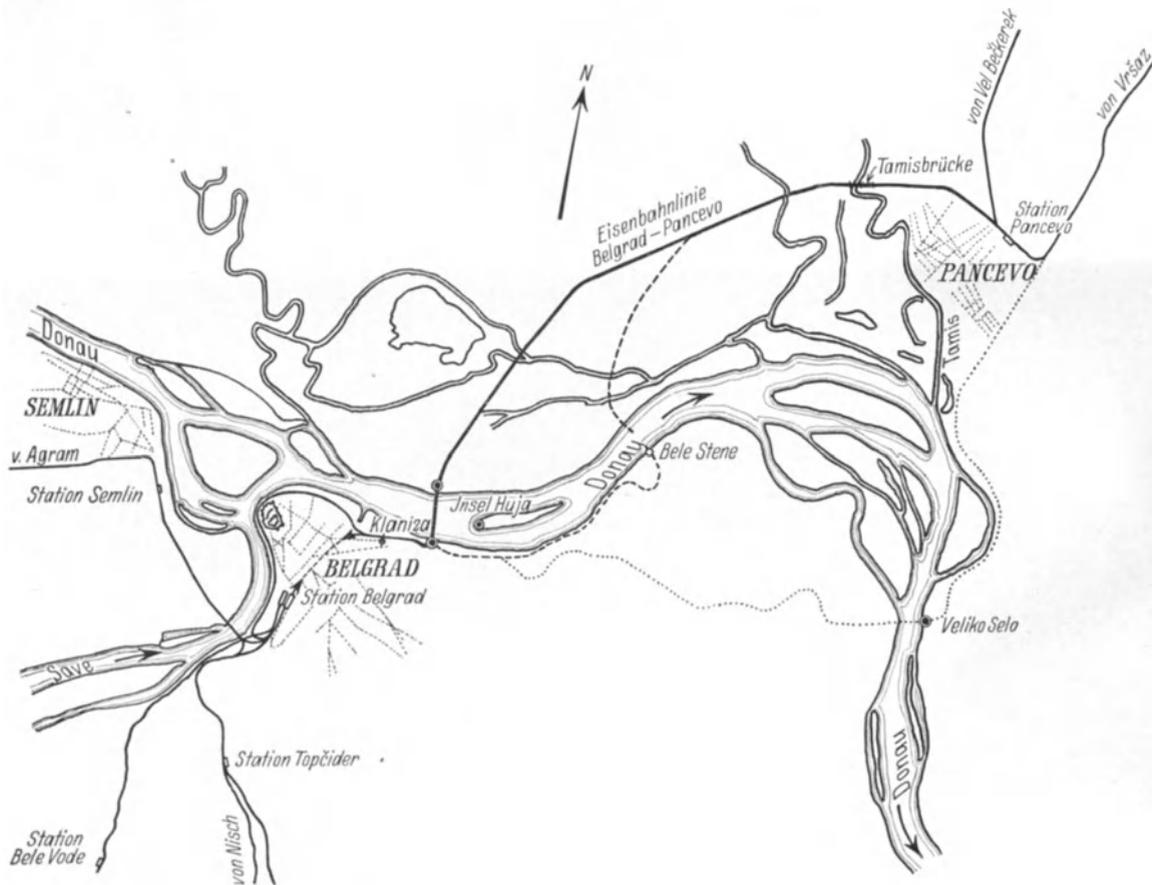


Abb. 1.

Im Lageplan, Abb. 1, ist die endgültige Linienführung der Bahn von Belgrad bis Pancevo eingetragen. Es sei hier gleich vorbemerkt, daß im Laufe der Bauzeit die Eindeichung des Donauriedes beschlossen und die Arbeiten daran in Angriff genommen wurden. Die Brücken im Überschwemmungsgebiet der Donau kamen in Wegfall, dafür erhielt die Donaubrücke eine Anzahl Flutbrücken im Vorgelände des Deiches. Auf Tafel 1, Abb. 4, ist der für die Ausführung bestimmte Brückenzug dargestellt.

Auch die Lage und die Art der Tamisbrücke waren inzwischen festgelegt worden. Von der ursprünglichen Absicht, sie auch mit Fahrbahn für Eisenbahn und Straße auszubilden, wurde Abstand genommen. Die endgültige Ausführung sieht nur eine eingleisige Eisenbahnbrücke vor. Dieser Brückenzug ist auf Tafel 1, Abb. 5, dargestellt.

Für die Einführung der Straße in Pancevo wurde eine von der Linienführung der Bahn abweichende Führung gewählt und dafür eine besondere Brücke über die Tamis vorgesehen. Diese Brücke ist nicht mit in den Vertrag aufgenommen.

Die Grundfläche ist 29,0 m lang und 12,5 m breit. Der Arbeitsraum ist 2,5 m hoch und frei von jedem die Arbeit störenden Einbau. Die Höhe von Unterkante Schneide bis Oberkante Senkkasten beträgt 7,5 m. Sie war dem höchsten Hochwasser angepaßt, das während des Absenkens des Senkkastens eintreten konnte.

Bei 2 Senkkasten waren noch Erhöhungen um 2,0 m vorgesehen, da hier ungünstige Hochwasserverhältnisse vorlagen.

Sämtliche Außenwände haben nach der Mitte zu eine Neigung von 1 : 30 gegen die Lotrechte, um ein Festsetzen des Senkkastens während des Absenkens zu verhindern.

In der Längsrichtung sind, rechtwinklig dazu, 12 Querträger in Abständen von je 2,24 m angeordnet. Sie sind als Vollwandträger ausgebildet und je durch ein Sprengwerk versteift, dessen oberer wagerechter Riegel gleichzeitig zur Abstützung der Außenwände der Längsseiten dient. Zur Abstützung der Stirnwände sind die Riegel der diesen benachbarten Querträger mit den Wänden durch Einbau von Streben und Pfosten zu einheitlichen Verbänden vereinigt, die die auftretenden Kräfte in die Längswände übertragen.

Die äußeren Umfassungswände sowie die Decke und die schrägen Wände des Arbeitsraumes sind mit 7 mm starken Blechen verkleidet. Zwischen den Querträgern sind diese Bleche noch durch besondere Träger ausgesteift. Bei den Stirnwänden sind außerdem noch Konsolen zwischen Wand und Querträger angeordnet.

Zur Ausführung der Arbeiten im Arbeitsraum waren drei Schleusen vorgesehen, die dessen Decke durchdrangen. Die mittlere kreisrunde Schleuse mit 850 mm Durchmesser diente der Personenförderung, die beiden seitlichen ovalen Schleusen mit 1464 und 964 mm \varnothing zur Wegschaffung des Erdabtraumes und zur Einbringung der Baustoffe.

Abb. 6.

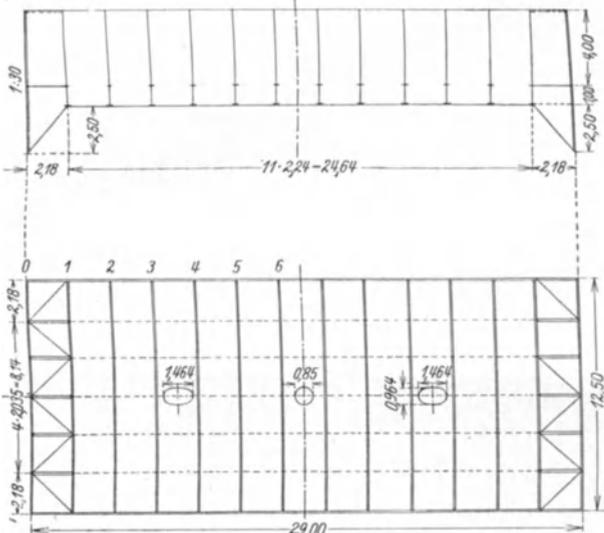


Abb. 8.

Die statische Berechnung.

Da in der Literatur nur wenig Zusammenhängendes über die statische Berechnung von Senkkasten zu finden ist, soll im nachstehenden etwas näher darauf eingegangen werden.

Durch die Anordnung eines Sprengwerkes ist das System des Querträgers einfach statisch unbestimmt. Es sind daher zunächst die im statisch bestimmten System auftretenden Momente und Kräfte für die drei Hauptbelastungsfälle bestimmt.

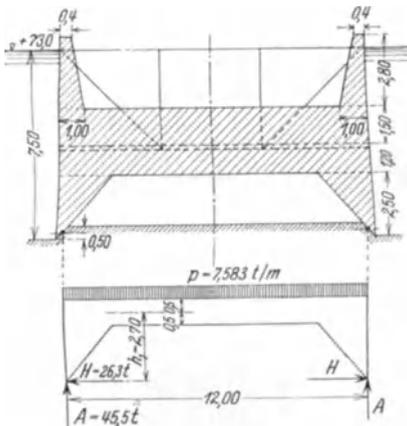


Abb. 9.

Belastungsfall I.

Der fertig zusammengebaute und zur Verwendungsstelle gebrachte Senkkasten ist, wie in Abb. 9 dargestellt, soweit ausbetoniert, daß sich die Schneide etwa 0,5 m in den Fußboden eindrückt. Dabei ist die weitere Annahme gemacht, daß die Schneiden, wie in Abb. 10 dargestellt, freigespült sind und die Stützung nur auf der schrägen Fläche stattfindet.

Ist A = lotrechter Stützdruck aus Eigengewicht des Senkkastens und des eingebrachten Betons abzüglich der Last des verdrängten Wassers,

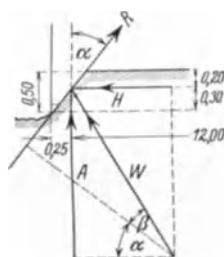


Abb. 10.

α = Neigungswinkel der Stützfläche zur Lotrechten und $\mu = \text{tg } \beta = 0,4$ die Reibungszahl, woraus sich der Winkel β ergibt,

so ist:

$$\text{die Resultante } W = \frac{A}{\sin(\alpha + \beta)},$$

die wagerechte Auflagerkraft $H = A \text{ ctg}(\alpha + \beta)$;
das Moment an einer Stelle x wird:

$$M_{0,x} = A x - \frac{p x^2}{2} + H h_1.$$

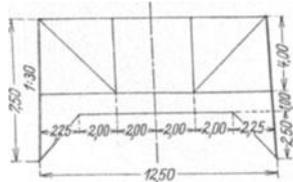


Abb. 7.

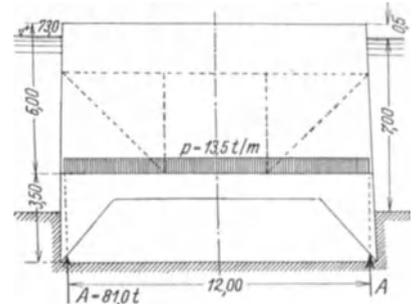


Abb. 11.

Belastungsfall II.

Die Ausbetonierung des Senkkastens sowie der Pfeiler-aufbau ist, wie in Abb. 11 dargestellt, erfolgt. Obschon die unteren Schichten des Betons inzwischen abgedungen haben und mittragen, wird angenommen, daß die Gesamtlast abzüglich der Last des verdrängten Wassers von dem Querträger aufgenommen wird. Hierfür ist:

$$M_{0,x} = A x - \frac{p x^2}{2},$$

wobei die gesamte Last gleichmäßig über eine Stützweite von 12,0 m verteilt gedacht ist.

Belastungsfall III.

Diesem Fall liegt die außergewöhnlich ungünstige Annahme zugrunde, daß der Senkkasten schon tiefer abgedungen ist und eine starke Betonschicht abgedungen hat und sich selbst trägt*). Nur der Kern des Betons ist noch nicht tragfähig. Es ist dabei auch die Entlastung durch das verdrängte Wasser außer acht gelassen. Siehe Abb. 12.

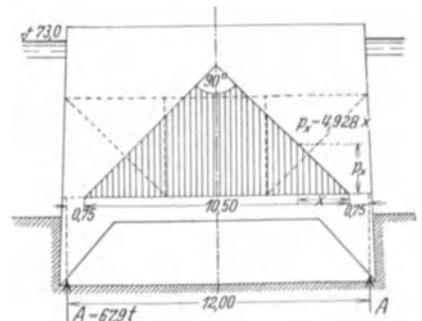


Abb. 12.

Hierfür ist:

$$M_{0,x} = A x - \frac{p(x-c)^3}{6},$$

wobei p = gleichmäßig verteilte Last auf die Belastungshöhe „Eins“ ist.

Für das Eigengewicht des Querträgers ist:

$$M_{0,x} = \text{dem des Belastungsfalles II.}$$

Als statisch unbestimmte Größe X ist die Stabkraft im oberen horizontalen Riegel des Sprengwerkes gewählt, siehe Abb. 13.

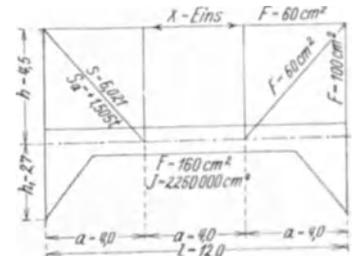


Abb. 13.

*) Nach Franzius, Grundbau, Seite 259.

Nach dem Satz der kleinsten Verschiebungen ist:

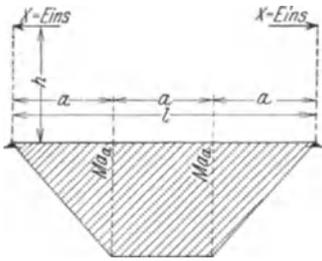


Abb. 14.

$$X = \frac{\int_{\frac{l}{2}}^0 M_{0,x} M_{a,x} dx}{\int_{\frac{l}{2}}^0 M_{a,x}^2 dx + J \sum_{\frac{l}{2}}^0 S_a^2 \frac{s}{F}}$$

Hierin ist:

$M_{0,x}$ = dem Moment im statisch bestimmten System an der Stelle x .

$M_{a,x}$ = dem Moment, das die im oberen Riegel des Sprengwerkes wirkende Last „Eins“ im Querträger an der Stelle x hervorruft.

S_a = der Stabkraft, die dadurch in den Stäben des Sprengwerkes auftritt.

J = dem Trägheitsmoment des Querträgers,

F = der Querschnittsfläche der Stäbe des Sprengwerkes,

s = der Länge dieser Stäbe.

Der Nenner der Gleichung ist für alle Belastungsfälle gleich.

Nach Abb. 14 ist bei a das Moment $M_a = h$ und die Auswertung des Nenners ergibt:

$$\int_{\frac{l}{2}}^0 M_{a,x}^2 dx = \frac{h^2}{a^2} \int_a^0 x^2 dx + h^2 \int_{\frac{l}{2}}^a dx = h^2 \left(\frac{a}{3} + \frac{l}{2} - a \right)$$

und, da $l = 3a$:

$$\text{Gesamtner } N = \frac{5}{6} a h^2 + J \sum_{\frac{l}{2}}^0 S_a^2 \frac{s}{F}$$

Der Zähler wird:

für den Belastungsfall I:

$$\begin{aligned} \int_{\frac{l}{2}}^0 M_{0,x} M_{a,x} dx &= \frac{p h}{a} \int_a^0 \left(\frac{l x}{2} - \frac{x^2}{2} \right) x dx + H h_1 \frac{h}{a} \int_a^0 x dx \\ &+ p h \int_{\frac{l}{2}}^0 \left(\frac{l x}{2} - \frac{x^2}{2} \right) dx - p h \int_a^0 \left(\frac{l x}{2} - \frac{x^2}{2} \right) dx + H h_1 h \int_{\frac{l}{2}}^a dx \\ &= \frac{p h}{a} \left(\frac{l a^3}{6} - \frac{a^4}{8} \right) + H h_1 h \frac{a}{2} + p h \left(\frac{l^3}{16} - \frac{l^3}{48} \right) \\ &\quad - p h \left(\frac{l a^2}{4} - \frac{a^3}{6} \right) + H h_1 h \left(\frac{l}{2} - a \right) \end{aligned}$$

und für $l = 3a$ wird:

$$\int_{\frac{l}{2}}^0 M_{0,x} M_{a,x} dx = \frac{11}{12} h (p a^3 + H a h_1)$$

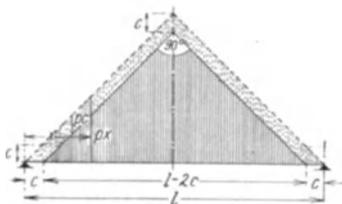


Abb. 15.

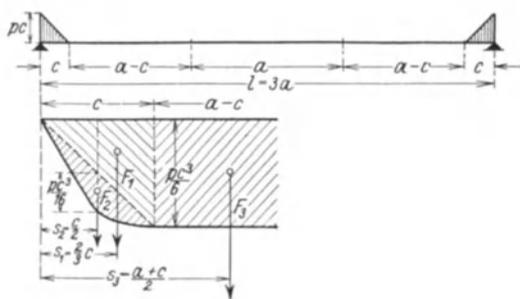


Abb. 16.

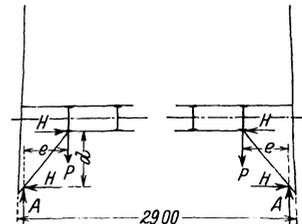


Abb. 17.

für den Belastungsfall II:

$$\int_{\frac{l}{2}}^0 M_{0,x} M_{a,x} dx = \frac{11}{12} p a^3 h$$

für den Belastungsfall III:
(siehe Abb. 15)

Nimmt man zunächst die Dreieckslast ABC als Belastungsfläche an, so wird:

$$A = \frac{p l^2}{8}; \quad M_{0,x} = p \left(\frac{l^2 x}{8} - \frac{x^3}{6} \right)$$

und der Zähler:

$$\begin{aligned} \int_{\frac{l}{2}}^0 M_{0,x} M_{a,x} dx &= \frac{p h}{a} \int_a^0 \left(\frac{l^2 x}{8} - \frac{x^3}{6} \right) x dx \\ &+ p h \int_{\frac{l}{2}}^0 \left(\frac{l^2 x}{8} - \frac{x^3}{6} \right) dx - p h \int_a^0 \left(\frac{l^2 x}{8} - \frac{x^3}{6} \right) dx \\ &= \frac{p h}{a} \left(\frac{l^2 a^3}{24} - \frac{a^5}{30} \right) + p h \left(\frac{l^4}{64} - \frac{l^4}{384} \right) - p h \left(\frac{l^2 a^2}{16} - \frac{a^4}{24} \right) \end{aligned}$$

und für $l = 3a$:

$$Z_{III} = \frac{1681}{1920} p a^4 h.$$

Die Belastungsfläche ist damit auf der Strecke $l - 2c$ um die Belastung $p c$ zu groß genommen. Sind auch die Strecken c mit $p c$ belastet, so wird:

$$A = -\frac{c p l}{2}; \quad M_{0,x} = -\frac{c p l}{2} (l x - x^2)$$

und nach Belastungsfall I:

$$Z_{III_2} = -\frac{11}{12} c p a^3 h.$$

Hier ist die in Abb. 16 skizzierte Belastungsfläche zuviel in Abzug gebracht.

Es sind:

$$\begin{aligned} A &= \frac{p c^2}{2}; \quad M_{0_c} = \frac{p c^3}{6}; \quad M_{0_{\frac{c}{2}}} = \frac{7}{48} p c^3; \\ M_{0_{\frac{c}{2}}} - \frac{1}{2} M_{0_c} &= \frac{p c^3}{16}; \end{aligned}$$

die Momentenflächen:

$$F_1 = \frac{p c^4}{12} \quad \text{und} \quad F_2 = \frac{8c}{15} \cdot \frac{p c^3}{16} = \frac{p c^4}{30}$$

und deren Schwerpunktsabstände vom Auflager:

$$s_1 = \frac{2}{3} c; \quad s_2 = \frac{c}{2},$$

die Momentenfläche:

$$F_3 = \frac{p c^3}{6} (a - c)$$

und deren Schwerpunktsabstand vom Auflager:

$$s_3 = \frac{a+c}{2}$$

die Momentenfläche:

$$F_4 = \frac{p a c^3}{12}$$

Hierfür ist:

$$\int_{\frac{l}{2}}^0 M_{0x} M_{ax} dx = p h \left(\frac{13 c^5}{180 a} + \frac{a c^3}{12} - \frac{c^5}{12 a} + \frac{a c^3}{12} \right)$$

$$Z_{III_3} = \frac{p h c^3}{6} \left(a - \frac{c^2}{15 a} \right)$$

Der Gesamtzähler für Belastungsfall III wird somit:

$$\int_{\frac{l}{2}}^0 M_{0x} M_{ax} dx = p h \left[\frac{1681}{1920} a^4 - \frac{11}{12} a^3 c + \frac{c^3}{6} \left(a - \frac{c^2}{15 a} \right) \right]$$

Für das Eigengewicht des Querträgers gilt die Gleichung des Zählers unter Belastungsfall II.

Die Stabkraft im oberen Riegel des Sprengwerkes ergibt für die verschiedenen Belastungsfälle nun zu:

$$X = \frac{Z}{N}$$

und damit sind auch die Stabkräfte in den übrigen Stäben des Sprengwerkes bestimmt.

Das Moment an einer Stelle x des Querträgers wird:

$$M_x = M_{0x} - X \frac{h}{a} x \quad \text{für } x \leq a \text{ und}$$

$$M_x = M_{0x} - X h \quad \text{für } x \geq a.$$

Die unteren Rahmenteile des Querträgers werden durch die statisch unbestimmte Größe nicht beeinflusst. Die Querschnittsbestimmung erfolgt nach Belastungsfall I. Das hierfür maßgebende Moment ist:

$$M = h x \text{ in den Grenzen } 0 - h_1.$$

Die Endträger erhalten außer der Belastung der normalen Querträger noch eine zusätzliche Belastung, übertragen durch die Konsolen der Stirnwand, die hier den Schneidendruck, vergl. Belastungsfall I, aufnehmen, siehe Abb. 17.

Ist p = dem Schneidendruck je Längeneinheit und m = dem Abstand der Konsolen unter sich, so ist für jede Konsole:

$$A = p m.$$

Nach Seite 7 ist dann wieder $H = p m \operatorname{ctg} (a + \beta)$.

Diese Horizontalkräfte müssen durch die Blechhaut der Decke des Arbeitsraumes übertragen werden. Durch die Versetzung dieser Kräfte in die Ebene dieser Blechhaut entsteht ein Kräftepaar:

$$P = \pm \frac{H_e}{d}$$

Die nach oben gerichteten Kräfte werden durch die Stirnwände aufgenommen, die nach abwärts gerichteten belasten den Endquerträger, wie in Abb. 18 angegeben.

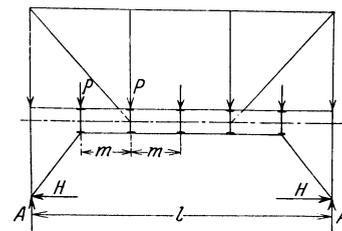


Abb. 18.

Diese Kräfte können einer gleichmäßig verteilten Last gleichgesetzt werden von:

$$p = \frac{H_e}{d m}$$

Sie erzeugen einen weiteren Schneidendruck

$$\text{lotrecht: } A = \frac{p l}{2}$$

$$\text{horizontal: } H = A \operatorname{ctg} (a + \beta)$$

Dieser Belastungsfall entspricht genau dem Belastungsfall I. Die Momente im Querträger und die Stabkräfte im Sprengwerk sind durch die dort gegebenen Gleichungen bestimmt.

Die Querschnitte ändern sich gegenüber denen des normalen Querträgers nur wenig, wie aus Abb. 19 zu entnehmen ist.

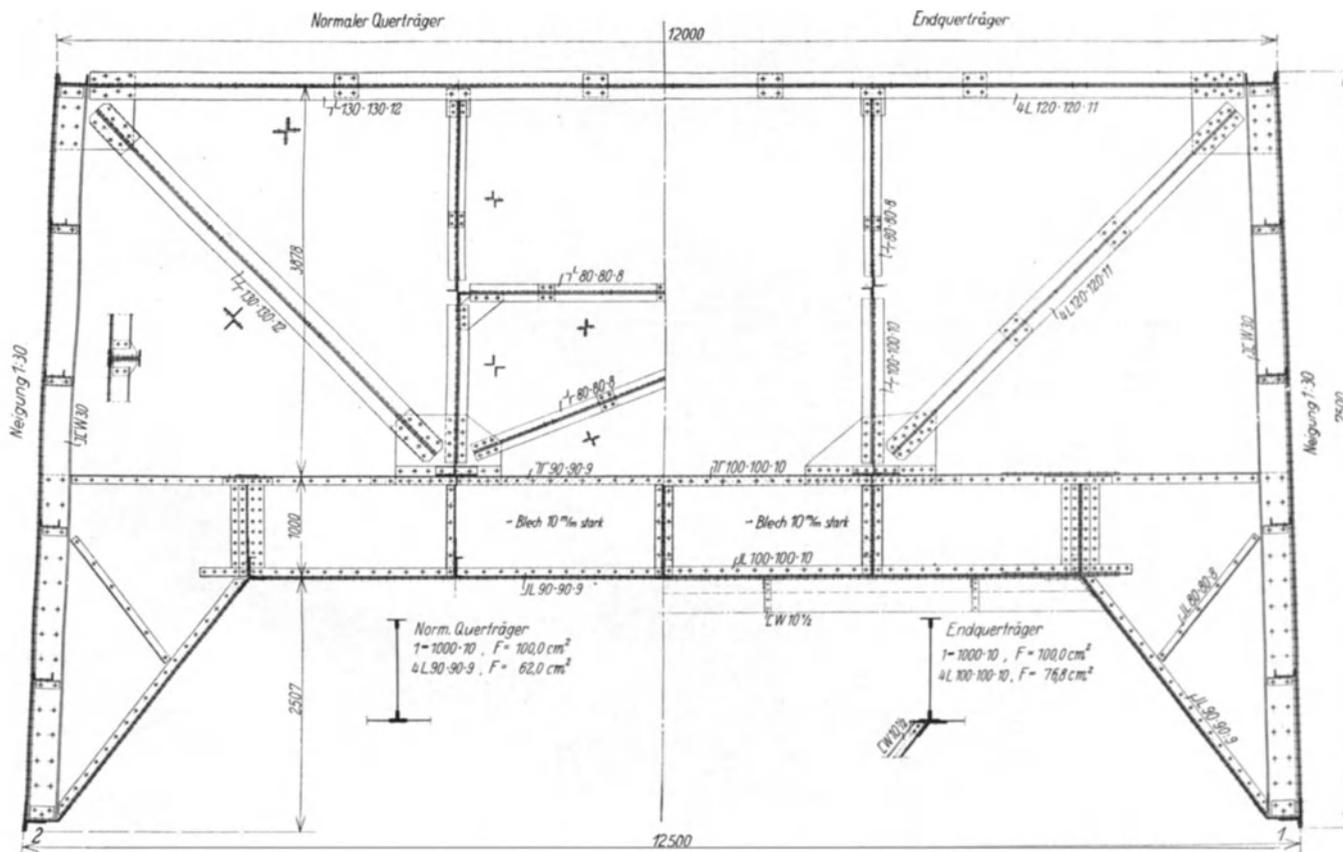


Abb. 19.

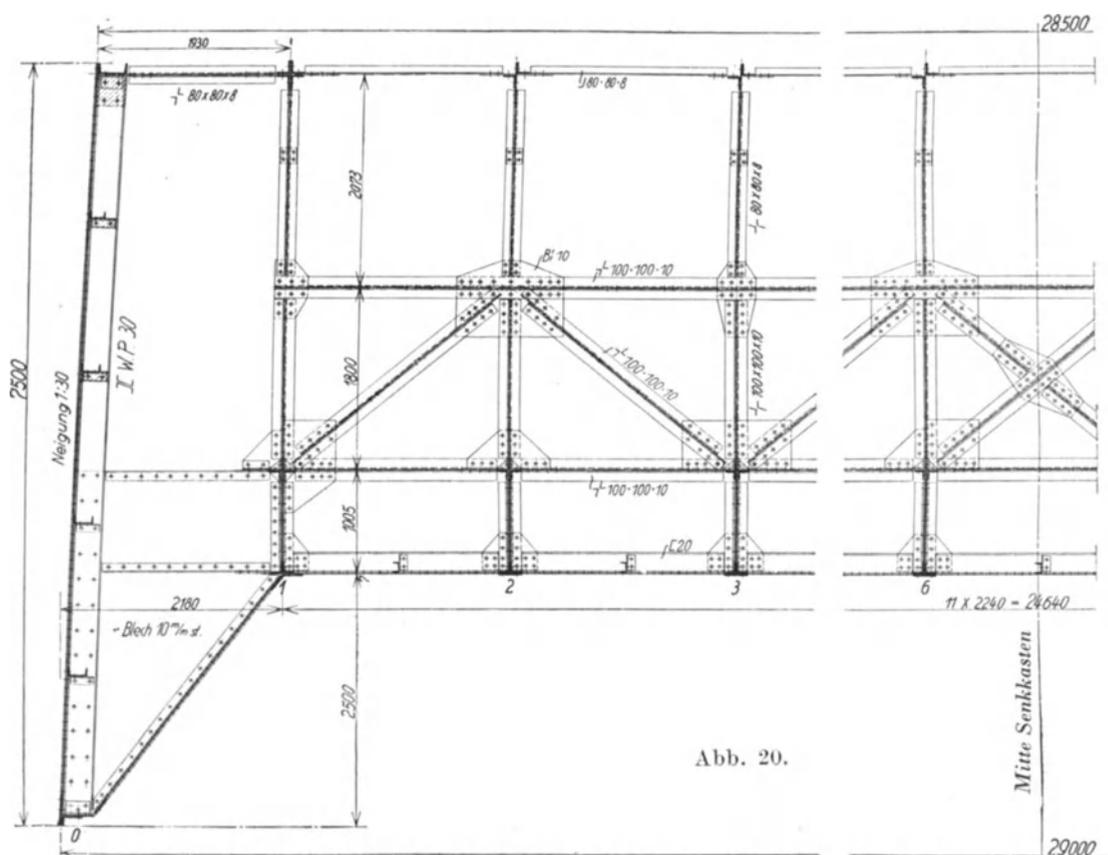


Abb. 20.

größere Beanspruchungen hervorruft als die normalen Belastungsfälle.

Tatsächlich ist dieser Fall auch bei der Absenkung eines Senkkastens aufgetreten. Bei plötzlich auftretendem Hochwasser wurde dieser einseitig unterspült und ganz überflutet. Nachdem das Hochwasser abgelaufen war, mußte der Senkkasten ausgepumpt und, da er sich schräg gestellt hatte, unter Wasser mit hydraulischen Pressen wieder in die horizontale Lage gebracht werden. Den dabei aufgetretenen hohen Beanspruchungen hat die Stahlausführung ohne Beschädigung standgehalten.

Für beide Querträger ist weiter der Fall untersucht, welche Beanspruchungen deren untere Rahmenteile bzw. die Konsolen zwischen den Stirnwänden und Endquerträgern erhalten, wenn bei Ende der Absenkung, also bei vollem äußeren Wasser- und Erddruck die Druckluft im Arbeitsraum plötzlich entweicht und im letzten nur der atmosphärische Luftdruck vorhanden ist.

Die Untersuchung ergab, daß auch diese Belastung bei Berücksichtigung des bereits abgebundenen Betons, der dann mit den Stahlbauteilen einheitlich wirkt, aufgenommen wird und keine unzulässigen Beanspruchungen auftreten.

Weiter wurde auch die statische Untersuchung des Senkkastens auf seine Längssteifigkeit während des Ablassens von dem Aufstellengerüst und während der Versenkung ausgedehnt, da es im letzteren Falle häufiger vorkommt, daß ein Teil des Senkkastens sich festsetzt und der andere Teil durch Unterspülung freigelegt wird. Es entsteht dann an der Einspannstelle ein Biegemoment, das oft

Die bauliche Ausbildung.

Die Ausführung erfolgte in Stahl St. 37. Als zulässige Beanspruchungen wurden gewählt:

für die Belastungsfälle I und II = 1600 kg/cm²,

für den Belastungsfall III = 1800 kg/cm².

Abb. 19 bis 21 zeigen die baulichen Einzelheiten der Senkkasten. Aus diesen gehen auch die gewählten Querschnitte hervor.

In der Werkstätte wurden die Bauteile der Senkkasten nur insoweit verbunden, als es der Bahn- und Schifftransport zuließen. Zusammengebaut wurden sie auf der Baustelle auf einem besonderen Gerüst, worüber beim Abschnitt „Aufstellung“ noch besonders berichtet wird.

Nachstehend sind die Abmessungen der einzelnen Senkkasten und deren Grundrißflächen nebst Rauminhalt gegeben, ferner deren Gewichte insgesamt, sowie je m² Bodenfläche und m³ Rauminhalt.

Senkkasten unter Pfeiler	Abmessungen			Grundrißfläche m ²	Rauminhalt m ³	Gesamtgewicht t	Gewicht in	
	Länge m	Breite m	Höhe m				kg/m ²	kg/m ³
0	17,80	12,50	7,50	222,5	1668,8	131,5	591	79
I	24,52	12,50	9,50	306,5	2911,8	193,4	631	66
II	29,00	12,50	7,50	362,5	2718,8	190,0	524	70
III	29,00	12,50	7,50	362,5	2718,8	185,8	513	68
IV	29,00	12,50	7,50	362,5	2718,8	187,6	518	69
V	29,00	12,50	9,50	362,5	3443,8	231,7	639	67
VI	29,00	12,50	10,50	362,5	3806,3	242,2	668	64
VII	29,00	12,50	7,50	362,5	2718,8	203,1	560	75
VIII	26,00	13,25	4,50	344,5	1550,3	171,2	497	110

Das Gesamtgewicht der neun Senkkasten beträgt 1736,5 t.

III. Die Donaustrombrücke.

Gesamtanordnung.

Wie aus der Tafel 1, Abb. 4, ersichtlich, besteht der Brückenzug aus 7 gleichen Überbauten von je 160 m Stützweite, unterteilt in 12 gleiche Felder.

Die Hauptträgerentfernung beträgt 10,90 m. Aus der genannten Abbildung geht auch die Höhenlage der Brücke zum Wasserspiegel hervor. In den Abbildungen 22 und 23 ist die allgemeine Anordnung des ganzen Brückensystems gegeben.

Die Brücke war zunächst als eingleisige Eisenbahnbrücke mit Straßenfahrbahn auszubilden. Die Straßenbreite beträgt in dieser Ausführung 4,5 m zwischen den Randsteinen. Beiderseits ist je ein Fußweg von 0,5 m Breite angeordnet. Die ganze bauliche Ausführung ist jedoch so bemessen und durchgebildet, daß später zwischen den Hauptträgern zwei

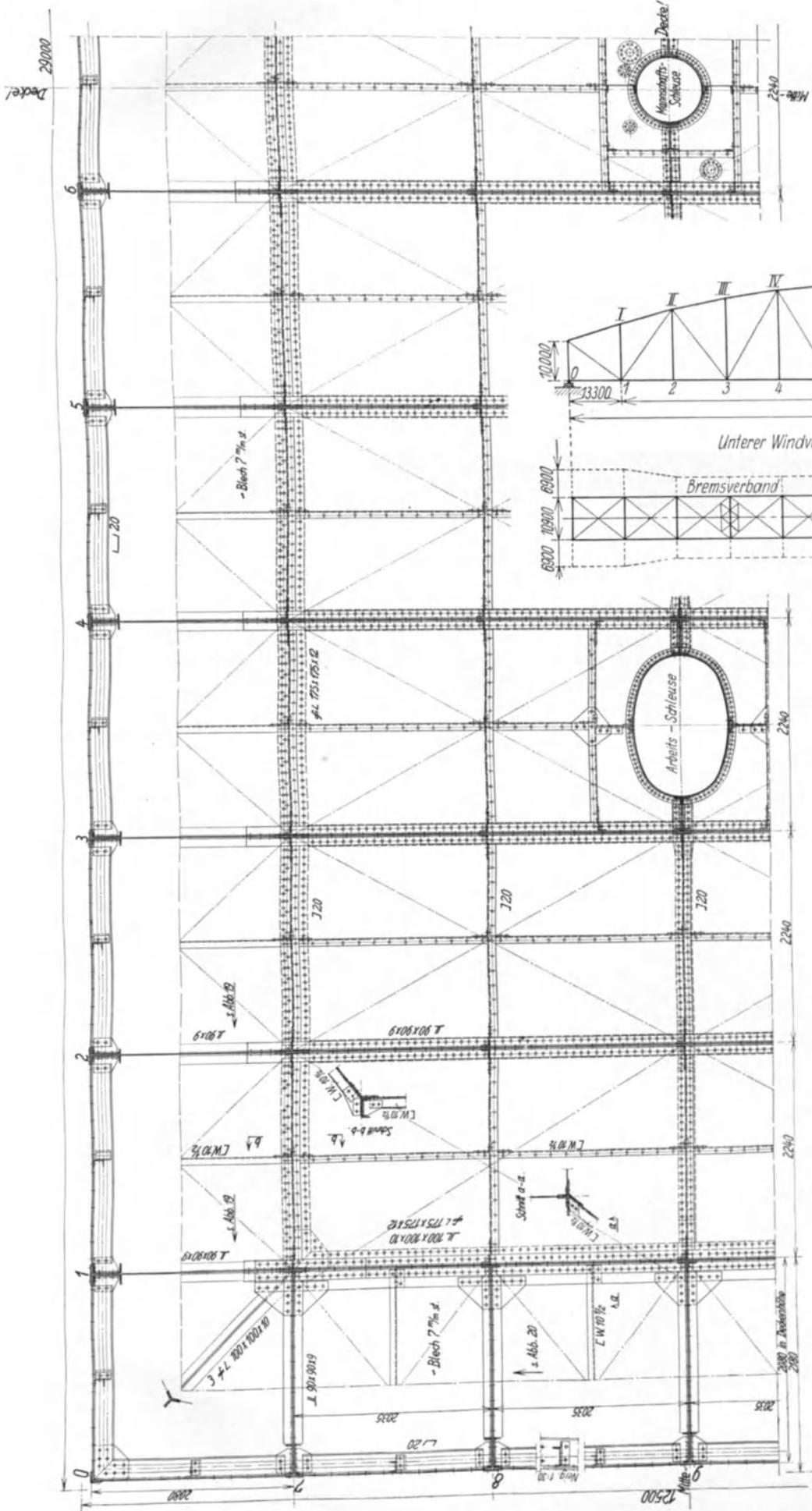


Abb. 22 u. 23.

Abb. 21.

Gleise angeordnet werden können. Der Straßenverkehr wird dann außerhalb der Hauptträger verlegt. Es werden auf beiden Seiten Konsolen angeordnet, die je eine 2,5 m breite Straßenfahrbahn und 1,2 m breite Fußwege aufnehmen. In den Endfeldern und über den Pfeilern werden die Konsolen bis 2,0 m verlängert, so daß dort die Straßenfahrbahn sich auf 4,5 m verbreitert und eine Überholungs- und Ausweichmöglichkeit gegeben ist.

Während des ersten Ausbaues sind Eisenbahngleis und Straße durch ein starkes mit Holz verschaltes Geländer getrennt.

Als System des Hauptträgers ist ein Fachwerkträger mit einfachem Strebenzug gewählt.

Die Vertikalen werden bei diesem System entweder nur durch die Knotenlast eines Feldes oder durch die aus der Krümmung des Obergurtes herrührende Stabkraftbeanspruchung. Im letzteren Falle dienen sie noch zur Aussteifung der oberen Gurtung.

Die Knotenpunkte der oberen Gurtung liegen auf einer Parabel von 14 m Pfeilhöhe.

Die Systemhöhe beträgt über den Auflagern 10 m und steigt bis zur Mitte auf 24 m an.

In der Ebene des Untergurtes wie in der des Obergurtes ist je ein durchgehender Windverband angeordnet. In dem ersteren sind noch zur Aufnahme der Bremskräfte besondere Verbände eingebaut, und zwar je zwei in jeder Öffnung, da die Fahrbahn auch in Brückenmitte unterbrochen ist, um sie von Zusatzspannungen der Hauptträger möglichst zu entlasten.

Berechnungsgrundlagen.

Der statischen Berechnung liegen, soweit die Belastung durch die Eisenbahn und die zulässigen Beanspruchungen in Frage kommen, die deutschen Reichsbahnvorschriften vom 25. Februar 1925 zugrunde. Das gleiche gilt für die Wind- und Bremskräfte.

Die Belastungen durch Eigengewicht wurden den tatsächlichen Verhältnissen entsprechend in Rechnung gestellt.

Die Berechnung der Hauptträger wurde für zweigleisige Eisenbahnbelastung „Lastenzug E“ und ungünstigste Belastung durch Menschengedränge = 460 kg/m² der auf den Konsolen liegenden Straßenfahrbahnen durchgeführt, wobei der Stoßzuschlag infolge Eisenbahnbelastung mit $\varphi = 1,25$ angenommen wurde.

Für die Quer- und Schienenträger wurden die normalen Stoßzuschläge nach den Reichsbahnvorschriften in Rechnung gestellt.

Als Verkehrslast der Straßenfahrbahn wurde, soweit nicht die Eisenbahnbelastung maßgebend war, ein 20 t-Kraftwagen bzw. eine 20 t-Dampfwalze mit den Abmessungen nach Abb. 24 gewählt.

Diese Fahrzeuge wurden in die ungünstigste Stellung gebracht und, wenn möglich, auch je zwei in Rechnung gesetzt. Bei den Haupttragteilen ist die von diesen freibleibende Belastungsfläche noch mit Menschengedränge von 460 kg/m² belastet angenommen.

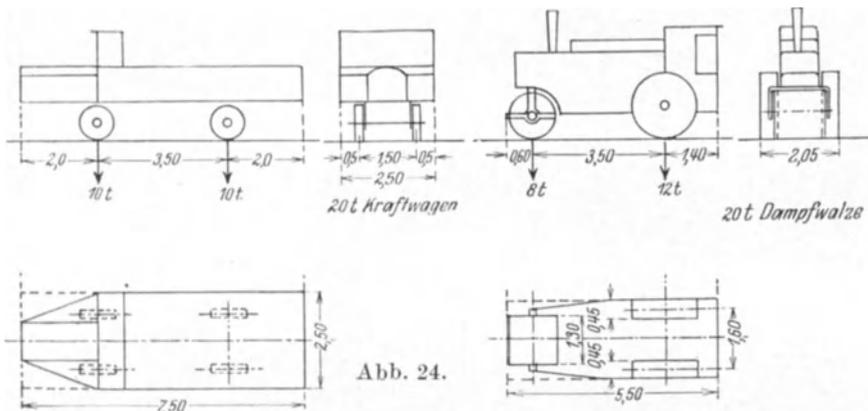


Abb. 24.

Bei der Belastung durch Kraftwagen wurde ein Stoßzuschlag von $\varphi' = 1 + \frac{\varphi - 1}{2}$ berücksichtigt, wobei φ aus den oben erwähnten Vorschriften, Tafel 3 Spalte III, entnommen ist. Bei Belastung durch die Dampfwalze wurde kein Stoßzuschlag berücksichtigt, ebenso nicht bei der durch Menschengedränge.

Wahl des Werkstoffes.

Für die gesamten Bauteile ist Stahl St. 37 verwandt, für die Auflager Stahlguß St. 52. 81.

Die für diese Werkstoffe zugelassenen Beanspruchungen sind der Querschnittsbestimmung zugrunde gelegt.

Es könnte befremden, daß für diese Brücke noch Stahl St. 37 verwandt wurde. Dazu darf gesagt werden, daß, als der Bau der Brücke beschlossen wurde, der Stahl St. 37 noch voll im Gebrauch war. Bei Vergebung des Auftrages waren zwar von der Deutschen Reichsbahn schon Brücken in Stahl St. 48 ausgeführt, doch waren inzwischen die Verträge soweit gediehen, daß der Vorschlag, diesen Stahl zu verwenden, nicht mehr berücksichtigt werden konnte. Si-Stahl bzw. St. 52 waren zu dieser Zeit noch nicht in Vorschlag gebracht.

Die Fahrbahn.

Die statische Berechnung der Fahrbahnteile ist durchgeführt nach den genannten deutschen Reichsbahnvorschriften. Dabei ist gleich der spätere Ausbau berücksichtigt, so daß Verstärkungen und größere Umbauten hierfür nicht erforderlich sind.

Die bauliche Ausbildung der Fahrbahn.

Die Anordnung der Fahrbahn ist aus Abb. 25 ersichtlich.

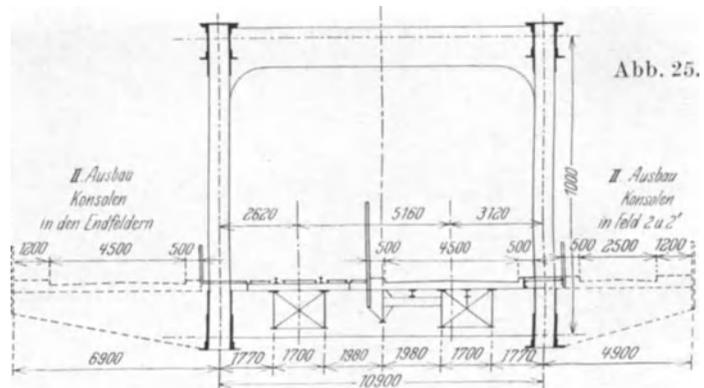


Abb. 25.

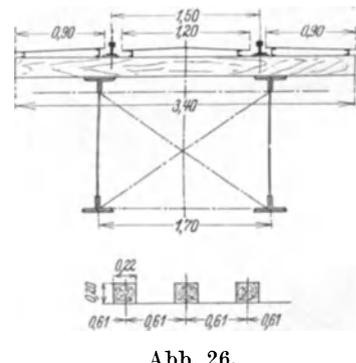


Abb. 26.

Für die Fahrbahn der Eisenbahn ist der Oberbau mit der jugoslavischen Staatsbahnschiene D Z 1 (45,25 kg/lfd. m) gewählt. Beim Übergang vom massiven Viadukt, der in einer Kurve liegt, zur Strombrücke, sind auf dem ersten Überbau zum Schutz gegen Entgleisung auch Leitschienen vorgesehen.

Die hölzernen Schwellen sind 220 mm breit und 200 mm hoch; sie liegen je 61 cm auseinander.

Zwischen dem Gleis und zu dessen beiden Seiten ist ein 5 mm starker Warzenblechbelag zum Schutz gegen Feuergefahr vorgesehen. In Abb. 26 ist die vorbeschriebene Anordnung dargestellt.

Die Schienenträger haben eine Stützweite von 13,34 m und liegen 1,7 m voneinander entfernt. Es sind Blechträger mit 1300 mm Stehblechhöhe.

In der Ebene des Obergurtes dieser Träger ist ein Horizontalverband angeordnet, der den Wind auf diese und das Verkehrsband sowie die Seitenstöße der Fahrzeuge aufnimmt. Außerdem sind in den Drittelpunkten der Stützweite lotrechte Querversteifungen vorgesehen.

Das Eigengewicht der Schienenträger einschl. Oberbau, Schwellen und Abdeckung beträgt je Träger 0,700 t/m.

Für die Straßenfahrbahn ist Beton auf Belageisen NP 11 gewählt, worauf eine 5 cm starke Asphaltdecke aufgebracht ist, siehe Abb. 27.

In Fahrbahnmitte hat der Beton über den Belageisen eine Stärke von 90 mm, die sich nach den Randsteinen bis auf 60 mm verringert, um ein Quergefälle für die Entwässerung zu schaffen.

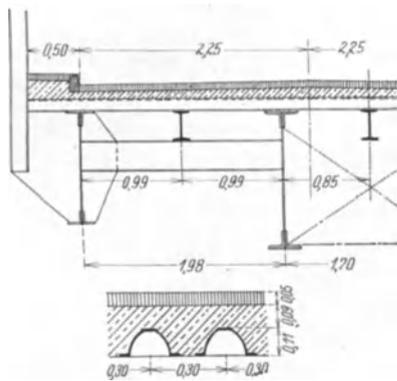


Abb. 27.

Die mittleren Träger sind daher so angeordnet, daß ihre Lage der des zweiten Gleises entspricht. Ebenso ist auch ihre bauliche Ausbildung die gleiche wie die der Schienenträger des ersten Gleises.

In Querträgermitte ist noch ein weiterer Träger zur Unterstützung der Fahrbahndecke angeordnet. Ferner ein Randträger, der gleichzeitig den Abschluß der Fahrbahn bildet. Um die Stützweite der Belageisen zu vermindern, sind Zwischenlängsträger angeordnet, die sich in den Drittelpunkten der Hauptlängsträger auf die hier angeordneten Querrahmen bzw. Zwischenquerträger stützen.

Die Querträger sind in Feldweiten von 13,34 m angeordnet. Ihre Stützweite beträgt 10,90 m. Es sind Blechträger von 1500 mm Stehblechhöhe. Sie übernehmen die Lasten der Längsträger und übertragen diese nach den unteren Knotenpunkten der Hauptträger.

In den Abb. 28 bis 30 sind einige bauliche Einzelheiten der Fahrbahn dargestellt; es können hieraus die Querschnitte der Quer- und Längsträger entnommen werden.

Wie schon erwähnt, ist die Fahrbahn in Mitte eines jeden Überbaues getrennt. In Abb. 31 ist diese Trennungsfuge dargestellt. Es ist daraus auch die Fuge in der Fahrbahndecke zu ersehen. Um diese für den Straßenverkehr nicht

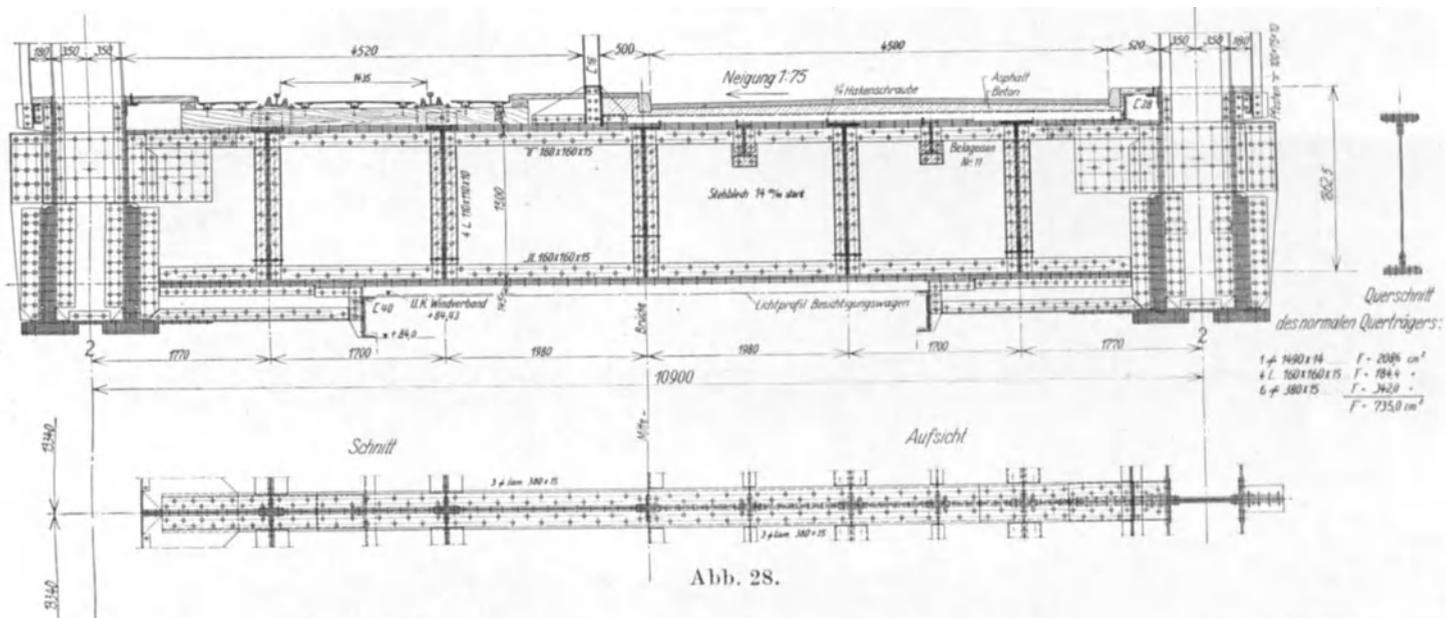


Abb. 28.

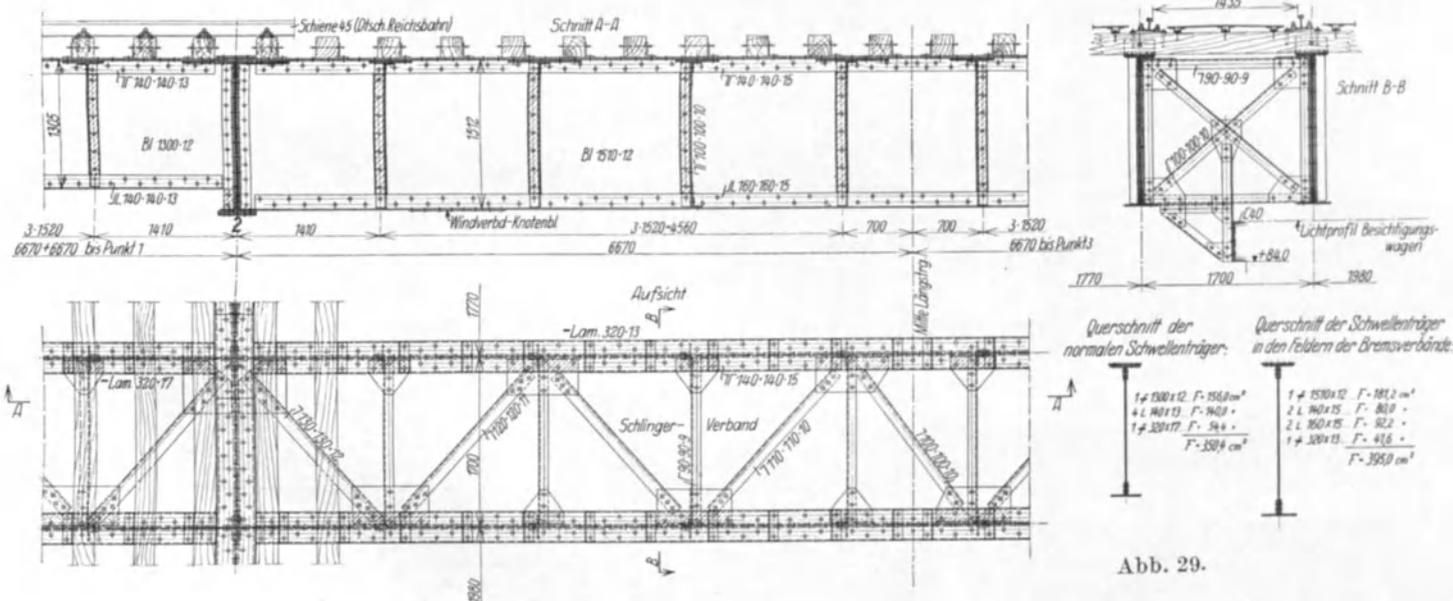


Abb. 29.

Die Belageisen liegen in Abständen von 300 mm. Das Gewicht dieser Fahrbahnabdeckung beträgt etwa 0,460 t/m².

Bei Anordnung der Fahrbahnträger mußte auf den späteren zweigleisigen Ausbau Rücksicht genommen werden.

bemerkbar zu machen, ist sie mit Bitumen ausgefüllt, das leicht den geringen Verschiebungen folgt.

Für die Unterbrechung der Schienen sind bei jedem Überbau Auszüge für eine Verschiebung von ± 30 mm angeordnet, die in Abb. 32 dargestellt sind.

Die Hauptträger.

Statische Berechnung.

Wie im Abschnitt „Gesamtanordnung“ schon erwähnt, ist als System ein einfacher, statisch bestimmter Fachwerkträger gewählt. Diese sind auch gleich für den späteren Aus-

Eisenbahnbelastung wurden mit Hilfe der in den genannten Vorschriften gegebenen Tafeln für Momente und Querkräfte bestimmt. Da diese Tafeln nur die Werte bis zu einer Stützweite von 150 m angeben, so wurden sie für den vorliegenden Fall bis zur Stützweite von 160 m erweitert.

Infolge des gekrümmten Obergurtes lassen sich die Stabkräfte der Diagonalen aus den Querkräften nicht ohne weiteres bestimmen. Es wurde hier folgender Rechnungsgang eingeschlagen:

Für eine wandernde Last „Eins“ wurden die Querkräfte und die positiven und negativen Stabkräfte für jede einzelne Diagonale bestimmt. Aus der Tafel der Querkräfte wurden dann die ungünstigsten Laststellungen entnommen und hierfür die Querkräfte für jedes Feld bestimmt. Aus dem Verhältnis der Querkräfte beider Belastungen konnten die Stabkräfte der Eisenbahnbelastung bestimmt werden.

Die aus der Belastung durch Menschengedränge entstehenden Stabkräfte der Gurtungen konnten aus denen durch Eigengewicht gefunden werden. Es ist:

$$S_p = S_g \frac{2,4 \cdot 13,34}{146}$$

Für die Bestimmung der Stabkräfte der Diagona-

len aus dieser Belastung waren zunächst die ungünstigsten Laststellungen und hieraus die Querkräfte jedes Feldes zu bestimmen. Die Stabkräfte wurden dann in gleicher Weise wie die der Eisenbahnbelastung bestimmt.

Die Stabkräfte wachen unter Berücksichtigung des Stoßzuschlages der Eisenbahnbelastung im:

Obergurt von $S_p = - 921,5$ t bis auf $S_p = - 1689,5$ t,
Untergurt von $S_p = + 1280,0$ t bis auf $S_p = + 1702,0$ t.

Bei den Diagonalen beträgt:

die größte Zugkraft $S_p = + 1094,0$ t,
die größte Druckkraft $S_p = - 722,4$ t.

Die Vertikale V_0 erhält:

$S_g = - 876,0$ t und
 $S_p = - 1054,0$ t.

Die übrigen Vertikalen erhalten entweder nur die Knotenlast eines Feldes oder die aus der Krümmung des Obergurtes entstehende Vertikalkomponente.

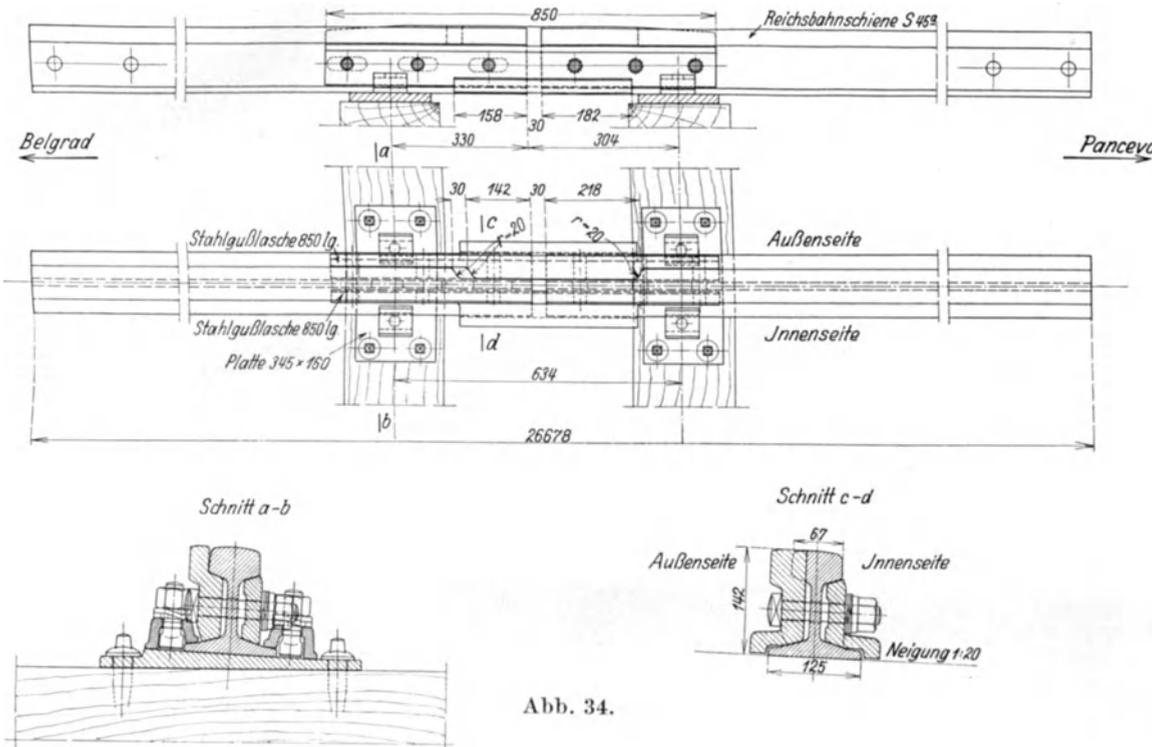


Abb. 34.

bau als zweigleisige Eisenbahnbrücke und die auf Konsolen liegenden Straßenfahrbahnen und Fußwege berechnet.

Bei diesem Ausbau beträgt das Eigengewicht pro Knotenpunkt 146 t.

Die durch diese Belastung auftretenden größten Stabkräfte sind im:

Obergurt $S_g = - 1458$ t,
Untergurt $S_g = + 1460$ t.

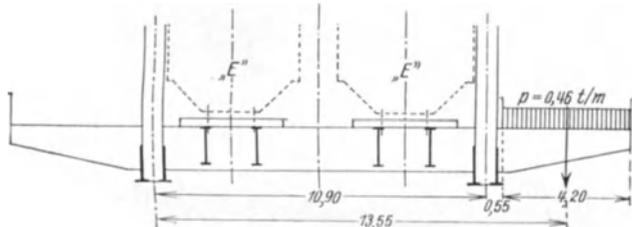


Abb. 35.

Die größte Zugkraft in den Diagonalen wird

$$S_g = + 577$$
 t.

Für die Verkehrslast sind, wie schon erwähnt und in Abb. 35 skizziert, beide Gleise mit Lastenzügen E in den ungünstigsten Stellungen zugrunde gelegt.

Fernersind eine Straßenfahrbahn und ein Fußweg mit Menschengedränge von 0,460 t/m², gleich

$$p = 0,46 \cdot 4,2 \cdot \frac{13,55}{10,90} = 2,4$$
 t/m

belastet angenommen.

Die Stabkräfte aus der

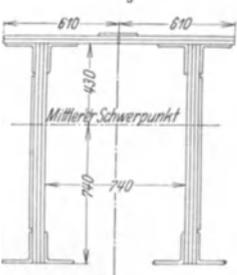
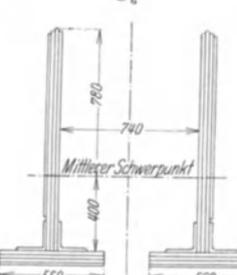
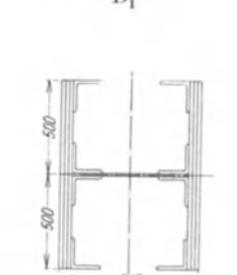
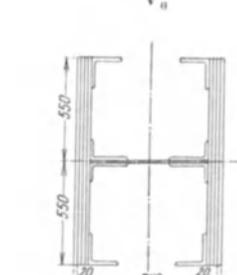
O ₅	U ₄	D ₁	V ₀
			
Obergurt O ₅	Untergurt U ₄	Diagonale D ₁	Vertikale O
6 · 1170 · 20 = 1404,0	4 · 1170 · 20 = 936,0	6 · 1000 · 20 = 1200,0	6 · 1100 · 20 = 1320,0
4 · 610 · 20 = 488,0	2 · 1180 · 20 = 472,0	8 ∠ 160 · 17 = 414,4	2 · 1100 · 18 = 396,0
2 · 810 · 15 = 243,0	2 · 975 · 15 = 292,5	1 · 610 · 14 = 85,4	4 ∠ 160 · 19 = 230,0
6 ∠ 160 · 15 = 276,6	6 · 560 · 20 = 672,0		2 ∠ 200 · 100 · 14 = 161,2
1 · 200 · 12 = 24,0	2 · 560 · 13 = 145,6	F = 1699,8 cm ²	1 · 620 · 14 = 86,8
F = 2435,6 cm ²	4 ∠ 160 · 15 = 184,4		F = 2194,0 cm ²
	F = 2702,5 cm ²		

Abb. 36

Die Zusatzkräfte infolge Winddrucks und Bremskraft wurden gemäß den Vorschriften bestimmt. Dabei wurde beachtet, daß durch die Diagonalen des oberen Windverbandes, der der Krümmung der oberen Gurtung folgt, weitere zusätzliche Windbelastungen auftreten.

Der Einfluß der Temperatur schaltet hier aus, da das System auch bezüglich der Lagerung statisch bestimmt ist.

Auf die Querschnittsbestimmung haben die Zusatzkräfte nur bei der unteren Gurtung einen Einfluß. Sie betragen hier bis 20% der Stabkräfte $S_g + S_p$.

Bei der oberen Gurtung beträgt deren Einfluß im Höchsthalle nur etwa 3%.

Bei den Diagonalen und Vertikalen ist der Einfluß noch wesentlich geringer.

Um einen Überblick über die Abmessungen der Querschnitte zu geben, sind in Abb. 36 die größten Querschnitte der Stäbe O_5 , U_6 , D_1 und V_0 gegeben.

Bauliche Einzelheiten.

Die Deckplatten der oberen Gurtung sind geteilt, um leichtere Versandstücke zu erhalten und um den Einbau bei der Aufstellung zu erleichtern. Die entstehende Fuge wird durch ein durchlaufendes Flacheisen gedeckt.

Die Querschnitte der unteren Gurtung sind schon mit Rücksicht auf die Abführung des Wassers in zwei Hälften geteilt, die durch Bindebleche und Querschotte verbunden sind. Die Höhen der aufeinanderliegenden Stehbleche sind abgestuft, das mittlere ist am größten, die folgenden sind je 10 bis 15 mm niedriger, um ein Hobeln der Kanten zu ersparen.

Zur näheren Erläuterung der baulichen Ausbildung sind in den Abb. 37 und 38 je ein Knotenpunkt der oberen und unteren Gurtung mit den Anschlüssen der Diagonalen und Vertikalen dargestellt.

Wertvoll für Vergleichszwecke ist die Feststellung der Zuschläge, die durch Nietabzüge, Knickung, Knotenbleche, Nieten und sonstige Nebenbauteile entstehen.

In den nachstehenden Tafeln sind die theoretischen Flächen aus den größten Stabkräften, geteilt durch die zulässige Beanspruchung, ermittelt.

Letztere beträgt:

unter Berücksichtigung der Stabkräfte $S_g + S_p$ $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$
 und bei Berücksichtigung auch der Zusatzkräfte $\sigma_{zul} = 1600 \text{ kg/cm}^2$.

Die Stablängen der Gurtungen sind in ihrer vollen Länge eingesetzt. Bei den Diagonalen ist beachtet, daß deren Querschnitte nicht auf die ganze Stablänge durchlaufen. Bei Errechnung der theoretischen Gewichte sind nur 90% des aus der ganzen Länge sich ergebenden Volumens eingesetzt, was nahezu der Wirklichkeit entspricht.

Ferner sind in diesen Tafeln die wirklich ausgeführten Querschnittsflächen eingesetzt.

Mit Hilfe dieser Werte sind das theoretische und das nach den ausgeführten Querschnitten sich ergebende Volumen der Stäbe bestimmt und die theoretischen Gewichte für beide Fälle ermittelt.

Die rechnerisch ermittelten Gewichte der Ausführung sind der Gewichtsrechnung entnommen, die nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn aufgestellt ist.

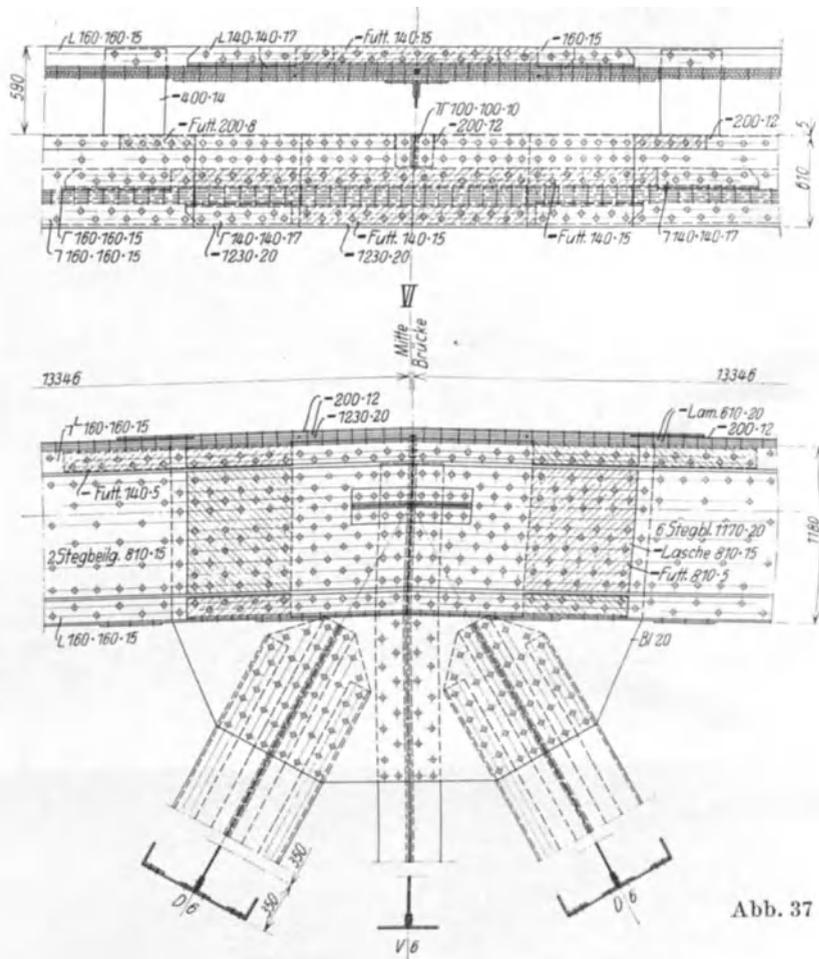


Abb. 37

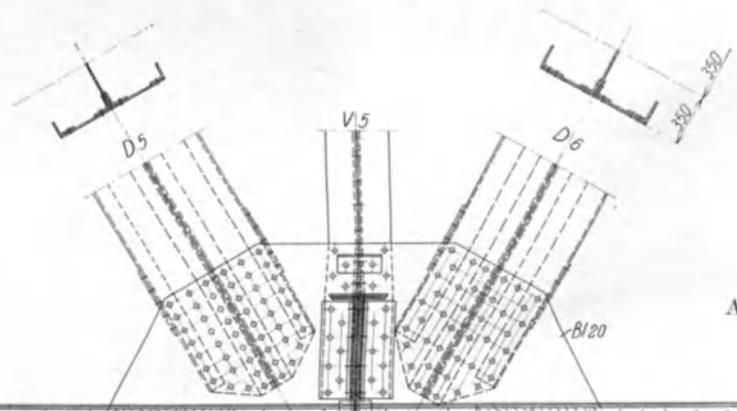
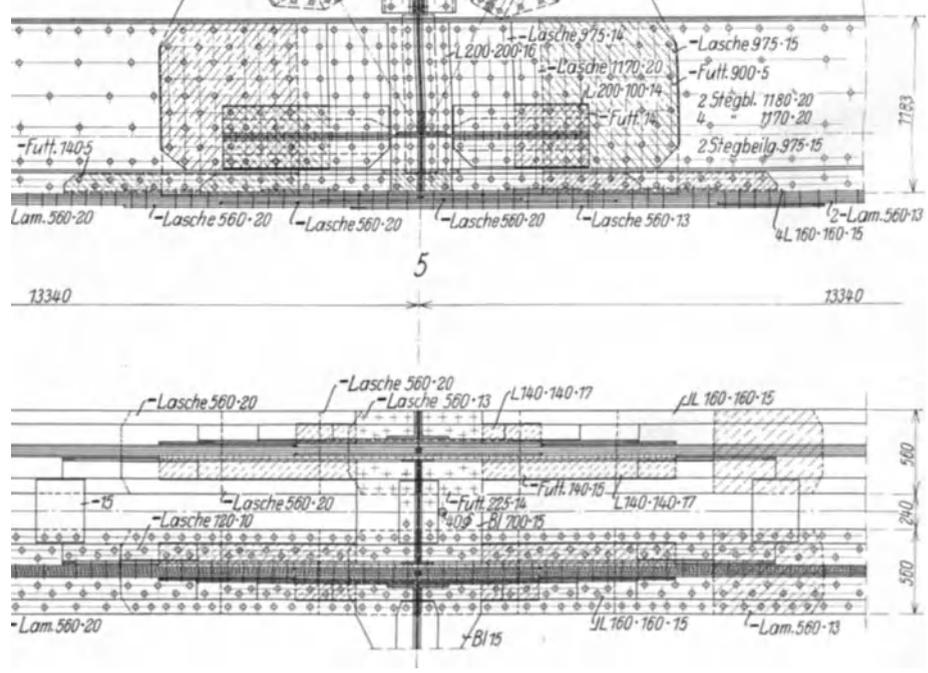


Abb. 38



Obergurt.

Stab	Stab- länge dm	Theore- tische Fläche dm ²	Theore- tisches Volumen dm ³	Ausge- führte Fläche dm ²	Ausge- führtes Volumen dm ³
<i>O</i> ₁	139,7	12,21	1 706	13,516	1 888
<i>O</i> ₂	137,9	12,02	1 658	13,516	1 864
<i>O</i> ₃	136,1	20,26	2 757	21,926	2 984
<i>O</i> ₄	134,8	20,07	2 705	21,926	2 956
<i>O</i> ₅	133,9	22,41	3 001	24,356	3 261
<i>O</i> ₆	133,5	22,34	2 982	24,356	3 252
			zus. 14 809		zus. 16 205

Gewicht des Obergurtes:

nach dem theoretischen Volumen

$$4 \cdot \frac{14\,809}{1000} \cdot 7,85 = 465,003 \text{ t}$$

nach dem der ausgeführten Querschnitte

$$4 \cdot \frac{16\,205}{1000} \cdot 7,85 = 508,837 \text{ t}$$

rechnerisches Gewicht der Ausführung 667,396 t;

gesamter Zuschlag $\frac{667,396}{465,003} = 1,435$, d. s. 43,5 %;

davon entfallen auf den Knickzuschlag und die Unterschreitung der

zul. Beanspruchung $\frac{508,837}{465,003} = 1,094$, d. s. 9,4 %

somit Zuschlag für Knotenbleche, Laschen, Nieten usw.

34,1 %.

Untergurt.

Stab	Stab- länge dm	Theore- tische Fläche dm ²	Theore- tisches Volumen dm ³	Ausge- führte Fläche dm ²	Ausge- führtes Volumen dm ³
<i>U</i> ₁	133,0	1,88	250	5,120	681
<i>U</i> ₂	133,4	17,18	2 292	19,844	2 647
<i>U</i> ₃	133,4	17,85	2 381	20,404	2 722
<i>U</i> ₄	133,4	21,90	2 921	25,569	3 411
<i>U</i> ₅	133,4	22,28	2 972	25,569	3 411
<i>U</i> ₆	133,4	23,54	3 140	27,025	3 605
			zus. 13 956		zus. 16 477

Gewicht des Untergurtes:

nach dem theoretischen Volumen

$$4 \cdot \frac{13\,956}{1000} \cdot 7,85 = 438,218 \text{ t}$$

nach dem der ausgeführten Querschnitte

$$4 \cdot \frac{16\,477}{1000} \cdot 7,85 = 517,378 \text{ t}$$

rechnerisches Gewicht der Ausführung 685,626 t;

gesamter Zuschlag $\frac{685,626}{438,218} = 1,564$, d. s. 56,4 %;

davon entfallen auf den Nietabzug und die

Unterschreitung der zul. Beanspruchung $\frac{517,378}{438,218} = 1,181$, d. s. 18,1 %

somit Zuschlag für Knotenbleche, Laschen, Nieten usw.

38,3 %.

Diagonalen.

Stab	Stab- länge dm	Theore- tische Fläche dm ²	Theore- tisches Volumen dm ³	Ausge- führte Fläche dm ²	Ausge- führtes Volumen dm ³
<i>D</i> ₁	166,4	14,53	2418	16,998	2 828
<i>D</i> ₂	222,2	9,28	2062	12,802	2 845
<i>D</i> ₃	222,2	5,53	1229	6,556	1 457
<i>D</i> ₄	261,1	4,41	1151	9,604	2 508
<i>D</i> ₅	261,1	3,16	825	3,966	1 036
<i>D</i> ₆	274,6	2,39	656	5,190	1 425
			zus. 8341		zus. 12 099

Gewicht der Diagonalen:

nach dem theoretischen Volumen

$$4 \cdot \frac{8341}{1000} \cdot 7,85 \cdot 0,9 = 235,716 \text{ t}$$

nach dem der ausgeführten Querschnitte:

$$4 \cdot \frac{12\,099}{1000} \cdot 7,85 \cdot 0,9 = 341,918 \text{ t}$$

rechnerisches Gewicht der Ausführung 382,926 t;

gesamter Zuschlag $\frac{382,926}{235,716} = 1,624$, d. s. 62,4 %;

davon entfallen auf

den Knickzuschlag

bzw. Nietabzug und die

Unterschreitung der zul. Beanspruchung $\frac{341,918}{235,716} = 1,451$, d. s. 45,1 %

somit Zuschlag für Laschen, Nieten usw. 17,3 %.

Die elastische Durchbiegung und Längung der Hauptträger.

Die elastische Durchbiegung der Hauptträger beträgt bei dem Untergurtpunkt 6:

durch Eigengewicht $\delta g_6 = 11,10 \text{ cm}$,

durch größte Verkehrslast

ohne Stoßzuschlag $\delta p_6 = 10,85 \text{ cm}$.

Dem Systemnetz der Hauptträger wurde bei Punkt 6 eine Überhöhung gegeben von:

$$\delta = \delta g_6 + \frac{1}{2} \delta p_6 = 11,10 + \frac{10,85}{2} = 16,53 \text{ cm},$$

abgerundet auf 17,0 cm.

Die übrigen Punkte der unteren Gurtung liegen auf einer Parabel mit der Pfeilhöhe von 17,0 cm.

Die Vertikalen wurden ohne Berücksichtigung einer Längenänderung um die Ordinaten dieser Parabel gehoben, so daß auch die Knotenpunkte der oberen Gurtung um diese Maße überhöht sind.

Hiernach wurde das Systemnetz für die Ausführung festgelegt.

Die elastische Längung der Hauptträger beträgt durch:

Eigengewicht $\Delta g = 3,46 \text{ cm}$

Verkehrslast ohne

Stoßzuschlag . . . $\Delta p = 3,46 \text{ ,,}$

Temperatur $\pm 35^\circ$. . $\Delta t = \pm 6,72 \text{ ,,}$

Die Längung durch Eigengewicht wurde durch entsprechende Stellung der Stelzen der beweglichen Auflager ausgeglichen, so daß mit einer größten Gesamtlängung von $6,72 + 3,46 + 6,72 = 16,9 \text{ cm}$ zu rechnen war. Diese wurde abgerundet auf $\pm 10,0 \text{ cm}$ und bei Festlegung der Auflager und der Dilatationsvorrichtungen berücksichtigt.

Die Querverbindungen.

Der obere Windverband.

Der obere Windverband folgt der Krümmung der oberen Gurtungen, so daß dessen Diagonalen im Raum liegen, was bei der Berechnung der Stabkräfte beachtet ist.

Als System wurde ein Rautenfachwerk gewählt, das die Möglichkeit bot, die Obergurtstäbe auch in Feldmitte senkrecht zur Hauptträgerachse zu stützen und so deren Knicklänge in dieser Achse zu halbieren.

An jedem Knotenpunkt des Hauptträgers sind Querriegel angeordnet, die den Winddruck gleichmäßig auf den

Verband übertragen und auch als Stützpunkte der oberen Gurtung gegen Ausknicken dienen (siehe Abb. 39).

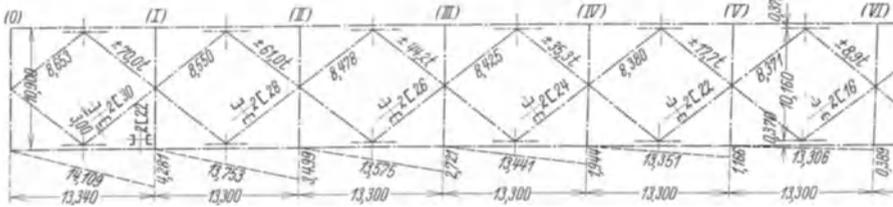


Abb. 39.

Die Wahl dieses Systems bedingte, daß dessen sämtliche Glieder auf Knicken berechnet werden mußten.

Die Hauptaufgabe dieses Verbandes ist, den Winddruck auf die Flächen der oberen Hälften der Hauptträger aufzunehmen. Da seine Glieder durch die Verkehrslast nicht beeinflusst werden, wurde der Winddruck zu 250 kg/m^2 angenommen.

Als voll vom Wind getroffene Flächen wurden die der beiden Hauptträger in Rechnung gestellt.

Für sämtliche Stäbe des Verbandes wurden aus je 2 U-Eisen gebildete Querschnitte gewählt, deren nach innen liegende Stege einen Abstand von 300 mm haben.

schriften waren dessen Diagonalen so zu bemessen, daß ein Stab eines Feldes in der Lage ist, die gesamte auftretende Querkraft auf Zug zu übernehmen, der andere Stab die Hälfte dieser Kraft auf Knicken, wobei als Knicklänge nur die halbe Stablänge in Rechnung zu stellen ist.

Dieser Verband hat den Wind auf die Flächen der unteren Hälfte des Hauptträgers und der gesamten Fahrbahn zu übertragen; ferner auch den Wind auf das mit 3,5 m Höhe angenommene Verkehrsband, wobei bei letzterem auch der Einfluß der fortschreitenden Last zu berücksichtigen war.

Weiter wurden die Seitenstöße der Fahrzeuge der Eisenbahnbelastung berücksichtigt, wobei eine horizontale Querkraft von $H_s = 2 \cdot 6 = 12 \text{ t}$, fortschreitend in den einzelnen Knotenpunkten wirkend, angenommen wurde.

Die Querschnitte der Diagonalen wurden aus je 4 Winkel-eisen gebildet, die, wo erforderlich, noch durch ein Stehblech verstärkt wurden.

Um die Knicklänge der Stäbe zu verringern, sind diese an den Fahrbahnlängsträgern je zweimal unterstützt.

In Abb. 42 sind Einzelheiten des Verbandes dargestellt, aus denen die bauliche Ausbildung und der Anschluß an den Hauptträger hervorgehen.

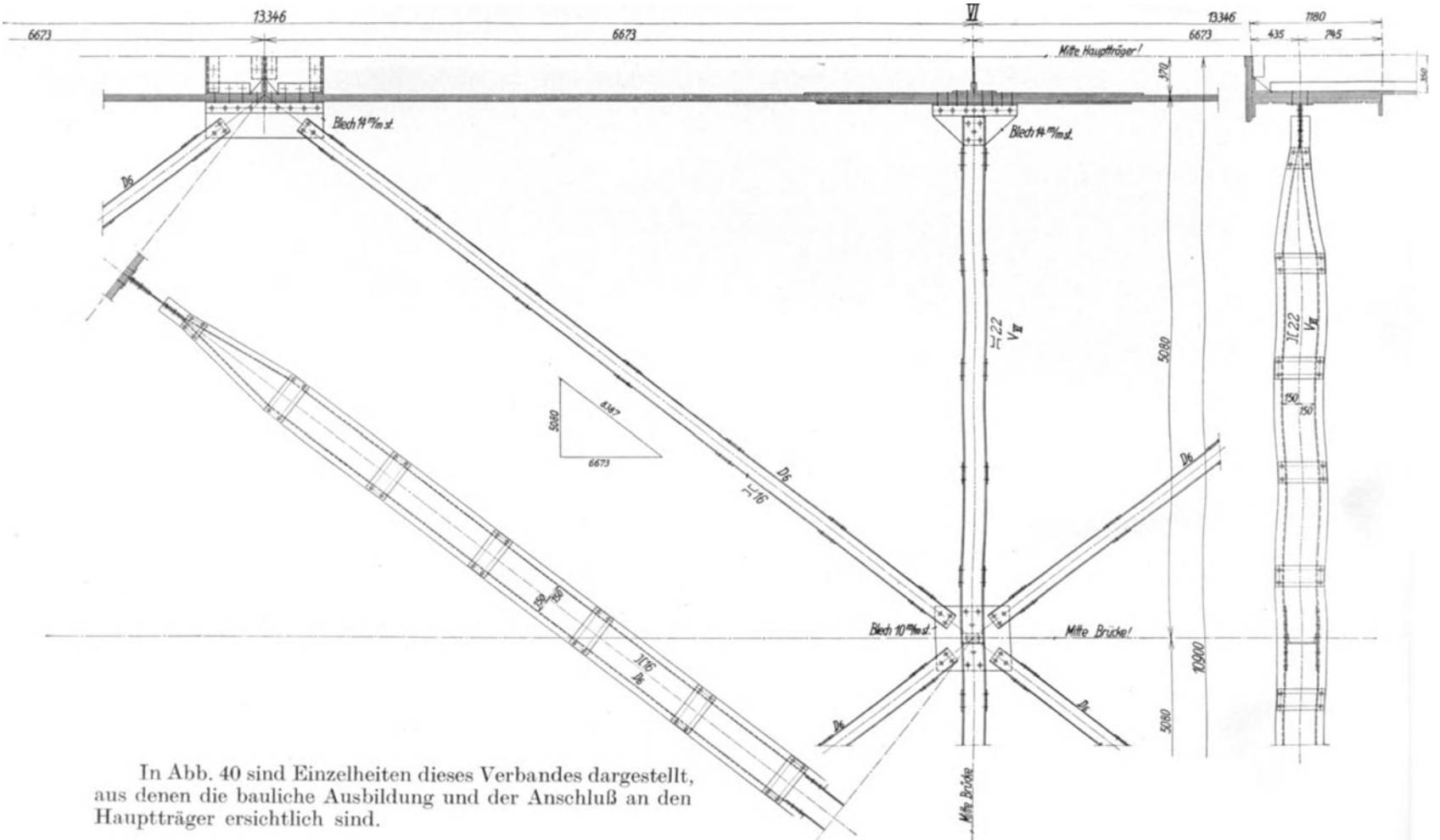


Abb. 40.

In Abb. 40 sind Einzelheiten dieses Verbandes dargestellt, aus denen die bauliche Ausbildung und der Anschluß an den Hauptträger ersichtlich sind.

Der untere Windverband.

Der untere Windverband ist in der Ebene der Schwerlinie der unteren Gurtung angeordnet.

Als System wurde ein Fachwerk mit gekreuzten Diagonalen gewählt, dessen Querriegel durch die Untergurte der Querträger gebildet werden (siehe Abb. 41). Nach den Vor-

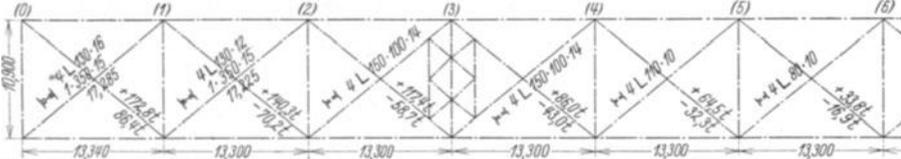


Abb. 41.

Die Bremsverbände.

Da die Fahrbahn bei Punkt 6 unterbrochen ist, war es notwendig, zur Übertragung der Bremskräfte der Eisenbahnbelastung 2 Bremsverbände in jedem Überbau anzuordnen. Diese liegen bei den Knotenpunkten 3 u. 3. Wie die Abb. 43 zeigt, sind hierfür die Stäbe des unteren Windverbandes in den Feldern 2-3-4 und 4-3-2 mit benutzt. Das System ist so gewählt, daß in den Querträgeruntergurten 3-3 und 3-3 keine

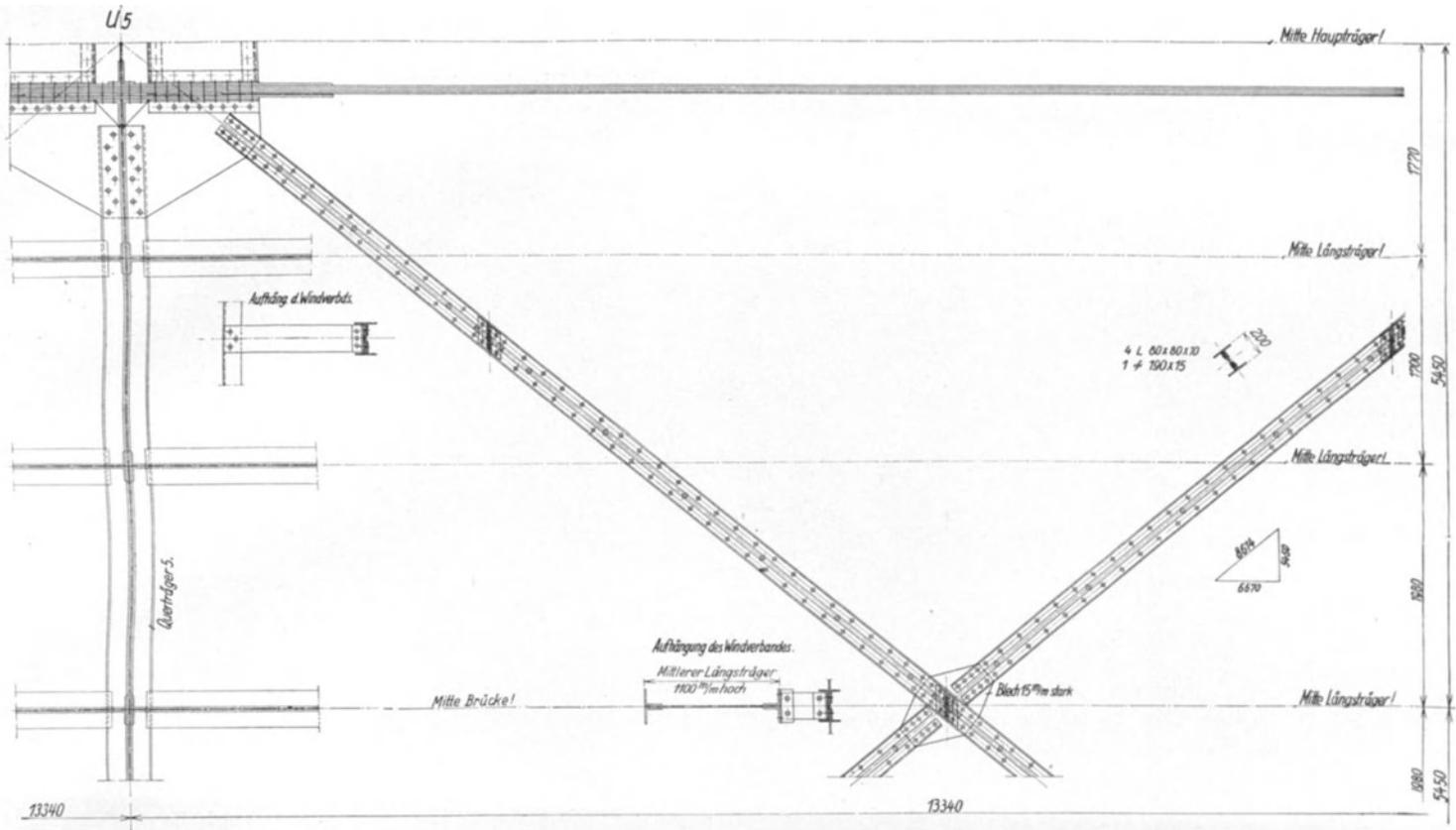
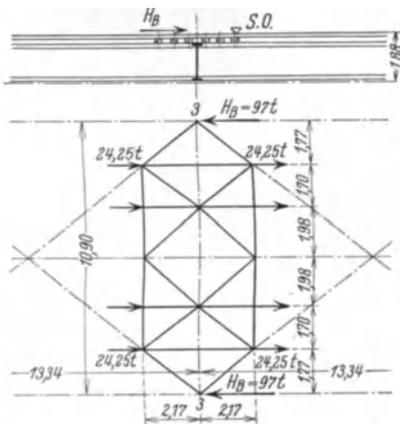


Abb. 42.



Zusatzspannungen durch die Bremskräfte entstehen. Die Schwellenträger sind in den genannten Feldern bis in die Ebene des unteren Verbandes heruntergezogen, so daß sie die Bremskräfte unmittelbar in die Bremsverbände

leiten können. Diese sind so bemessen, daß nach erfolgtem endgültigen Ausbau die Bremskräfte beider Gleise aufgenommen werden können. In Abb. 44 ist die bauliche Ausbildung des Bremsverbandes gegeben.

Der Endquerrahmen.

Zur Aufnahme des horizontalen Stützdruckes des oberen Windverbandes und zu dessen Weiterleitung nach den Auflagern sind die Endpfosten und die Endquerträger durch Einschaltung eines Querriegels in Höhe der Obergurte zu steifen Rahmen verbunden.

Abb. 43.

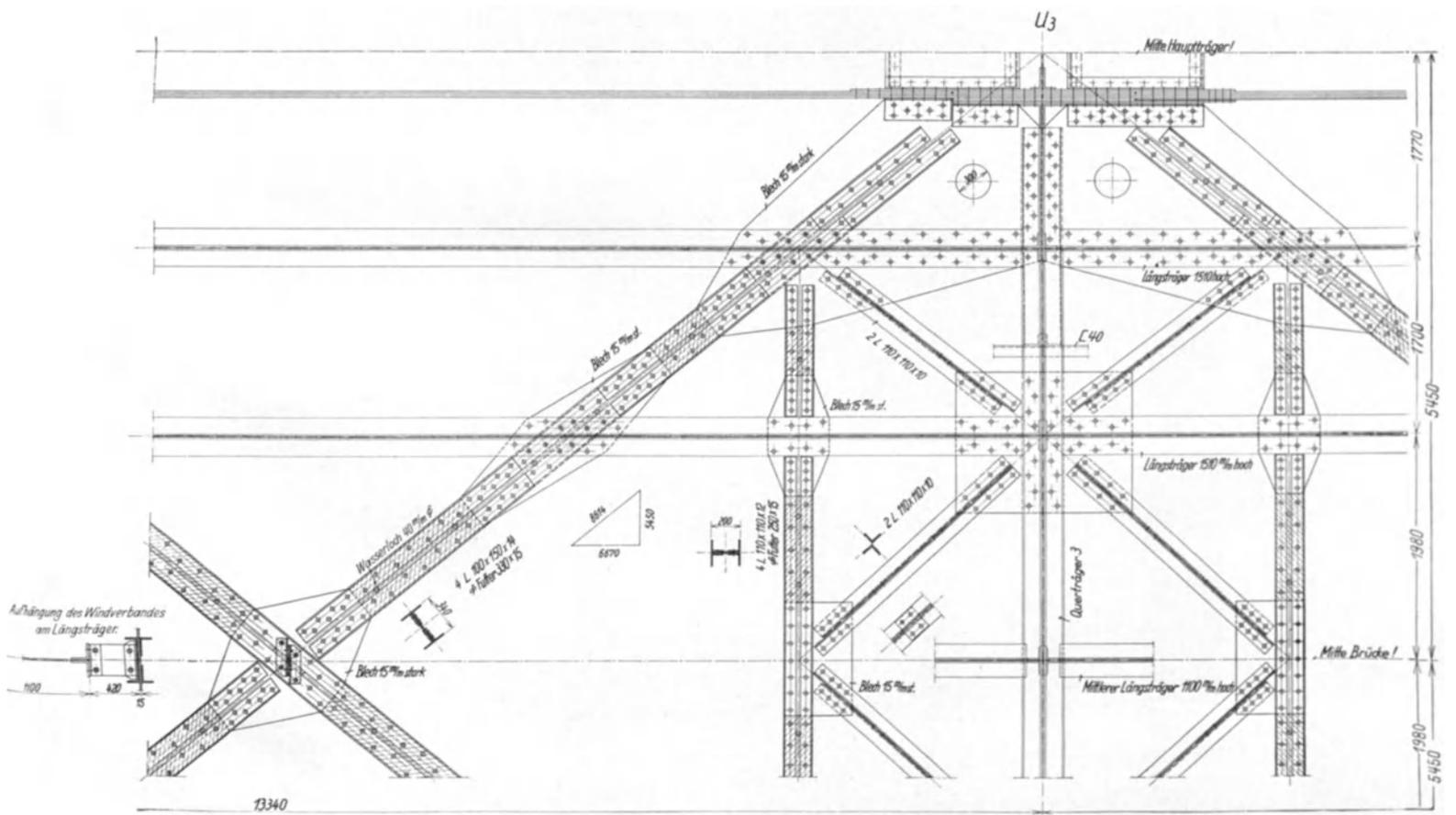


Abb. 44.

Die statische Berechnung wurde nach Müller-Breslau, „Die neueren Methoden der Festigkeitslehre“, durchgeführt. Durch die Einbeziehung der Endpfosten und des Endquerträgers zur Bildung dieses Rahmens wird dieser nicht nur durch die Windlasten, sondern auch durch das Eigengewicht und die Verkehrslasten beansprucht. Den Einflüssen dieser Belastungen ist in sorgfältiger Weise Rechnung getragen, wobei auch der spätere endgültige Ausbau der Brücke berücksichtigt ist. In der Abb. 45 ist die

Horizontal wirken je Auflager:
 senkrecht zur Brückenachse. $H_W = \pm 87,4$ t
 je festes Auflager in der Brückenachse. $H_B = \pm 168,0$ t
 Reibungswiderstand am beweglichen
 Auflager $H_R = 53,0$ t.

Die obere Kipplatte der festen und beweglichen Auflager ist kugelig auf der unteren abgestützt.

Der Radius der Kugelfläche der oberen Platte ist $r = 110$ cm, der der unteren $r = 100$ cm.

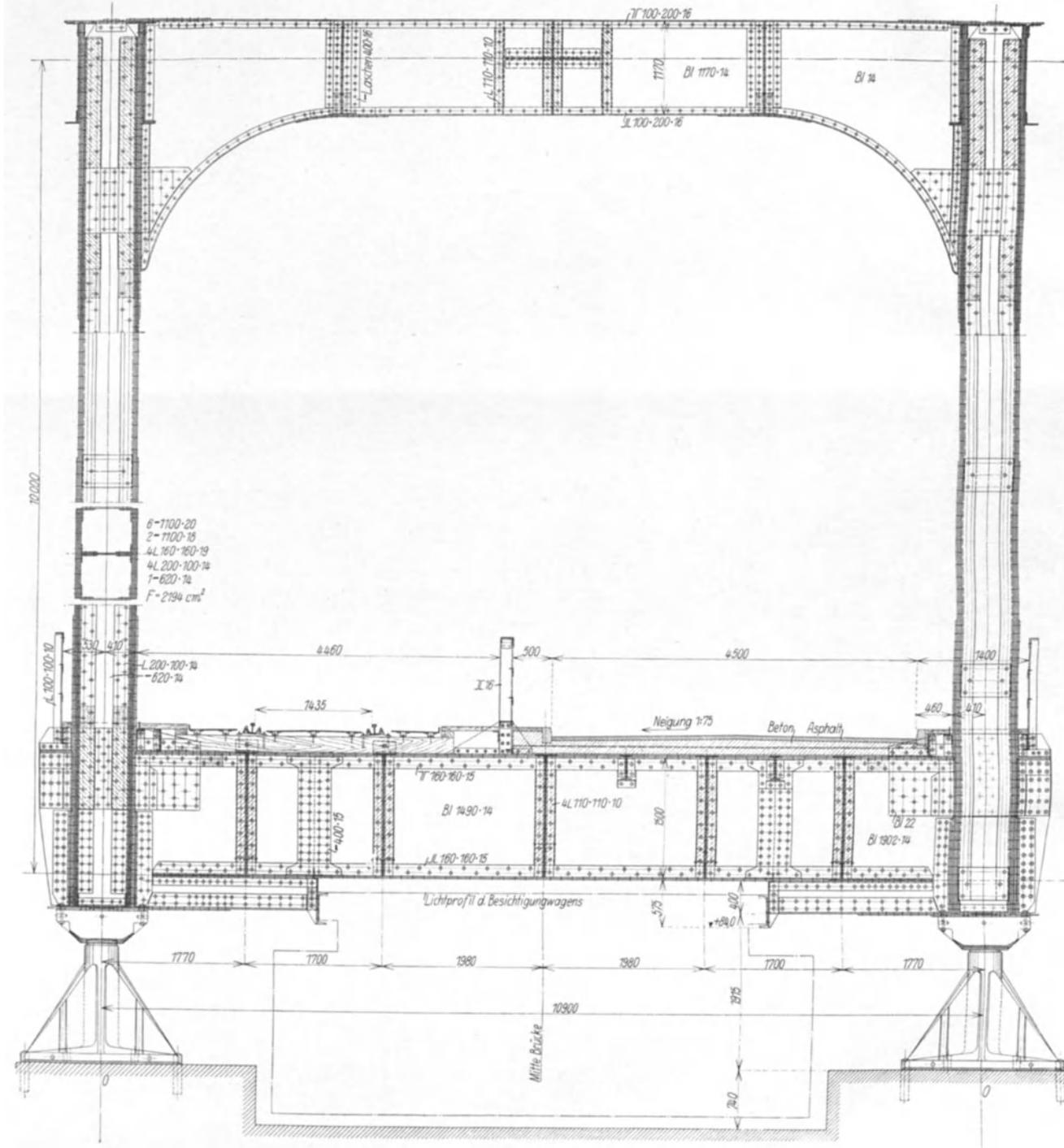


Abb. 45.

bauliche Ausbildung des Rahmens dargestellt, aus der auch die gewählten Querschnitte zu entnehmen sind.

Die Auflager.

Die lotrechten Auflagerdrucke betragen:

Eigengewicht und Verkehrslasten	1 930 t
Zusatzkräfte	± 131 t
zusammen.	2061 t

Die größte Flächenpressung wird $\sigma = 7,66$ t/cm².
 Die beweglichen Auflager erhielten, um eine statisch bestimmte Stützung zu erzielen, je 2 Stelzen von $r = 40$ cm und einer Länge von 160 cm. Die größte Flächenpressung wird:
 $\sigma = 8,16$ t/cm².

Die Grundplatte dieser Auflager ist $200 \cdot 260$ cm groß, ihre Stärke beträgt 20 cm.

Die Pressung der Zementfuge unter ihr beträgt unter der Einwirkung von Eigengewicht und Verkehrslasten im Schwerpunkt der Grundplattenfläche $\sigma = 37,1$ kg/cm²,
 die größte Kantenpressung $\sigma = 48,2$ „ .

Bei Wirkung aller Zusatzkräfte steigt
 die erstere auf $\sigma = 39,6 \text{ kg/cm}^2$,
 die letztere auf $\sigma = 56,7 \text{ ,,}$.

Das feste Auflager hat eine Höhe von 120 cm und eine Grundplatte von $200 \cdot 230 \text{ cm}$.

Hier beträgt die Pressung der Zementfuge bei Einwirkung aller Lasten im Schwerpunkt der Grundplattenfläche

$\sigma = 44,8 \text{ kg/cm}^2$,
 und die größte Kantenpressung $\sigma = 68,6 \text{ ,,}$.

In der Abb. 46 sind die Auflager dargestellt.

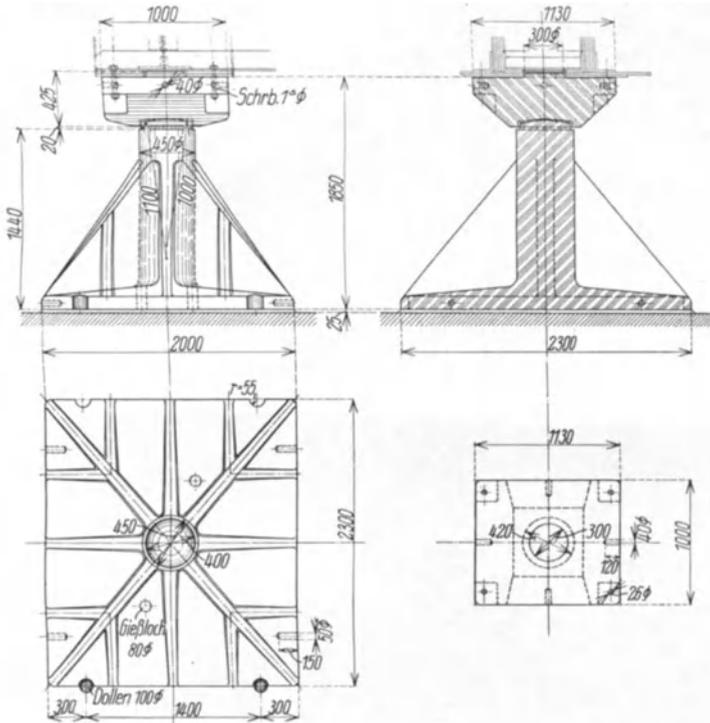


Abb. 46.

Gesamtgewicht der Donauströmbücke.

In der folgenden Zusammenstellung sind die rechnerisch ermittelten Gewichte einschl. eines Zuschlages von 3% für Nieten und Walztoleranz sowie die gewogenen Gewichte eines Überbaues, gegliedert nach den Hauptteilen, gegeben.

	Errechnet	Gewogen (durchschnittlich)
1. Hauptträger	1909,565 t = 11,935 t/m	1902,207 t
2. Fahrbahn	605,354 t = 3,783 ,,	610,992 t
3. Querverbände	126,881 t = 0,793 ,,	126,852 t
4. Auflager	87,812 t = 0,549 ,,	86,081 t
5. Dilatationsplatten	2,173 t = 0,014 ,,	2,029 t
zusammen	2731,785 t = 17,074 t/m	2728,161 t

Gesamtgewicht der 7 Überbauten:
 errechnet $7 \cdot 2731,785 = 19\,122,495 \text{ t}$
 gewogen $7 \cdot 2728,161 = 19\,097,127 \text{ t}$.

Beide Gewichte zeigen gute Übereinstimmung.

Die Besichtigungswagen.

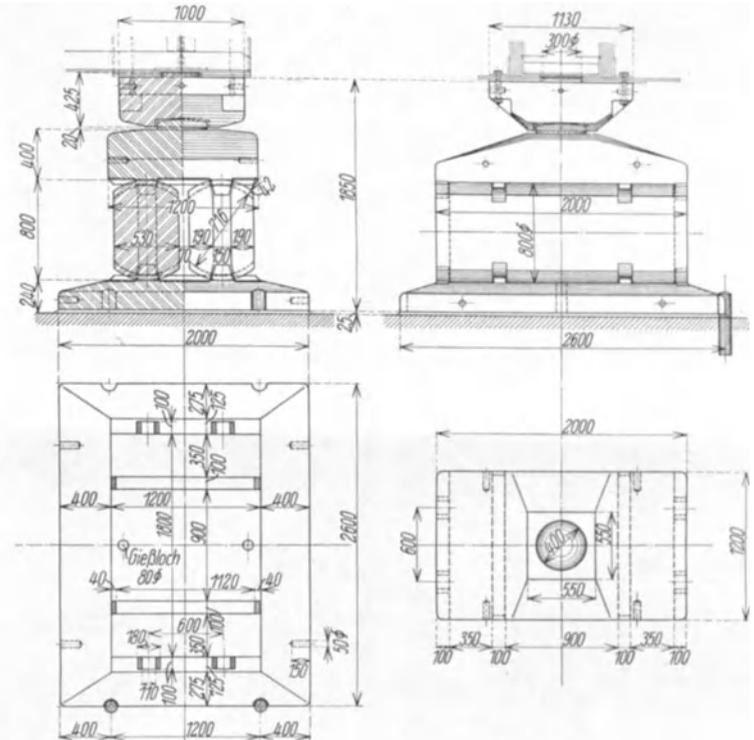
Um die unter der Fahrbahn liegenden Bauteile zugänglich zu machen, sind für die Gesamtbrückenlänge zwei Besichtigungswagen vorgesehen, die auf besonderen, unter der Fahrbahn angeordneten Trägern laufen und die ganze Brückenbreite bestreichen können. An den Pfeilerköpfen sind Aussparungen vorgesehen, die auch hier die Durchfahrt der Wagen ermöglichen. Um die außerhalb der Hauptträger liegenden Bauteile erreichen zu können, sind auf beiden Seiten der Wagen ausschließbare Ausleger vorgesehen.

Für die Wagen ist zunächst Handantrieb vorgesehen, doch ist der maschinelle Teil dieses Antriebes so ausgebildet, daß er nur durch Einbau der erforderlichen Apparate auch mit elektrischer Kraft bewegt werden kann.

Die baulichen Einzelheiten der Besichtigungswagen gehen aus der Abb. 47 hervor.

Das Gewicht eines Wagens beträgt:

Stahlbauteile	7,90 t
maschineller Antrieb und Gegengewichte	6,10 t
zusammen	14,00 t



Für die Besichtigung der über der Fahrbahn liegenden Bauteile der Hauptträger und Verbände wurden keine besonderen Vorkehrungen getroffen, da diese leicht von kleinen Gerüsten aus besichtigt und im Anstrich unterhalten werden können.

Die Lieferung der Stahlbauteile.

Um ein gutes Passen der aus den verschiedenen Werken stammenden Bauteile zu gewährleisten, wurden genaue Vorschriften für die Werkstattbearbeitung, insbesondere der Stoßstellen, aufgestellt. Ferner erhielt jedes Werk einen geeichten Normalmaßstab, um eine genaue Übereinstimmung in den Längen der Bauteile zu erzielen.

In nachstehenden beiden Tafeln ist eine Übersicht über die Verteilung der Lieferungen unter die einzelnen Werke gegeben, wobei bezüglich der dort vermerkten Unterlieferer auf Seite 30 verwiesen wird.

I. Verteilungsplan der Lieferung der Senkkasten.

Bezeichnung der Senkkasten	Lieferwerk
für Pfeiler 0	C. H. Jucho, Dortmund
„ „ I	desgl.
„ „ II	desgl.
„ „ III	Aug. Klönne, Dortmund
„ „ IV	desgl.
„ „ V	Unterlieferer
„ „ VI	
„ „ VII	
„ „ VIII	

II. Verteilungsplan auf Seite 23.

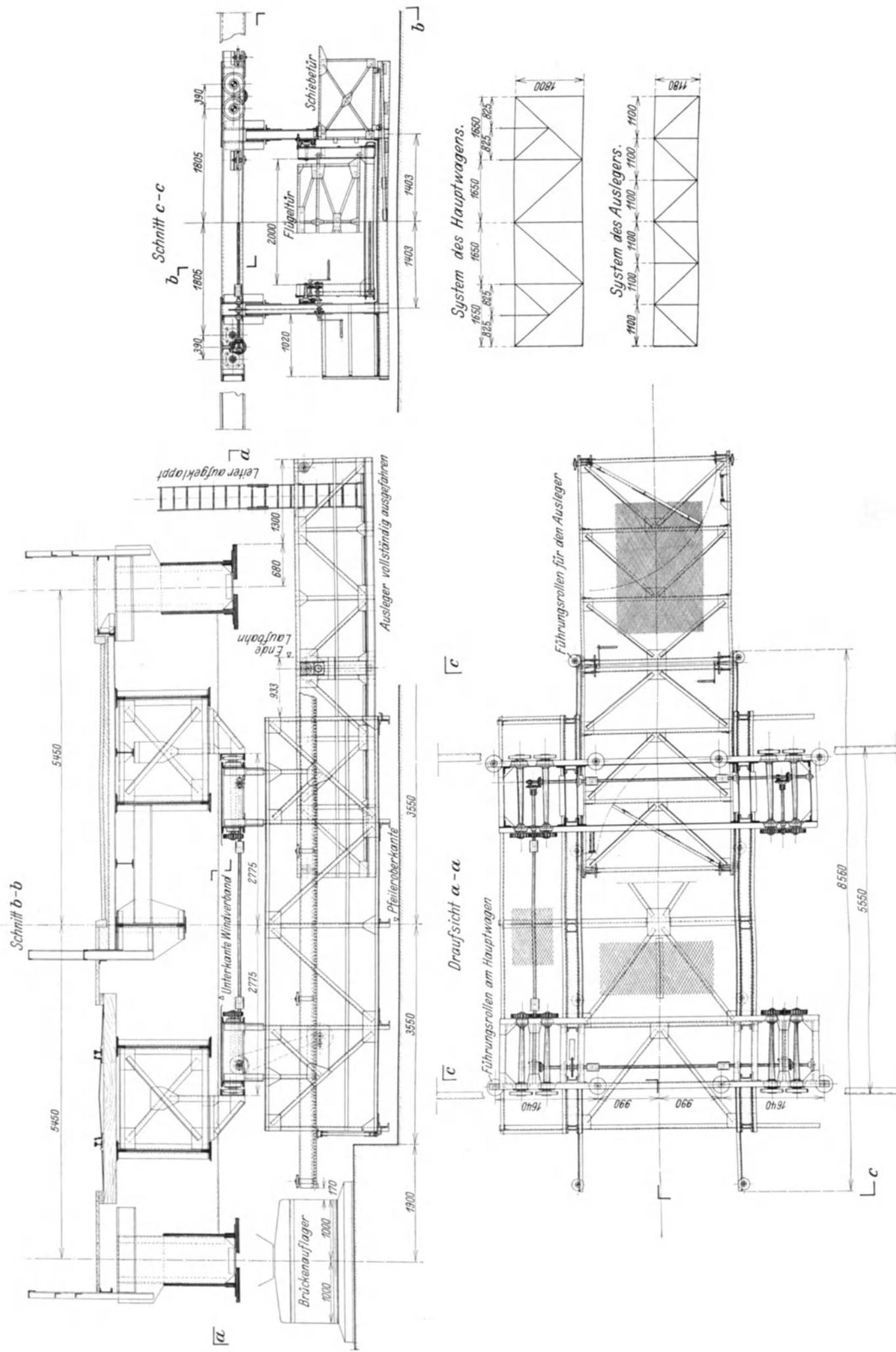


Abb. 47.

II. Verteilungsplan der Lieferung der 7 Überbauten der Strombrücke

Bezeichnung der Stahlbauteile	L i e f e r w e r k e						
	Öffnung (I) „A.“	Öffnung (II) „B.“	Öffnung (III) „C.“	Öffnung (IV) „D.“	Öffnung (V) „E.“	Öffnung (VI) „F.“	Öffnung (VII) „G.“
a) Hauptträger	Hein, Lehmann & Co. A.-G., Düsseldorf	M.A.N. Werk Gustavsburg	M.A.N. Werk Gustavsburg	Hein, Lehmann & Co. A.-G., Düsseldorf	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	M.A.N. Gustavsburg A. Klönne, Dortmund	Hein, Lehmann & Co. A. Klönne, Dortmund
Untergurt	G. H. H. Oberhausen	Fried. Krupp A.-G., Rheinhausen	G. H. H. Oberhausen C. H. Jucho, Dortmund	Krupp, Rheinhausen C. H. Jucho, Dortmund	Krupp, Rheinhausen G. H. H. Oberhausen	G. H. H. Oberhausen C. H. Jucho, Dortmund	Krupp, Rheinhausen C. H. Jucho, Dortmund
Obergurt	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Krupp, Rheinhausen Hein, Lehmann & Co. Unterlieferer	G. H. H. Oberhausen M. A. N. Gustavsburg Unterlieferer	Aug. Klönne, Dortmund Unterlieferer	Krupp, Rheinhausen Hein, Lehmann & Co. Unterlieferer	G. H. H. Oberhausen M. A. N. Gustavsburg Unterlieferer
Diagonalen	Unterlieferer	Unterlieferer	Unterlieferer	Unterlieferer	Unterlieferer	Unterlieferer	Unterlieferer
Vertikalen	Unterlieferer	Unterlieferer	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund
b) F a h r b a h n Querträger	Unterlieferer	Unterlieferer	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund
Längsträger	Unterlieferer	Unterlieferer	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund
desgl. sekundär	Unterlieferer	Unterlieferer	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund
Geländer	Unterlieferer	Unterlieferer	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund
c) V e r b ä n d e Oberer Verband Unterer „ Portale	Aug. Klönne, Dortmund	Aug. Klönne, Dortmund	Aug. Klönne, Dortmund	Aug. Klönne, Dortmund	Aug. Klönne, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund	Ver. Stahlwerke Union, Dortmund

Trotz dieser weitgehenden Unterteilung der Lieferungen an die genannten Werke paßten diese vorzüglich zusammen. Auf der Baustelle ergaben sich bei Aufrichtung der Überbauten keine Schwierigkeiten, was für die sorgfältige Arbeit der beteiligten Werke spricht.

IV. Die Flutbrücke der Donaubrücke. Allgemeine Anordnung.

Um nach erfolgter Eindeichung des Donauriedes dem Hochwasser der Donau und der Save den notwendigen Abfluß zu geben, ist der Deich etwa 260 m vom linken Donauufer landeinwärts gerückt. Diese Breite wird durch 8 Stahlüberbauten von je 32,0 m Stützweite auf Betonpfeilern überbrückt, siehe Tafel 1, Abb. 4.

Es war zunächst die Frage offen, ob für den Eisenbahnverkehr und den Straßenverkehr je ein besonderer Brückenzug angeordnet oder eine der Strombrücke ähnliche Ausbildung mit nur einem Brückenzug gewählt werden sollte. Die Vergleichsrechnung ergab, daß die letztere Ausbildung nicht nur in bezug auf das Gewicht der Stahlbauteile, sondern auch hinsichtlich des späteren zweiten Ausbaues die günstigere Lösung war. Auch die Länge der Pfeiler konnte hierbei wesentlich eingeschränkt werden.

Wie bei der Strombrücke ist für den ersten Ausbau nur ein Eisenbahngleis vorgesehen und die Straße seitlich davon angeordnet mit den gleichen Breitenabmessungen wie dort. Auch der zweite Ausbau erfolgt hinsichtlich der Anordnung der Gleise und der Straßenfahrbahnen nebst Fußwegen und deren Abmessungen in gleicher Weise wie bei der Strombrücke.

Die in Abb. 48 und 49 gegebenen Querschnitte zeigen den ersten und zweiten Ausbau.

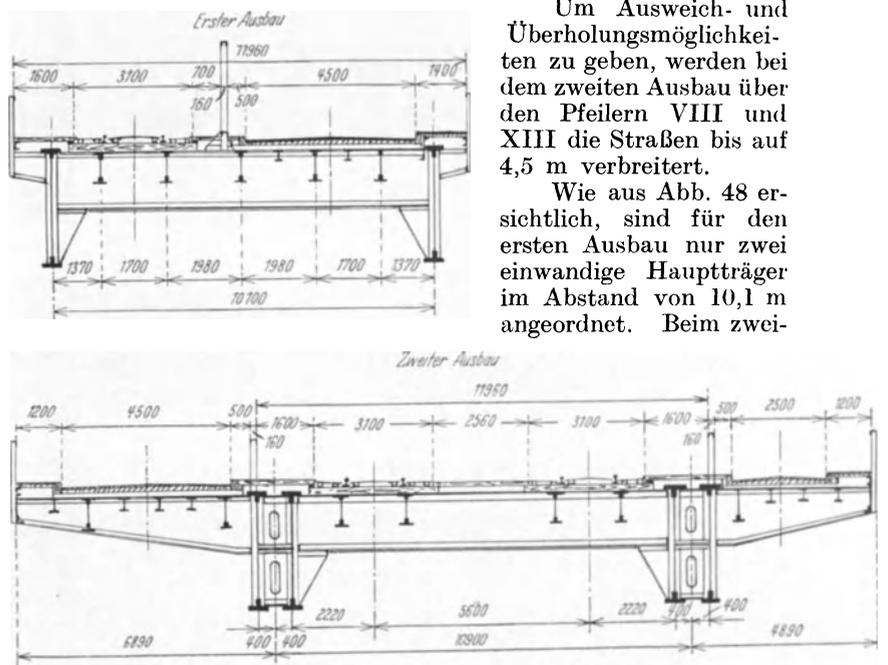


Abb. 48 u. 49.

ten Ausbau wird seitwärts von diesen im Abstand von je 0,8 m noch ein zweiter Hauptträger eingebaut und so mit dem ersten verbunden, daß beide gemeinsam tragen. Der Achsabstand der verbundenen Hauptträger beträgt dann 10,9 m, so daß diese dann mit dem der Strombrücke zusammenfällt.

An diese Hauptträger schließen die auskragenden Konsolen mit Längsträgern an, die die Straßen und Fußwege aufnehmen.

Im übrigen ist die Ausbildung der Fahrbahnen mit Fußwegen und Geländern sowie der Gleisoberbau genau so angeordnet wie bei der Strombrücke.

Die Schienenoberkante des Gleises sowie die Straßenfahrbahn fallen vom Pfeiler VIII nach dem Widerlager 70/100.

Die Hauptträger sind als Blechträger auf zwei Stützen von 3,00 m Stehblechhöhe ausgebildet. Sie sind auf den

Pfeilern zentrisch übereinander gelagert, um die Pfeilerbreite möglichst schmal zu halten. Auf den Pfeilern IX bis XV ist das untere Lager fest, das obere beweglich. Auf Pfeiler VIII ist ein festes und auf Widerlager XVI ein bewegliches Lager angeordnet.

In der Ebene der Querträgeruntergurte liegen der von Auflager zu Auflager durchlaufende Windverband und der Bremsverband, letzterer in dem mittleren Felde.

In Abb. 50 ist das System der Hauptträger und der Fahrbahn mit Verbänden dargestellt.

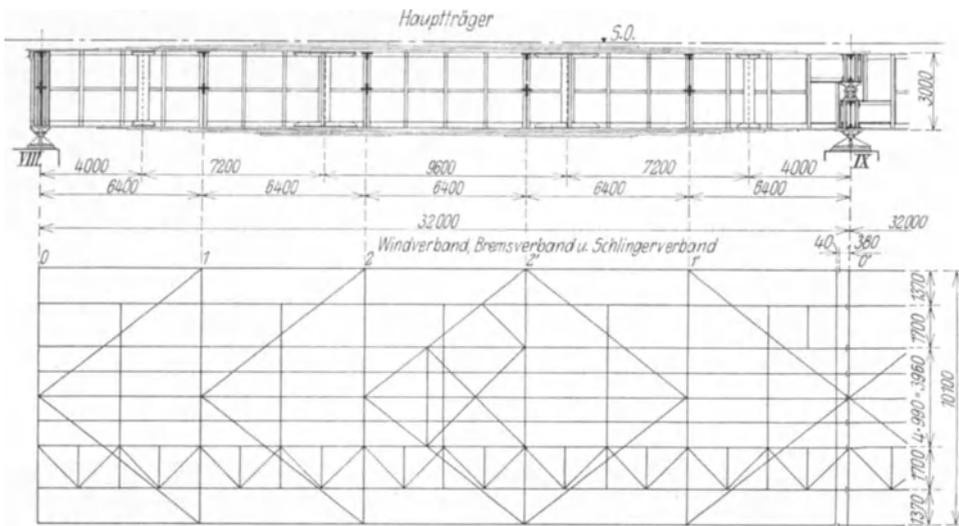


Abb. 50.

Die Berechnungsgrundlagen und statische Berechnung.

Die Berechnungsgrundlagen für Eisenbahn- und Straßenbelastung sind die gleichen wie bei der Strombrücke. Nur ist hier für die Eisenbahnbelastung infolge der geringeren Stützweite der Stoßschlag für die Hauptträger zu $\varphi = 1,45$ angenommen. Ebenso sind die der Quer- und Längsträger den veränderten Stützweiten angepaßt.

Wie bei der Strombrücke sind auch hier die Bauteile in St. 37 und in St. 52.81 ausgeführt.

Die zulässigen Beanspruchungen sind den schon erwähnten Vorschriften entnommen.

Die statische Berechnung, insbesondere die der Fahrbahnausbildung, lehnt sich eng an die der Donaustrombrücke an. Die der Hauptträger bietet nur insofern etwas anderes, als hier Blechträger verwandt sind. Ihr Querschnitt, Abb. 51, ist errechnet für ein

$$M_{\max} = 1880,2 \text{ tm.}$$

Er hat eine Fläche $F_{\max} = 1\,320,4 \text{ cm}^2$
 und ein Widerstandsmoment. $W_{x_{\max}} = 136\,000 \text{ cm}^3$.

Je nach dem Verlauf der Momente sind Fläche und Widerstandsmoment abgestuft.

Die Durchbiegung in Trägermitte beträgt:

$$\delta_g = 1,095 \text{ cm}$$

$$\delta_p = 2,130 \text{ ,,}$$

zusammen 3,225 cm

Die Überhöhung der Hauptträger wurde in der Mitte zu 3,0 cm angenommen; sie nimmt nach den Stützpunkten parabolisch bis auf 0 ab.

Zum Ausgleich der elastischen Längung, die hier infolge

Verkehrslast $\Delta_p = 0,40 \text{ cm}$
 und Temperatur $\Delta_t = \pm 1,35 \text{ ,,}$

beträgt, ist die Fahrbahn über den beweglichen Auflagern unterbrochen. In das Gleis sind die gleichen Schienenauszüge für eine Verschiebung von $\pm 30 \text{ mm}$ eingebaut, wie in Abb. 32 auf Seite 15 dargestellt.

Die bauliche Ausbildung.

Diese lehnt sich ebenfalls eng an die der Strombrücke an; es kann bezüglich der Beschreibung auf die dort gegebene hingewiesen werden.

In den Abb. 51 und 52 sind die baulichen Einzelheiten der Fahrbahn und der Hauptträger dargestellt, aus denen auch die gewählten Querschnitte der einzelnen Bauglieder zu



Abb. 5

entnehmen sind.

Die Auflager.

Sämtliche Auflager sind in bezug auf die lotrechten Auflagerdrücke nur für den ersten Ausbau berechnet. Der Winddruck, die Bremskräfte und die Seitenstöße der Fahrzeuge, die beiden letzten für zwei Gleise, sind jedoch schon für den zweiten Ausbau berücksichtigt. Bei dem zweiten Ausbau erhalten die beiden hinzukommenden Hauptträger besondere Auflager zur Aufnahme der von diesen zu übertragenden lotrechten Lasten.

Das feste Auflager auf Pfeiler VIII und das bewegliche Auflager auf Widerlager XVI erhalten außer den Horizontallasten nur die lotrechten Stützdrücke einer Öffnung.

Diese betragen für Eigengewicht	65,0 t
Verkehrslast	203,0 t
Zusatzkräfte	$\pm 10,5 \text{ t}$
zusammen	278,5 t.

An dem festen Auflager auf Pfeiler VIII greifen horizontal an:

Winddruck und Seitenstöße, senkrecht zur Brückenachse $H_{W+s} = \pm 15,1 \text{ t}$
 Bremskraft in der Brückenachse $H_B = \pm 42,8 \text{ t}$

An dem beweglichen Auflager auf Widerlager VIII greifen senkrecht zur Brückenachse an: . . . $H_{W+s} = \pm 15,1 \text{ t}$

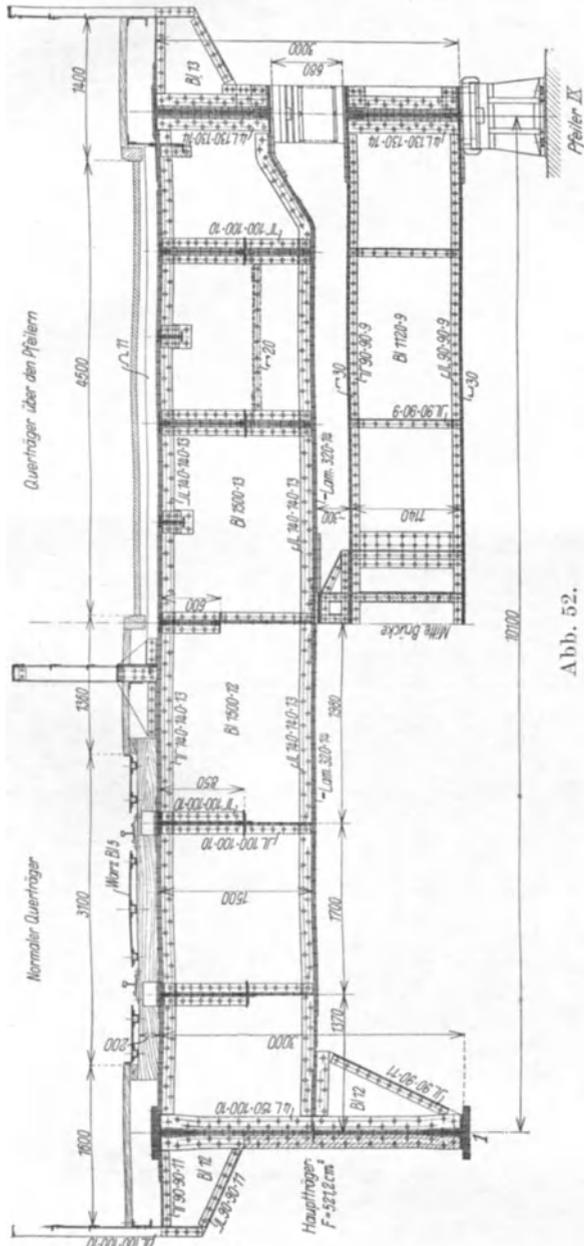
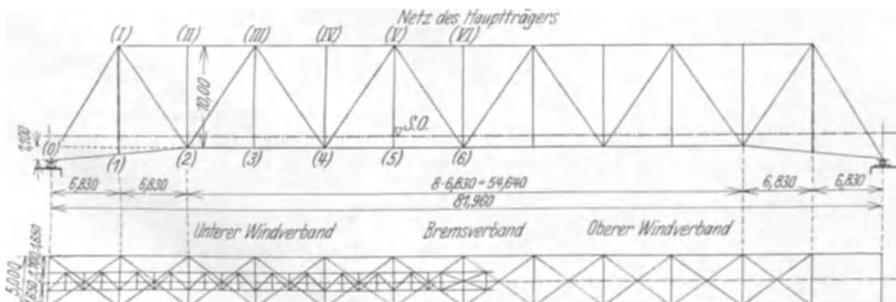


Abb. 52.

Über den Pfeilern IX bis XV sind die unteren Auflager fest, die oberen beweglich ausgebildet.

Die ersteren erhalten die lotrechten Stützdrücke aus Eigengewicht und Verkehrslast, sowie durch Wind und Seitenstöße aus zwei Öffnungen, und zwar aus:

Eigengewicht	128 t
Verkehrslast	334 t
Zusatzkräfte	$\pm 16,8 \text{ t}$
zusammen	478,8 t.



Die Horizontallasten betragen:

Winddruck und Seitenstöße, senkrecht zur Brückenachse . . . $H_{W+s} = \pm 24,2 \text{ t}$
 Bremskraft in der Brückenachse $H_B = \pm 42,8 \text{ t}$.

Die beweglichen Auflager erhalten die gleichen lotrechten Stützdrücke wie die des Auflagers auf Widerlager XVI; von den Windkräften sind sie entlastet.

Die Pressung der Zementfuge beträgt bei diesen Auflagern für lotrechte Belastung im Höchsthalle:

$$\sigma = 40,5 \text{ kg/cm}^2$$

die größte Kantenpressung $\sigma = 63,5 \text{ ,,}$

In den Abb. 51 und 52 sind auch die Auflager dargestellt.

Gewicht der Flutbrücke.

Das gesamte rechnerisch ermittelte Gewicht des ersten Ausbaues stellt sich auf 1419,8 t. Davon entfallen auf die Eisenbahnbelastung 788,0 t, auf die Straßenbelastung 631,8 t.

Im einzelnen verteilt sich dieses Gewicht je Öffnung auf die

Hauptträger	77,4 t = 2,42 t/m
Fahrbahn	85,0 t = 2,66 ,,
Verbände	9,0 t = 0,28 ,,
Auflager	6,0 t = 0,19 ,,
zusammen	177,5 t = 5,55 t/m

V. Die Tamisstrombrücke.

Allgemeine Anordnung.

Auf Tafel 1, Abb. 5, ist eine Gesamtübersicht dieser Brücke mit Flutbrücken gegeben.

Die Brücke ist als eingeleisige Fachwerkbrücke auf zwei Stützen mit untenliegender Fahrbahn und mit Oberbau DZ 1 auf Holzschwellen und Längsträgern ausgebildet.

Die Stützweite beträgt $l = 81,960 \text{ m}$, die in 12 Felder von je 6,830 m aufgeteilt ist.

Die Hauptträger haben eine Systemhöhe von 10,0 m, ihr Abstand von einander beträgt 5,0 m.

Mit Rücksicht auf die Flutbrücken sind die Auflager der Strombrücke gleich hoch wie die der ersten gesetzt. Die Untergurtstäbe 0—2 sind daher 2,10 m schräg nach unten gezogen.

In der Ebene der unteren und oberen Gurtung sind Windverbände, beide mit gekreuzten Diagonalen, angeordnet. In die mittleren Felder des unteren Verbandes ist ein Bremsverband eingebaut. Die Fahrbahnlängsträger sind mit Schlingerverband versehen.

Zur Überführung des horizontalen Stützdruckes des oberen Windverbandes sind die Vertikalen I—1, und I—I mit den Querträgern und durch Einschaltung eines Querriegels in der Ebene des Obergurtes zu steifen Rahmen verbunden.

In der Abb. 53 ist das Systemnetz des Hauptträgers, der Fahrbahn und Verbände gegeben.

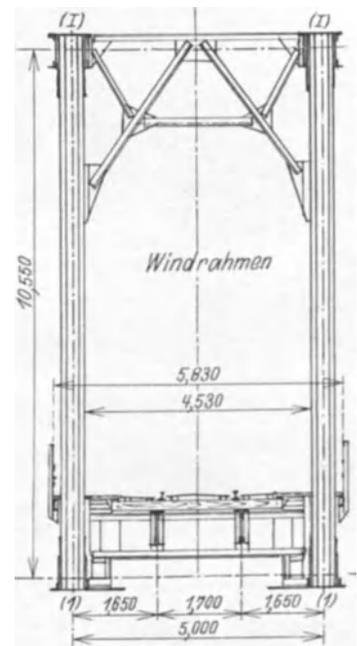


Abb. 53a

Abb. 53.

Das Gleis wird gerade und horizontal durchgeführt. Die Schienenoberkante liegt auf + 81,00, die Konstruktionsunterkante zwischen den Feldern 2—2 auf + 79,70.

Der mittlere Wasserstand liegt auf + 66,70, so daß eine freie Schifffahrtshöhe von 13,0 m vorhanden ist.

Die Berechnungsgrundlagen und statische Berechnung.

Die Berechnungsgrundlagen und Beanspruchungen sind die gleichen wie die der Eisenbahnbelastung der Donau-Strombrücke.

Die Stoßzuschläge sind entsprechend den Stützweiten der Längs-, Quer- und Hauptträger eingesetzt. Die Werkstoffe für Stahlbauteile und Auflager sind St. 37 u. St. 52.81.

Die statische Berechnung ist in ähnlicher Weise durchgeführt wie die der Donau-Strombrücke, wobei alle Zusatzspannungen sorgfältig berücksichtigt sind.

Ein näheres Eingehen auf die statische Berechnung der Fahrbauteile, der Verbände und des Querrahmens erübrigt sich. Es sind daher im nachstehenden nur einige Einzelheiten aus der der Hauptträger gegeben.

Das Eigengewicht des Oberbaues einschließlich Schwellen und Längsträger beträgt $g_1 = 0,820$ t/m
das übrige Gewicht der Bauteile $g_2 = 1,990$ „
 $g = 2,81$ t/m

Knotenlast $G = 2,81 \cdot 6,83 = 19,2$ t.

Die durch diese Belastung auftretenden größten Stabkräfte sind im:

Obergurt $S_g = -236$ t

Untergurt $S_g = +230$ t.

Die größte Druckkraft in den Diagonalen wird $S_g = -131$ t.

Die Vertikalen erhalten, soweit sie zur Kraftübertragung herangezogen werden, als Stabkraft die Knotenlast eines Feldes $S_g = +19,2$ t.

Die durch die Verkehrslast auftretenden größten Stabkräfte sind:

im Obergurt $S_p = -485$ t

im Untergurt $S_p = +484$ t

in den Diagonalen $S_p = -279$ t.

Die Vertikalen erhalten als größte Belastung $S_p = +54,4$ t.

Die Zusatzkräfte durch Wind, Seitenstöße der Fahrzeuge und Bremskraft sind bei dem Obergurt und den Diagonalen auf die Querschnittsbestimmung ohne Einfluß. Dieser ist jedoch bei dem Untergurt sehr beträchtlich, besonders dadurch, daß er gleichzeitig als Gurtung des unteren Windverbandes dient und die Entfernung der Hauptträger im Verhältnis zu deren Stützweite klein ist.

Die größte Stabkraft wird aus:

Wind auf Fahrbahn und Verkehrsband sowie den Seitenstößen der

Fahrzeuge $S_{W_1+s} = +213,2$ t

senkrechter Windbelastung $S_{W_2} = +20,8$ „

Bremskraft $S_B = +53,5$ „

zus. $\sum S_{W+s+B} = +287,5$ t

d. s. 125% der Stabkräfte aus Eigengewicht.

Die bauliche Ausbildung.

In den Abb. 54 und 55 sind bauliche Einzelheiten der Fahrbahn, der Hauptträger, der Verbände und der Querrahmen gegeben. Aus diesen sind auch die gewählten Querschnitte ersichtlich.

Die baulichen Zuschläge für Obergurt, Untergurt und Diagonalen des Hauptträgers sind nachstehend unter den gleichen Voraussetzungen wie bei der Donaustrombrücke ermittelt.

Obergurt.

Stab	Stablänge dm	Theoretische Fläche dm ²	Theoretisches Volumen dm ³	Ausgeführte Fläche dm ²	Ausgeführtes Volumen dm ³
O_1	136,60	3,064	418,5	4,660	636,6
O_2	136,60	4,757	649,8	5,584	762,8
O_3	68,30	5,150	351,7	5,584	381,4
			zus. 1420,0		zus. 1780,8

Gewicht des Obergurtes:

nach dem theoretischen

$$\text{Volumen} \dots \dots \dots 4 \cdot \frac{1420,0}{1000} \cdot 7,85 = 44,588 \text{ t}$$

nach dem der ausgeführten

$$\text{Querschnitte} \dots \dots \dots 4 \cdot \frac{1780,8}{1000} \cdot 7,85 = 55,917 \text{ t}$$

rechnerisches Gewicht der Ausführung = 74,459 t;

$$\text{gesamter Zuschlag} = \frac{74,459}{44,588} = 1,670, \text{ d. s. } 67,0 \%$$

davon entfallen auf den

$$\text{Knickzuschlag und die Unterschreitung der zul. Beanspruchung} = \frac{55,917}{44,588} = 1,254, \text{ d. s. } 25,4 \%$$

somit Zuschlag für Knotenbleche, Laschen,

$$\text{Nieten usw.} \dots \dots \dots 41,6 \%$$

Untergurt.

Stab	Stablänge dm	Theoretische Fläche dm ²	Theoretisches Volumen dm ³	Ausgeführte Fläche dm ²	Ausgeführtes Volumen dm ³
U_1	137,00	2,381	326,2	5,426	743,4
U_2	136,60	5,062	691,5	6,352	867,7
U_3	136,60	6,181	844,3	8,172	1116,3
			zus. 1861,0		zus. 2727,4

Gewicht des Untergurtes:

nach dem theoretischen

$$\text{Volumen} \dots \dots \dots 4 \cdot \frac{1862,0}{1000} \cdot 7,85 = 58,467 \text{ t}$$

nach dem der ausgeführten

$$\text{Querschnitte} \dots \dots \dots 4 \cdot \frac{2727,4}{1000} \cdot 7,85 = 85,640 \text{ t}$$

rechnerisches Gewicht der Ausführung = 112,102 t;

$$\text{gesamter Zuschlag} = \frac{112,102}{58,467} = 1,917, \text{ d. s. } 91,7 \%$$

davon entfallen auf den

$$\text{Nietabzug u. die Unterschreitung der zul. Beanspruchung} \dots \dots \dots = \frac{85,640}{58,467} = 1,465, \text{ d. s. } 46,5 \%$$

somit Zuschlag für Knotenbleche, Laschen,

$$\text{Nieten usw.} \dots \dots \dots 45,2 \%$$

Diagonalen.

Stab	Stablänge dm	Theoretische Fläche dm ²	Theoretisches Volumen dm ³	Ausgeführte Fläche dm ²	Ausgeführtes Volumen dm ³
D_1	130,33	2,850	371,4	4,943	644,2
D_2	121,09	2,486	301,0	3,216	389,4
D_3	121,09	1,900	230,1	3,640	440,8
D_4	121,09	1,479	179,1	1,956	236,9
D_5	121,09	1,071	129,7	3,012	364,7
D_6	121,09	0,707	85,6	2,528	306,1
			zus. 1296,9		zus. 2382,1

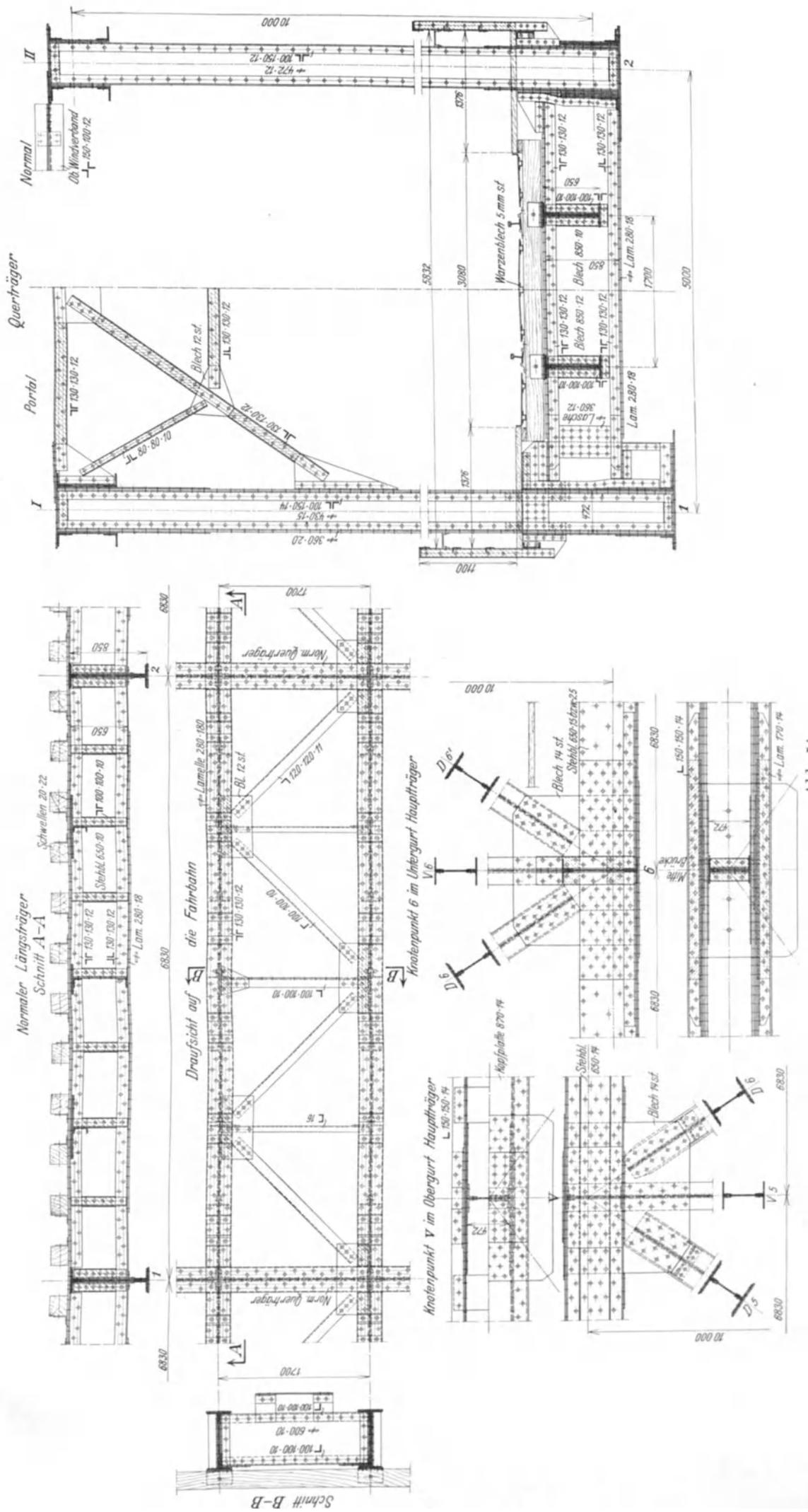


Abb. 54

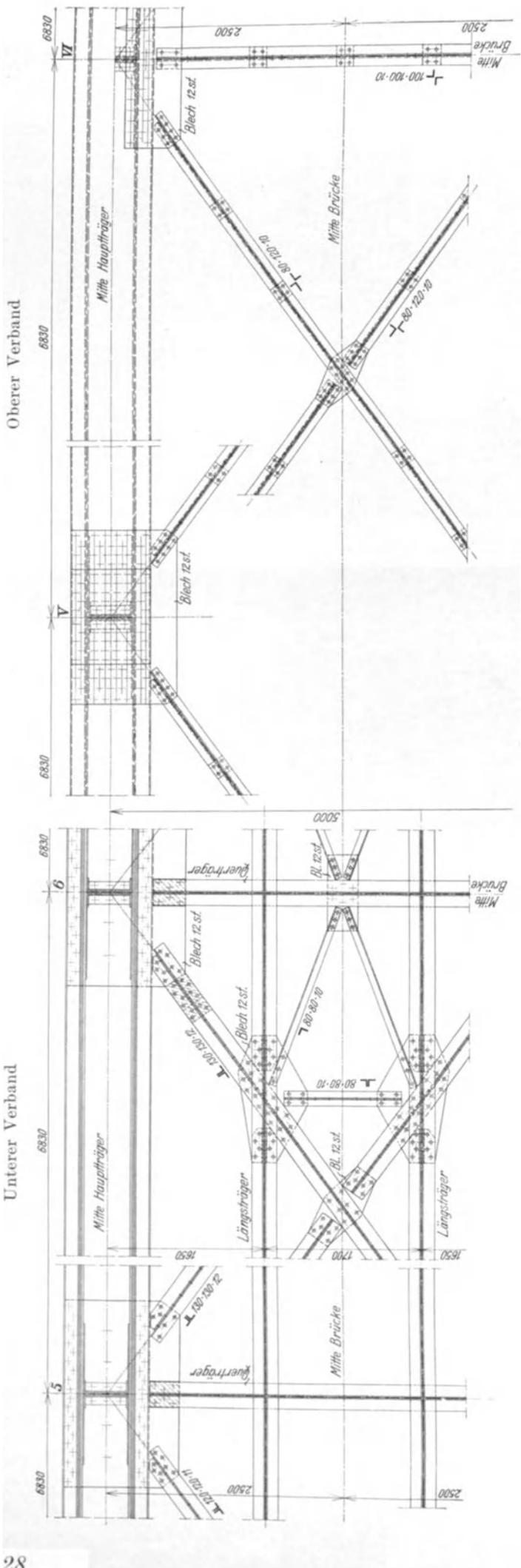


Abb. 55

Gewicht der Diagonalen:

nach dem theoretischen

$$\text{Volumen} \dots 4 \cdot \frac{1296,9}{1000} \cdot 7,85 \cdot 0,9 = 36,650 \text{ t}$$

nach dem der ausgeführten

$$\text{Querschnitte} \dots 4 \cdot \frac{2382,1}{1000} \cdot 7,85 \cdot 0,9 = 67,318 \text{ t}$$

rechnerisches Gewicht der Ausführung . . = 76,021 t;

$$\text{gesamter Zuschlag} \dots = \frac{76,021}{36,650} = 2,074, \text{ d. s. } 107,4 \%;$$

davon entfallen auf den

Knick- bzw. Nietzuschlag und die Unter-

schreitung der zul. Beanspruchung

$$\dots = \frac{67,318}{36,650} = 1,837 \text{ d. s. } 83,7 \%$$

somit Zuschlag für Laschen, Nieten usw. . . . 23,7 %.

Die elastische Durchbiegung und Längung der Hauptträger.

Die elastische Durchbiegung der Hauptträger beträgt bei dem Untergurtpunkt 6 durch

$$\text{Eigengewicht} \dots \delta_g = 3,48 \text{ cm}$$

$$\text{Verkehrslast} \dots \delta_p = 5,30 \text{ ,,}$$

Dem Systemnetz der Hauptträger wurde bei diesem Punkt eine Überhöhung von:

$$\delta = 3,48 + 2,65 = 6,13 \text{ cm,}$$

abgerundet auf 8,0 cm, gegeben.

Die Festlegung des Systemnetzes der Hauptträger für die Ausführung erfolgte mit diesem Maß in gleicher Weise wie bei der Donaustrombrücke.

Die elastische Längung der Hauptträger beträgt durch:

$$\text{Eigengewicht} \dots \Delta g = 1,50 \text{ cm}$$

$$\text{Verkehrslast, ohne Stoßzuschlag} \dots \Delta p = 2,24 \text{ ,,}$$

$$\text{Temperatur } \pm 35^\circ \dots \Delta t = \pm 3,44 \text{ ,,}$$

Die Längung durch Eigengewicht wird durch entsprechende Stellung der Stelzen der beweglichen Auflager ausgeglichen, so daß mit einer größten Gesamtlängung von $3,44 + 2,24 + 3,44 = 9,12 \text{ cm}$ zu rechnen ist. Diese wurde abgerundet auf $\pm 5,0 \text{ cm}$.

Bei der Ausbildung der Auflager und bei der der Schienenauszüge wurde dieses Maß berücksichtigt.

Die Auflager.

Die lotrechten Auflagerdrücke betragen:

$$\text{Eigengewicht und Verkehrslast} \dots 370,0 \text{ t}$$

$$\text{Zusatzkräfte} \dots \pm 72,0 \text{ t}$$

$$\text{zusammen} \dots 442,0 \text{ t.}$$

Horizontal wirken

$$\text{je Auflager senkrecht zur Brückenachse } H_W = \pm 28,6 \text{ t;}$$

ferner noch je festes Auflager in der

$$\text{Brückenachse} \dots H_B = \pm 50,0 \text{ t.}$$

Das bewegliche Auflager erhielt nur eine Stelze von $r = 24 \text{ cm}$ und einer Länge von 100 cm.

Die obere Kipplatte stützt sich daher ohne Zwischenplatte direkt auf die Stelze.

Die größte Flächenpressung wird $\sigma = 7,98 \text{ t/cm}^2$.

Die Grundplatte ist $100 \times 95 \text{ cm}$ groß, ihre Stärke beträgt 13 cm.

Die größte Pressung der Zementfuge unter ihr beträgt im Schwerpunkt der Grundplattenfläche $\sigma = 46,5 \text{ kg/cm}^2$, die größte Kantenpressung $\sigma = 64,9 \text{ ,,}$

Das feste Lager besteht aus einer oberen Kipplatte und einem Unterteil. Die Stützfläche liegt auf einem Kreis mit $r = 24 \text{ cm}$. Die größte Flächenpressung wird auch hier $\sigma = 7,98 \text{ t/cm}^2$.

Die Grundplatte ist $100 \times 100 \text{ cm}$ groß.

Die größte Pressung der Zementfuge beträgt hier im Schwerpunkt der Grundplattenfläche $\sigma = 40,2 \text{ kg/cm}^2$, die größte Kantenpressung $\sigma = 65,5$ „ .

In der Abb. 56 sind die Auflager dargestellt.

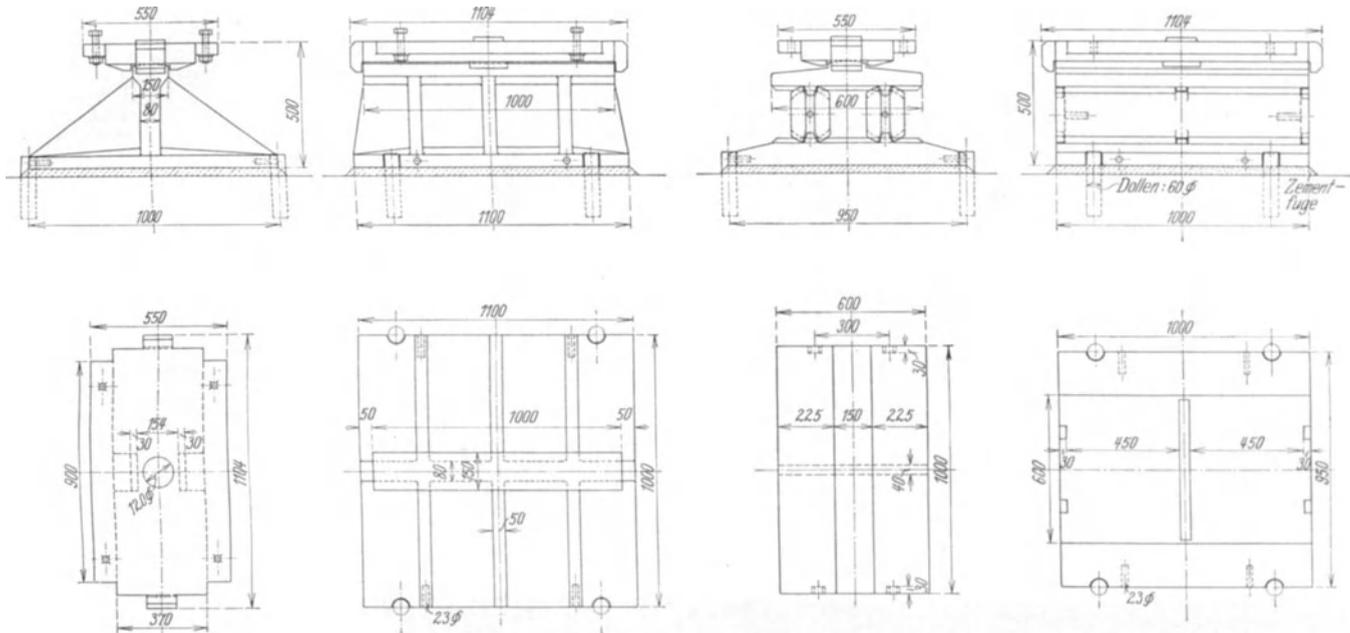


Abb. 56.

Der Wind- und Bremsverband liegt in der Ebene des Querträgeruntergurtes. An jedem Querträger sind lotrechte Querrahmen vorgesehen, die den Wind auf die untere Hälfte des Hauptträgers in den Windverband leiten.

Um die Breite der Pfeiler II bis V einzuschränken, ist hier

Die Gewichtszusammenstellung.

Das rechnerische Gesamtgewicht des Überbaues einschl. 3 % Nieten und Walztoleranz beträgt 434,695 t. Hiervon entfallen auf:

1. Hauptträger	300,226 t = 3,663 t/m
2. Fahrbahn einschl. Gehwege und Geländer	96,978 t = 1,183 „
3. Querverbände	30,141 t = 0,368 „
4. Auflager	7,350 t = 0,090 „
zusammen	434,695 t = 5,304 t/m.

nur ein Stützpunkt vorgesehen und je ein festes und bewegliches Auflager übereinander angeordnet. Das Auflager auf dem Widerlager I ist fest, das auf Pfeiler VI beweglich.

Diese Anordnung eines Überbaues ist in der Abb. 57 dargestellt.

Die bauliche Ausbildung.

Die bauliche Ausbildung der Fahrbahn entspricht genau der der Tamisstrombrücke. Die Ausbildung der Hauptträger ist der der Donaflußbrücke angepaßt. In bezug auf die statische Berechnung kann ebenfalls auf beide verwiesen werden. In den Abb. 58 und 59 sind Einzelheiten der Ausbildung gegeben.

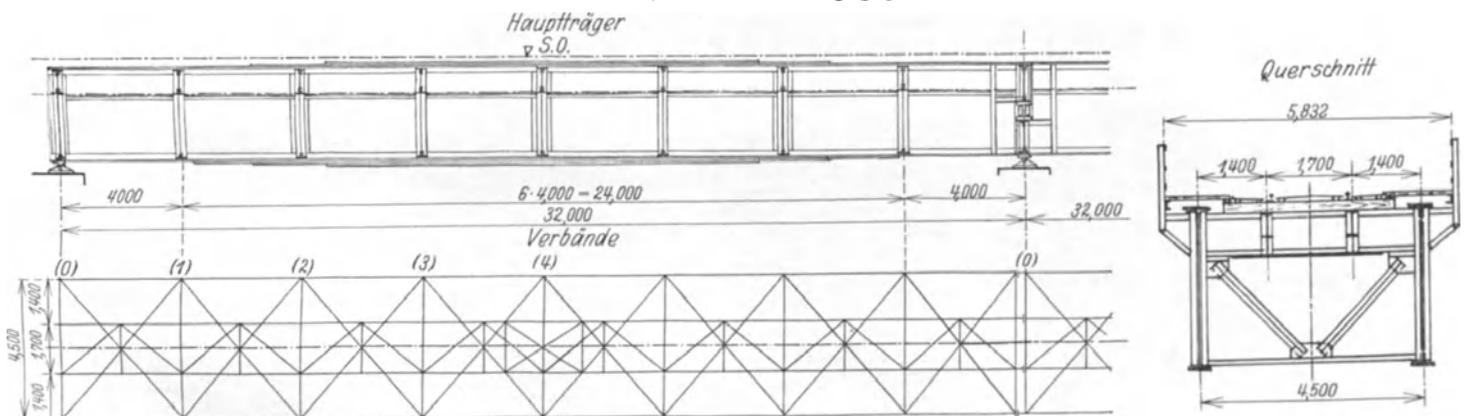


Abb. 57.

VI. Die Flutbrücke der Tamisbrücke.

Allgemeine Anordnung.

Die Flutbrücke der Tamisbrücke ist auch eine eingleisige Eisenbahnbrücke, bestehend aus 5 Blechträgerüberbauten von je 32 m Stützweite, die bei Pfeiler VI an die Strombrücke anschließt. Auf Tafel 1, Abb. 5, ist die allgemeine Anordnung gegeben. Das Gleis liegt auf gleicher Höhe wie das der letzteren und wird gerade und horizontal überführt.

Der Hauptträgerabstand ist 4,5 m. Die Stützweite ist in 8 Felder von je 4,0 m geteilt.

Die Gewichtszusammenstellung.

Das gesamte rechnerisch ermittelte Gewicht stellt sich auf 503,150 t.

Im einzelnen verteilt sich dieses Gewicht auf:

Hauptträger	61,873 t = 1,934 t/m
Fahrbahn	31,851 t = 0,995 „
Verbände	4,203 t = 0,131 „
Auflager	2,703 t = 0,085 „
zusammen	100,630 t = 3,145 t/m



Abb. 58.

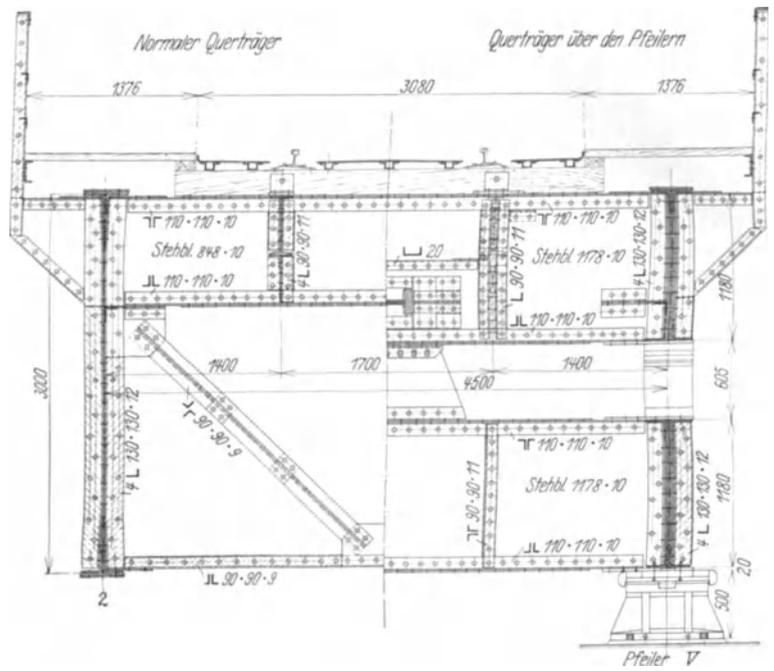


Abb. 59.

VII. Die Lieferung der Stahlbauteile der Donauflutbrücke und der Tamisstrom- und -flutbrücke.

Auch die Lieferung der Flutbrücke der Donaubrücke, der Tamisstrombrücke und deren Flutbrücke ist unter mehrere Werke verteilt, wobei wieder bezüglich der Nebenlieferer auf Seite 30 verwiesen wird. Nachstehende Tafeln geben hierüber eine Übersicht.

Verteilungsplan.

Donauflutbrücke.

Lieferwerk:	Gegenstand der Lieferung:
Fried. Krupp A.-G. Friedrich Afred-Hütte, Rheinhausen	2 Flutöffnungen ohne Geländer
Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen	2 Flutöffnungen ohne Geländer
Maschinenfabrik Augsburg- Nürnberg A.-G., Gustavsburg	1 Flutöffnung ohne Geländer, Geländer für 2 Flutöffnungen
Hein, Lehmann & Co., A.-G., Düsseldorf	1 Flutöffnung ohne Geländer, Geländer für 3 Flutöffnungen
Aug. Klönne, Dortmund	2 Hauptträger der Flutbrücke der Straßenseite, für 2 Flutbrücken Fahrbahn- teile ohne Geländer
Unterlieferer	2 Hauptträger der Flutbrücke der Eisenbahnseite
Unterlieferer	Geländer für 3 Flutöffnungen

Tamisstrom- und -flutbrücke.

Lieferwerk:	Gegenstand der Lieferung:
C. H. Jucho, Dortmund	Tamisstrombrücke ohne Geländer
Vereinigte Stahlwerke A.-G. Dortmunder Union	2½ Flutöffnungen ohne Geländer
Maschinenfabrik Augsburg- Nürnberg A.-G., Gustavsburg	1 Flutöffnung ohne Geländer
Hein, Lehmann & Co., A.-G., Düsseldorf	½ Flutöffnung ohne Geländer, Geländer der Tamisstrom- brücke
Unterlieferer	1 Flutöffnung ohne Geländer, Geländer f. 5 Flutöffnungen.

Um an der Lieferung der Bauteile für die gesamten vorbeschriebenen Stahlbauwerke möglichst viele deutsche Werke

zu beteiligen, entschlossen sich die sieben an dem Vertrag beteiligten Werke, hierfür noch die Firmen:

Flender A.-G., Benrath,
Gesellschaft Harkort, Duisburg-Hochfeld,
Hilgers-A.-G., Rheinbrohl,
Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen,
Steffens & Nölle A.-G., Berlin-Tempelhof,
J. Gollnow & Sohn, Stettin

zusammen mit etwa 20% an der Gesamtlieferung zu beteiligen, während sie selbst die Lieferung der übrigen 80% übernahmen.

VIII. Die Aufstellung der Senkkasten und Stahlüberbauten auf der Baustelle.

Bei der Größe der Arbeitsleistungen waren besonders sorgfältige Maßnahmen für ihre Durchführung zu treffen, um die gestellten Liefertermine einhalten zu können.

Die Baustelleneinrichtung.

Für die Baustelleneinrichtung stand ein Lagerplatz auf der rechten Stromseite in unmittelbarer Nähe der Baustelle der Donaustrombrücke zur Verfügung, der in Abb. 60 dargestellt ist.

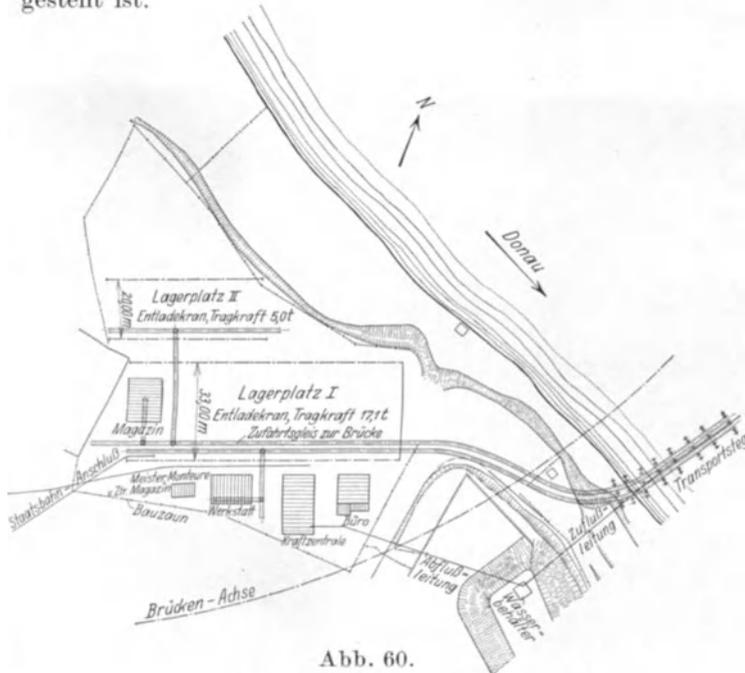


Abb. 60.

Auf diesem wurde die Kraftzentrale errichtet. Der Kraftbedarf zur Erzeugung der elektrischen Energie, Gleichstrom von 220 V, zum Betrieb sämtlicher Krane, elektrisch betriebener Werkzeuge und Licht sowie zur Erzeugung der Preßluft für Niethämmer und sonstige Preßluftwerkzeuge wurde einschließlich der nötigen Reserven zu insgesamt 300 PS ermittelt. Hierfür gelangten 4 Stück M.A.N.-Dieselmaschinen, Viertakt-Bauart, mit je 75 PS Leistung zur Aufstellung. Je 2 Stück der Dieselmaschinen wurden zum Antrieb von 2 Gleichstromgeneratoren von 75 PS und 2 Kompressoren von 10,5 m³/min Leistung verwendet.

Diese Anlage hatte einen Brennstoffverbrauch bei Verwendung von Gasöl mit 10 100 cal/kg für die effektive Pferdestärke und Stunde von durchschnittlich 183 g.

Der Schmierölverbrauch betrug für die Motorstunde bei Wiederverwendung des gebrauchten Öls nach erfolgter Reinigung etwa 225 g.

Der Kühlwasserverbrauch stellte sich bei durchschnittlich 25°C Einfluß- und 50°C Abflußwärme für die effektive Pferdestärke und Stunde auf 18 l.

Untergebracht wurden diese Maschinen in einer aus Holz auf Betonsockel errichteten Halle von 20,0 m Länge, 10,0 m Breite und 3,50 m Höhe an der Traufe. Abb. 61 zeigt einen Blick in diese Halle.

Für die Wasserversorgung der Kraftzentrale war ein Hochbehälter von 12 m³ Inhalt vorhanden. Das Wasser

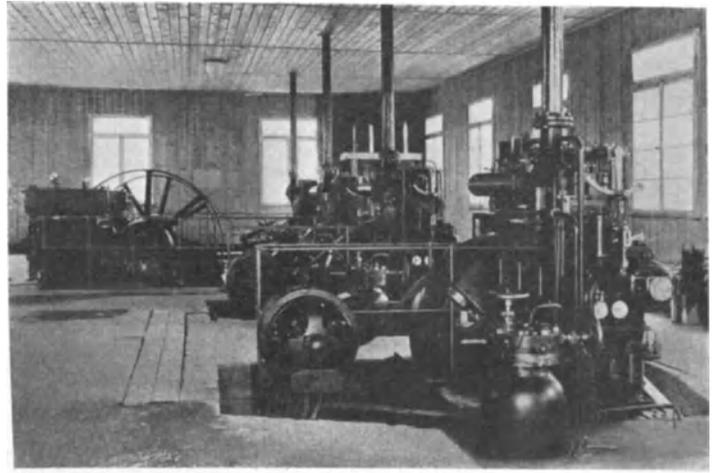


Abb. 61.

wurde der Donau entnommen und durch eine elektrisch betriebene Kreiselpumpe mit einer Leistung von 250 l/min dem Hochbehälter zugeführt. Eine Pumpe derselben Stärke war in Bereitschaft.

Das Trinkwasser wurde einem Anschluß an das Wasserleitungsnetz der Stadt Belgrad entnommen.

Da zeitweise die Lagerung der Bauteile von 2 Überbauten der Strombrücke — etwa 5500 t — notwendig war, wurden hierfür 2 Lagerplätze eingerichtet. Lagerplatz I hatte eine Länge von 90,0 m und eine Breite von 32,0 m. Dieser war mit einem fahrbaren elektrisch betriebenen Portalkran von 20 t Tragkraft überspannt, der die ganze Fläche des Lagerplatzes bestreichen konnte.

Von diesem Lagerplatz führte je ein Gleis von 900 mm Spur nach der im Ström errichteten Entladestation und zur Rüstung der Strombrücke. Außerdem hatte er Anschluß an das Staatsbahngleis.

Der Lagerplatz II hatte eine Länge von 54,0 m und eine Breite von 20,0 m und war ebenfalls mit einem Portalkran in gleicher Anordnung, wie oben beschrieben, jedoch nur mit 5,0 t Tragkraft ausgerüstet. Die dort angelegte Gleisanlage von 900 mm Spur stand ebenfalls mit der Entladestation über Lagerplatz I in Verbindung.

An weiteren Anlagen waren vorhanden:

ein Baubüro. . . 10,16 m lang und 10,0 m breit,
eine Werkstätte . 13,0 „ „ „ 10,0 „ „
und in Verbindung damit ein kleineres Magazin
sowie ein Hauptmagazin 15,0 m lang und 15,0 m breit.

Außerhalb des Lagerplatzes war ferner eine Wohnbaracke, 16,0 m lang und 10,0 m breit vorhanden, die mit 12 Betten, gemeinsamem Wohnraum und Badegelegenheit ausgerüstet war. Sie diente als Unterkommen für die deutschen unverheirateten Richtmeister und Vorarbeiter.

Das Baubüro und die Wohnbaracke waren mit Zentralheizung versehen.

Abb. 62 gibt ein Gesamtbild des Lagerplatzes.



Abb. 62.

Die Entladestation.

Der Transport der gesamten Bauteile erfolgte ab Regensburg zu Schiff auf der Donau bis zur Baustelle. Zum Löschen der Schiffe wurde eine Entladestation errichtet, die, auf Rammpfählen stehend, so weit in den Strom eingebaut war, daß auch bei niedrigstem Wasserstand die Schiffe anlegen konnten. Eine etwa 170 m lange Transportbrücke mit Gleis verband die Entladestation mit dem Lagerplatz. Das Gleis vom Lagerplatz zur Strombrücke wurde bis kurz vor dieser auf einem gemeinsamen Gerüst mit dem Gleis zur Entladestation parallel geführt.

Die Entladestation und das mit ihr verbundene Aufstellungsgerüst der Senkkasten hatten eine Länge von 70 m. Die beiden inneren Tragwände standen im Lichten 16,50 m von einander entfernt, so daß die ankommenden Schiffe eingefahren und festgelegt werden konnten.

Für das Löschen der Schiffe war ein elektrisch betriebener Bockkran von 20 t Tragkraft aufgestellt.

In genügender Höhe über dem höchsten Hochwasser war zwischen den Tragwänden der Entladestation eine fahrbare Bühne von 35 m Länge eingebaut, die so stark bemessen war, daß hierauf der Zusammenbau der Senkkasten vorgenommen werden konnte. Diese Bühne wurde von zwei festen Bockkränen mit je zwei handbetriebenen Hubwerken von je 5 t Tragkraft überspannt. Mit diesen 4 Hubwerken konnten durch entsprechende Flaschenzüge die Senkkasten von rd. 250 t Gewicht zu Wasser gebracht werden. Kräftige Dalben schützten die Entladestation gegen das Anfahren von Schiffen und gegen Eisefahrt.

In den Abb. 63 und 64 ist die Ausbildung der Entladestation gegeben.

Die Aufnahme Abb. 65 zeigt die Transportbrücke nach der Entladestation. Sie ist zu Anfang der Bauzeit gemacht worden; die nach der Rüstung der Strombrücke abzweigende Transportbrücke war noch nicht vorhanden, da der Pfeiler I noch im Bau begriffen war.

Die Aufnahme Abb. 66 zeigt auch diese Transportbrücke.

Mit der Einrichtung der Baustelle wurde im Juli 1927 begonnen und gleichzeitig die Entladestation mit Aufstellungsgerüst der Senkkasten in Angriff genommen, ebenso die Zufahrtsbrücke von der Entladestation zum Lagerplatz. Diese Arbeiten waren im Juli 1928 beendet.

In den Monaten Januar bis März 1929 wurde die Transportbrücke vom Lagerplatz zum Gerüst der Strombrücke fertiggestellt.

Das Gerüst der Strombrücke.

Die Aufstellung der Überbauten der Strombrücke erfolgte auf festen Gerüsten. Da stets nur 2 Gerüste im Strom standen, konnte von einer Schiffahrtsöffnung in diesen abgesehen werden. Die Schiffahrt benutzte die freigelassene Strombreite, d. h., sie wurde durch die Öffnungen der bereits aufgestellten Überbauten geleitet. Es konnte dadurch jeder Knotenpunkt der Hauptträger direkt auf Pfahljoche abgestützt werden. Diese Pfahljoche reichten je nach der Neigung des Überbaues zur Horizontalen etwa 2,50—3,50 m über Mittelwasser. Die höchste Pfahlbelastung betrug ca. 27 t. Eiserne Roste verteilten die Kräfte gleich-

mäßig auf die Pfähle der Joche. Sie trugen eiserne Stützen, die die Knotenpunkte und die Kranbahn unterstützten. Die äußeren Tragwände dienten zur Aufnahme der Raddrücke des Aufstellungskranes einschl. der Windkräfte, die inneren Tragwände zur Aufnahme der Knotenlasten der Stahlbauteile, ebenfalls einschl. der Windkräfte.

In der Brückenachse war das Transportgleis für die einzubauenden Bauteile angeordnet. Zu dessen Unterstützung dienten Längsträger, die sich wieder auf die Querträger der Gerüstabdeckung stützten. Der Stützdruck der letzteren wurde von den inneren Tragwänden der Gerüstträger aufgenommen.

Die Plattform des Gerüsts war mit 50 mm starken Bohlen abgedeckt, die sich auf Belaghölzer 20/18 cm stützten.

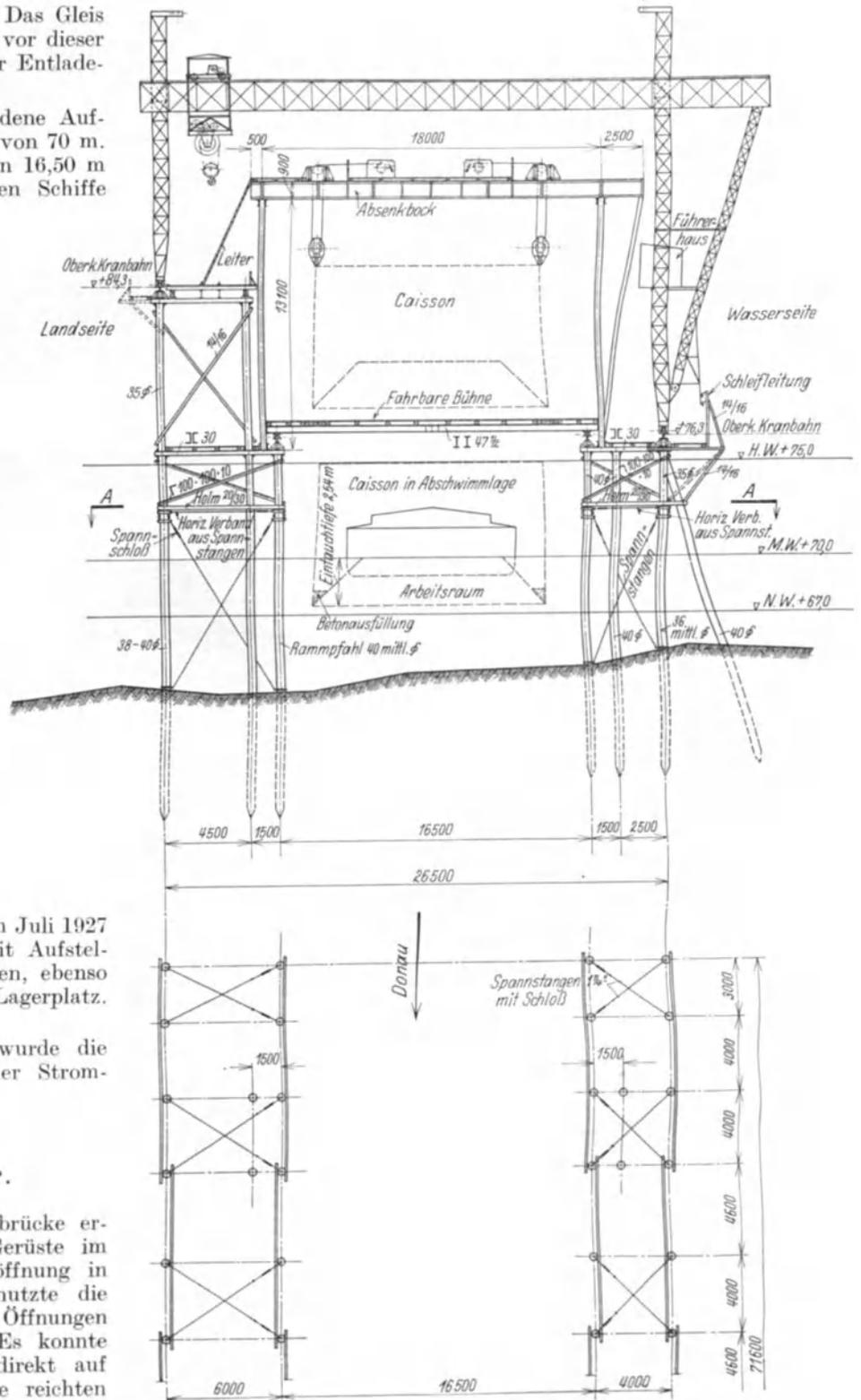


Abb. 63.

Um das Gerüst gegen Winddruck senkrecht zur Brückenachse zu sichern, wurde bei der Aufstellung der Stahlbauteile zunächst der Untergurt mit Fahrbahn auf die Gesamtstützweite einschließlich des unteren Verbandes eingebaut und dadurch die horizontalen Windlasten direkt in die Pfeiler

geleitet. Die durch die Versetzung dieser Lasten nach der Ebene des Verbandes entstehender lotrechten Kräftepaare nahmen die Gerüstträger und Pfahljoche auf.

Das Transportgleis und dessen Unterstützungsträger waren für eine Last von 25,0 t berechnet.

Der größte Raddruck des Aufstellungskranes betrug 38,0 t, wonach die Kranträger und die äußeren Tragwände der Gerüstträger berechnet wurden.

Für die inneren Tragwände kam durch das Gewicht der Stahlbauteile eine größte Knotenlast von 116,2 t in Frage.

Die gesamte Belastung einer Tragwand setzte sich zusammen aus diesen 116,2 t, dem Eigengewicht des Gerüsts, dem Gewicht der Plattform und den Windkräften.

Für die statische Berechnung des Gerüsts waren die Bestimmungen der Deutschen Reichsbahn maßgebend, und zwar für die Holzbauteile die für Holztragwerke (B. H.) und für die Stahlbauteile die für Stahlbauwerke (B. E.).

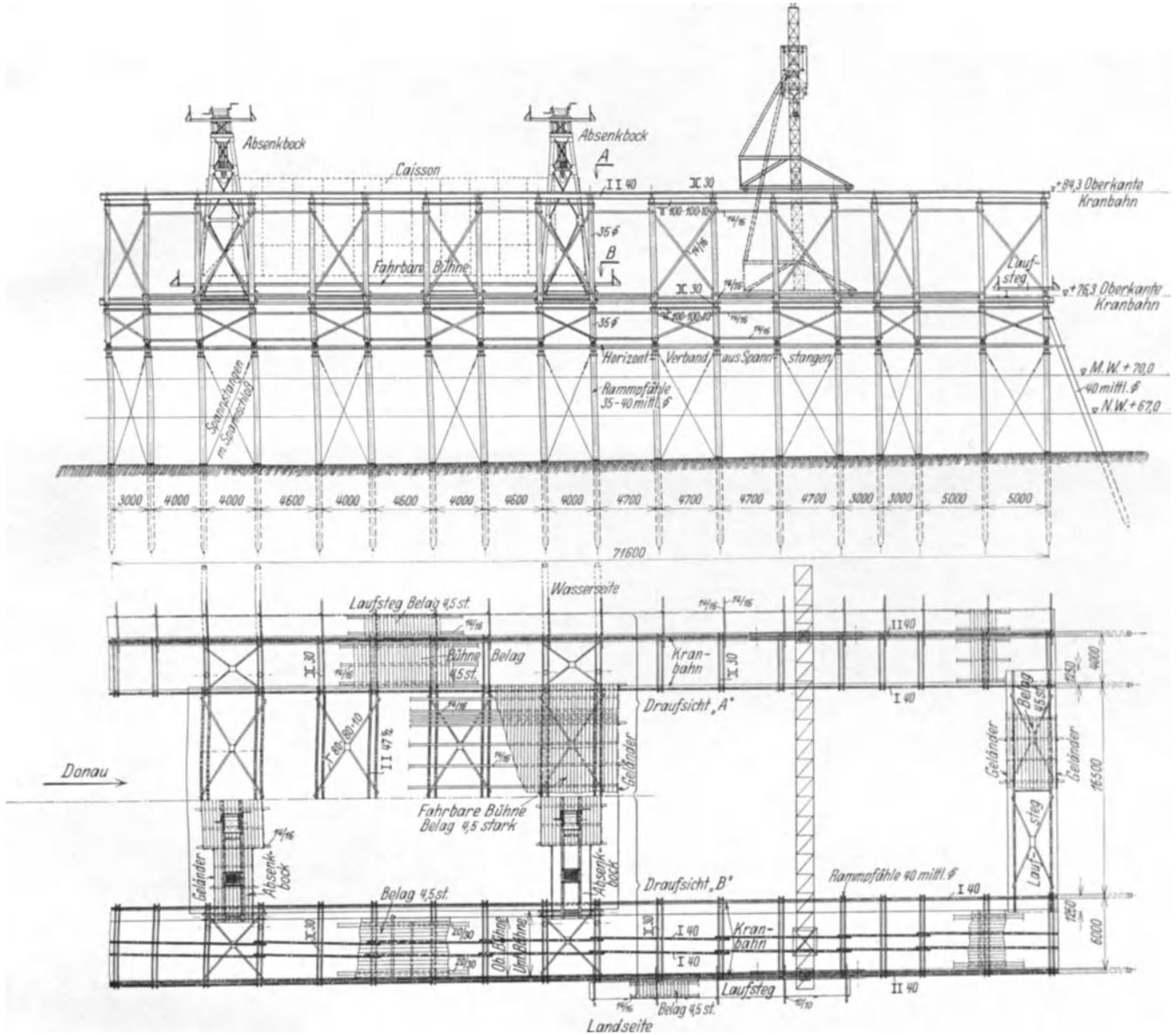


Abb. 64.



Abb. 65.



Abb. 66.

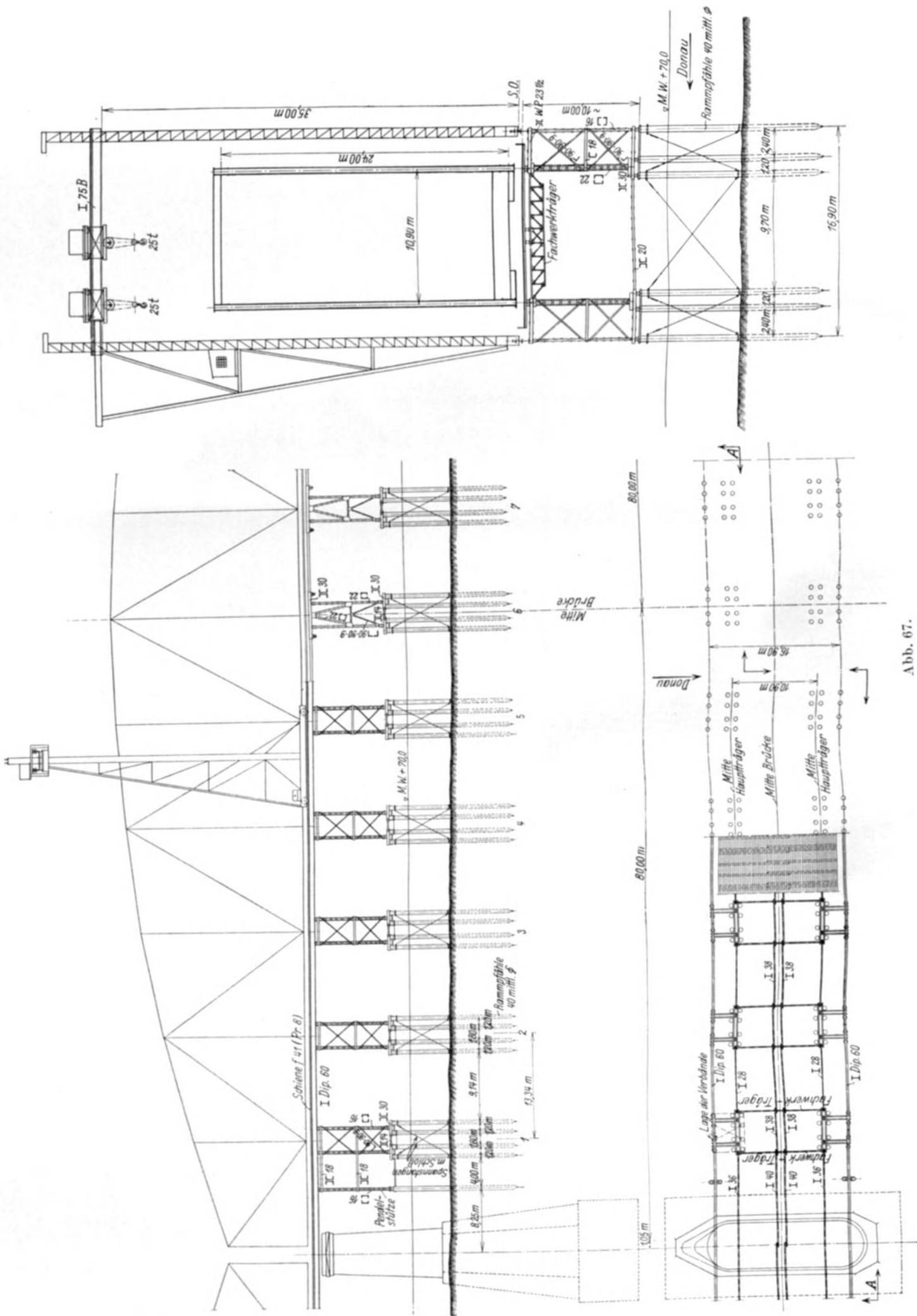


Abb. 67.

Danach waren folgende Beanspruchungen zulässig:

- für Stahl St. 37:
 $\sigma = \frac{1}{2}$ der geringsten Bruchfestigkeit . . . = 1850 kg/cm²
- für Nadelholz bei Druck in der Faserrichtung. $\sigma = 96$ „
- bei Zug in der Faserrichtung. $\sigma = 120$ „
- bei Biegung. . . $\sigma = 108$ „

Die Abb. 67 zeigt einen Querschnitt des Gerüsts senkrecht zur Brückenachse und einen Teil der Längsansicht.

Aus diesen sind auch die Abmessungen der einzelnen Glieder des Gerüsts zu entnehmen.

Zur Aufstellung der Brückenbauteile wurde ein Bockkran verwandt, der in Abb. 68 dargestellt ist.

Der Kran hatte folgende Abmessungen:

- Stützweite zwischen den Lauf-
rädern 16,9 m
- Höhe 33,0 „
- Höchste Hakenstellung . 28,5 „

Er war mit 2 Laufkatzen von je 25 t Tragkraft ausgerüstet, die gleichzeitig in Tätigkeit gesetzt werden konnten.

Er war ferner mit elektrischer Ausrüstung versehen. Es betragen:

- die Kranfahrgeschwindigkeit 15,7 m/min
- die Katzfahrgeschwindigkeit 33,0 „
- die mittlere Hubgeschwindigkeit . . 3,2 „

Die Zeiten, innerhalb deren die Aufstellung der Gerüste und der sonstigen Geräte erfolgte, gehen aus den Bauplänen, Abb. 73 auf Seite 37, hervor.

Der Zusammenbau der Senkkasten.

Der Versand der Bauteile eines Senkkastens erfolgte geschlossen, so daß auf der Baustelle stets sämtliche Teile vorhanden waren und deren Zusammenbau ohne Aufenthalt erfolgen konnte. Die Einzelteile wurden aus dem Schiff gehoben und direkt auf der vorgesehenen beweglichen Bühne des Entladegerüsts aufgestellt. Nach Zusammenbau des inneren Stahlgerippes wurden die Blechverkleidungen eingebaut.

An den Stoßstellen wurde zwischen Blech und Stoßlasche ein mit Bleimennige getränkter Jutestreifen eingelegt, um die Dichtigkeit zu erhöhen.

Nach erfolgtem Zusammenbau wurden an den vier Kanten für das Ablassen in den Strom Anschlagbleche bzw. bei den kürzeren Senkkästen Konsolen angebaut, an denen die Flaschenzüge der Bockkrane angeschlagen wurden. Nach Anheben des Senkkastens wurde die Bühne seitlich verschoben und dieser dann zu Wasser gebracht. Bei dem ersten Senkkasten wurden die untersten Räume vor dem Ablassen schon zum Teil mit Beton ausgefüllt, um eine größere Dichtigkeit der Schneide zu erzielen. Es zeigte sich jedoch, daß diese bereits durch die getränkten Jutezwischenlagen erreicht war. Es unterblieb daher diese Maßnahme bei den übrigen Senkkästen.

Abb. 69 zeigt einen fertig zusammengebauten Senkkasten, in den Flaschenzügen hängend mit seitwärts verschobener Bühne.

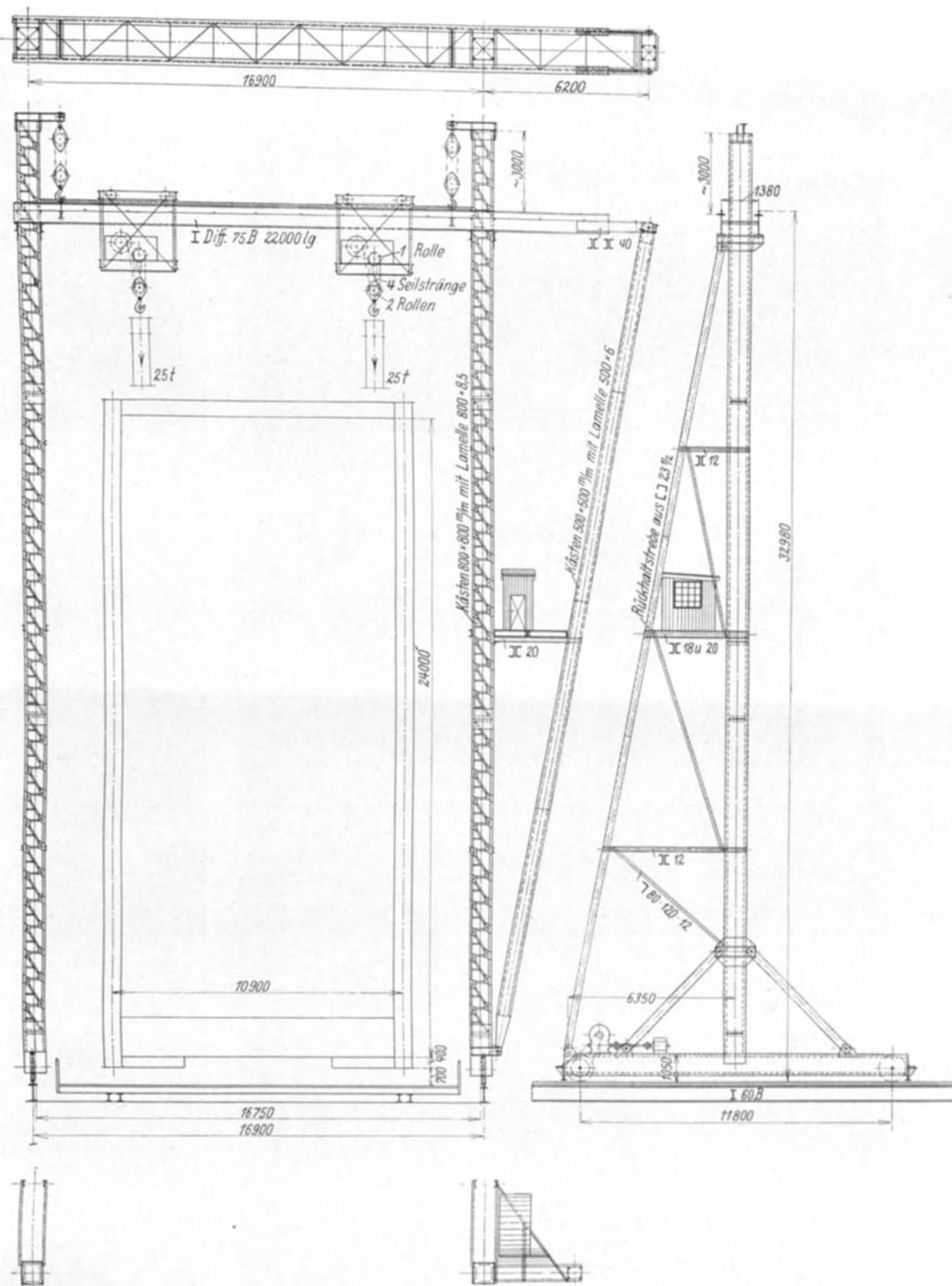


Abb. 68.



Abb. 69.



Abb. 70.

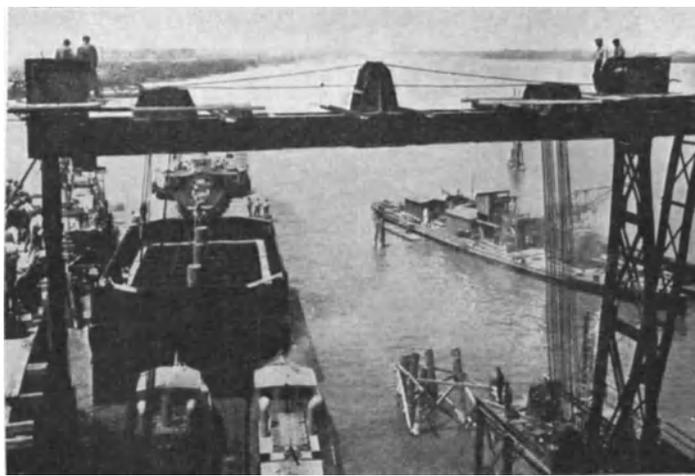


Abb. 71.

In Abb. 70 taucht der Senkkasten eben in den Strom, aus Abb. 71 ist das Abschleppen nach der Verwendungsstelle ersichtlich.

Abb. 72 zeigt den Senkkasten an seiner Verwendungsstelle. Der Einbau der Schleusen ist bereits erfolgt und ferner ist auch die bauliche Ausführung daraus ersichtlich.

Der Senkkasten VIII mußte auf dem Lande aufgestellt werden an einer Stelle, an die der Senkkasten schwimmend nur bei höchstem Hochwasser hätte gebracht werden können. Er wurde daher mittels eines Derricks an Ort und Stelle zusammengebaut. Da es ferner nicht möglich war, elektrischen Strom und Preßluft von der Kraftstation nach dem Aufstellungsort zu leiten, wurde dort eine besondere kleinere fahrbare Anlage zur Erzeugung von Strom und Preßluft für die Dauer des Zusammenbaues aufgestellt.

Die Aufstellung eines Senkkastens nahm bis zum Abschwimmen durchschnittlich 8 Wochen in Anspruch.

Begonnen wurde mit dem Aufstellen des Senkkastens des Pfeilers II im Februar 1928, beendet wurden diese Arbeiten mit dem des Pfeilers VII im Juni 1930.

Diese Arbeiten waren abhängig von dem Fortschritt der Gründungsarbeiten.

Insgesamt waren bei den neun Senkkasten 247 050 Niete auf der Baustelle zu schlagen.

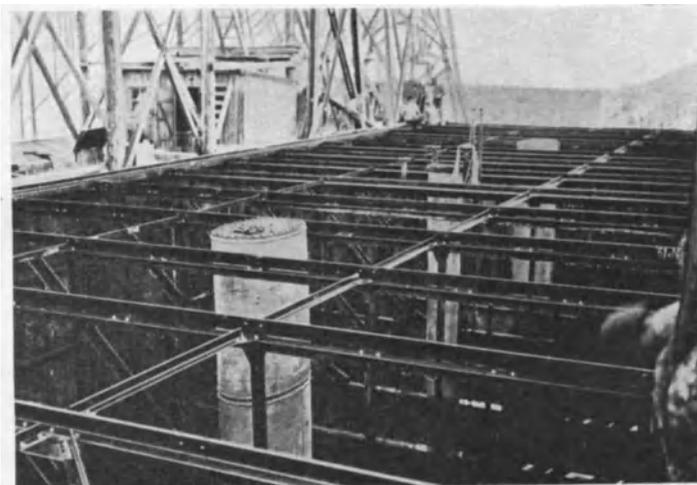


Abb. 72.

Schon während des Zusammenbaues der Hauptträger wurde, von den Auflagerknotenpunkten ausgehend, der Untergurt nach der Mitte zu genietet. Die Nietarbeiten wurden soweit durchgeführt, daß sie das ordnungsgemäße Einsetzen des Schlußstückes der oberen Gurtung und die Berichtigung der Höhenlage des Überbaues nach Einsetzen dieses Stückes nicht behinderten.

Für die Arbeiten am Obergurt wurde ein durchlaufendes Gerüst angehängt.

Dieser Arbeitsvorgang wurde bei allen Überbauten eingehalten.

Zur Beschleunigung des ganzen Aufbaues waren zwei vollständige Gerüste vorgesehen. Es konnte daher mit der Aufstellung des nächsten Überbaues begonnen werden, nachdem der vorhergehende zusammengebaut war.

In dem ersten Baujahr 1929 konnten infolge des späten Arbeitsbeginns (langer Winter, langanhaltende Hochwasser) nur zwei Überbauten aufgestellt werden. Das Arbeiten während der Wintermonate auf den Gerüsten war ausgeschlossen.

Im zweiten Baujahr 1930 fielen diese Behinderungen weg, so daß in diesem drei Überbauten fertig aufgestellt werden konnten. Ein vierter Überbau hätte in diesem zweiten Baujahr auch noch aufgestellt werden können, wenn der notwendige Pfeiler rechtzeitig fertig geworden wäre.

Die Aufstellung der beiden letzten Überbauten erfolgte im Baujahr 1931.

Die Besichtigungswagen wurden, bis auf die Laufrollen, vollständig zusammengebaut angeliefert, mit Schuten unter einen Überbau gefahren und hochgezogen. In richtiger Höhenlage wurden die Laufrollen eingebaut und die Wagen auf ihrer Laufbahn abgesetzt.

Die Aufstellung der Überbauten der Strombrücke.

Die Aufstellung dieser Überbauten begann mit der der Öffnung A und von da aufeinanderfolgend bis Öffnung G.

Die Bauteile der Gurtungen waren bereits in Hälften fertig für den Einbau angeliefert. Die Diagonalen und teilweise auch die Vertikalen besaßen eine Baulänge, die für den Transport auf der Eisenbahn ungeeignet war. Sie kamen daher in je zwei Hälften zur Anlieferung. Schon auf dem Lagerplatz wurden die Stöße dieser Stäbe genietet, so daß sie gleich in ganzer Länge eingebaut werden konnten. Da ferner auch hier die gesamten Bauteile für den Überbau bereits angeliefert und auf dem Lagerplatz gestapelt waren, konnte dessen Aufstellung auch ohne Aufenthalt durchgeführt werden.

Zunächst wurden die Auflager gestellt, die unteren Gurtungen in genauer Lage vorgestreckt und die Fahrbauteile nebst den unteren Verbänden eingebaut, anschließend daran feldweise die Vertikalen und Diagonalen sowie die oberen Gurtungen mit Verband.

Während des Zusammenbaues, der mit Hilfe der beiden Laufkatzen gleichzeitig für beide Hauptträger durchgeführt wurde, fand eine dauernde Beaufsichtigung der Lage der aufgestellten Bauteile statt.

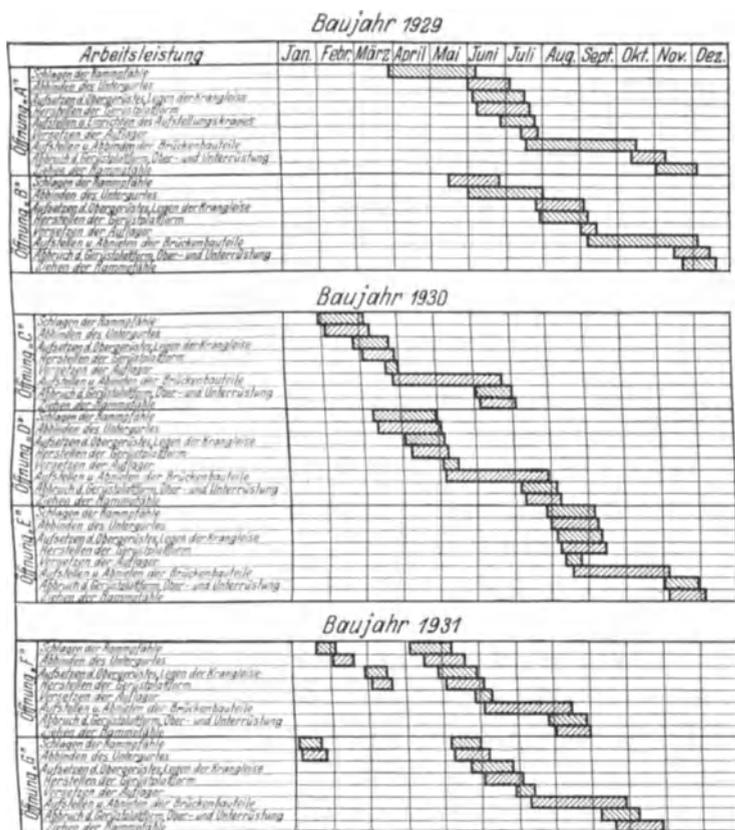


Abb. 73.

In der Abb. 73 sind die Baupläne der Baujahre 1929, 1930 und 1931 mit den wirklich aufgewendeten Bauzeiten gegeben.

An Nieten waren zu schlagen je Öffnung 88 760 Stück, insgesamt 621 320 Stück.

Die durchschnittliche Belegschaft je Öffnung betrug einschließlich der Richtmeister und Vorarbeiter

- a) auf dem Lagerplatz einschl. Kraftzentrale und Werkstätte: 2 Meister, 22 Fach- und Hilfsarbeiter,
- b) beim Gerüstbau einschl. Rammarbeiten: 2 Meister, 35 Fach- und Hilfsarbeiter,
- c) bei der Aufstellung: 2 Meister, 114 Fach- und Hilfsarbeiter.

Die durchschnittliche Tagesleistung betrug etwa 45 t fertig aufgestellter Stahlbauteile.

Mit der Aufbringung der Deckanstriche waren die Arbeiten der deutschen Firmengemeinschaft beendet.

In den Aufnahmen Abb. 74—77 sind einige Abschnitte der Aufstellungsarbeiten gegeben, desgleichen in den Aufnahmen



Abb. 74.



Abb. 76.

Abb. 77.



Abb. 75.

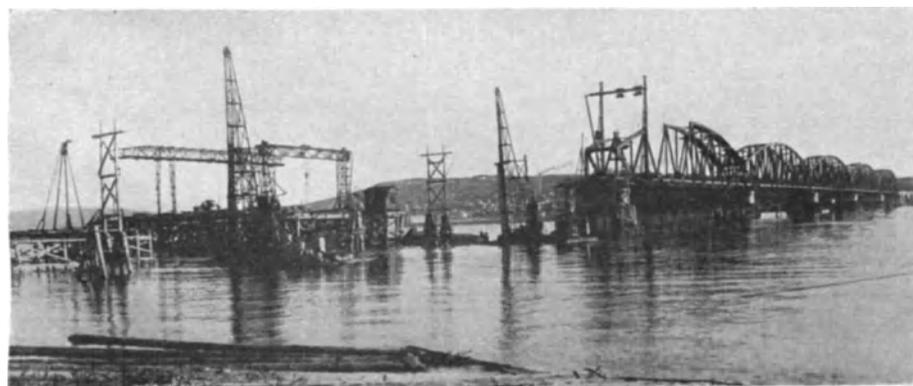


Abb. 78—80 die Auflagerpunkte und je ein Knotenpunkt des Untergurtes und Obergurtes mit den Anschlüssen der Diagonalen und Vertikalen.

Die Aufstellungsarbeiten wurden durch Witterungseinflüsse oft sehr stark behindert. Im Frühjahr und im Herbst verursachten starke Stürme oft die tagelange Einstellung jeglicher Arbeiten, im Frühjahr 1928 mußten diese sogar wochenlang eingestellt werden. Starke, langdauernde Hochwasser, die sich in den Baujahren 1929 und 1931 besonders bemerkbar machten, behinderten das Abbinden der Pfahljoche und damit das Fertigstellen der Gerüste.

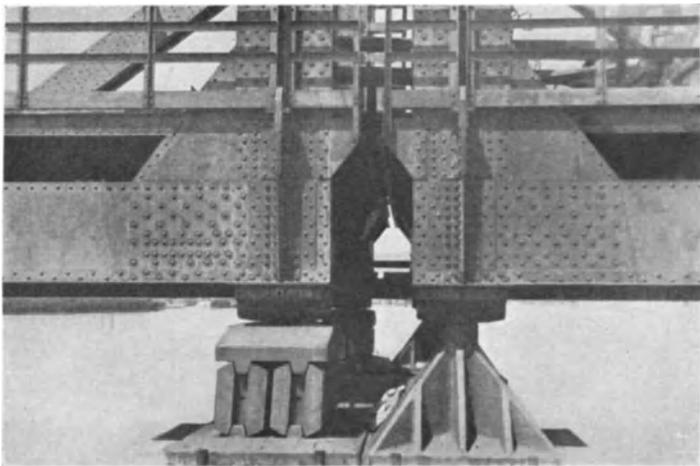


Abb. 78.

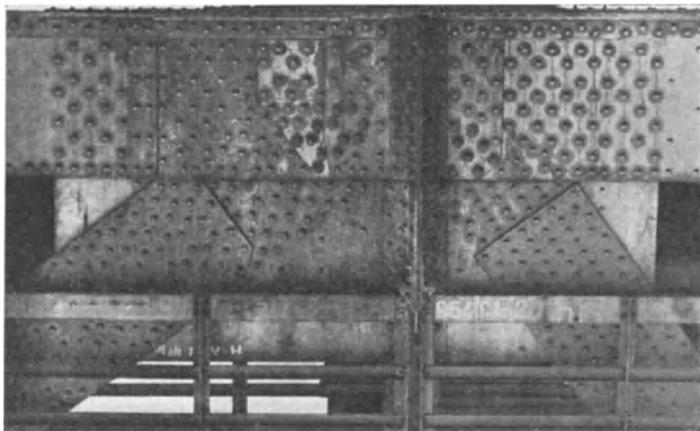


Abb. 79.

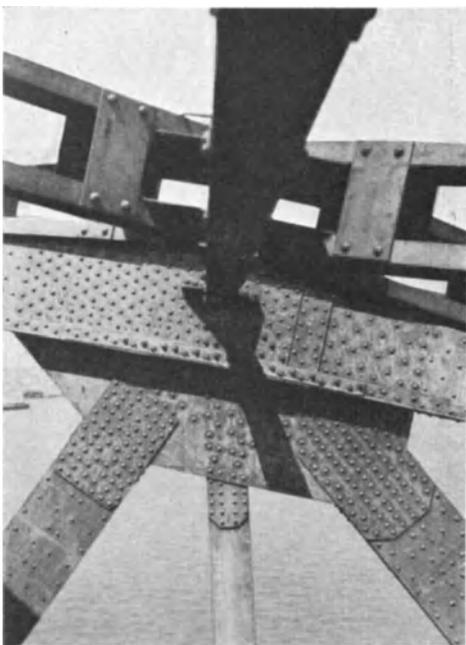


Abb. 80.

Der Eisgang auf der Donau, der sich im Winter 1928/29 besonders bedrohlich bemerkbar machte, gefährdete die Aufstellung der Senkkasten, des Entladegerüsts und der Transportbrücke und behinderte auch die Zuführung der Bauteile zur Baustelle sehr.

Trotz aller erschwerenden Umstände gelang es, die gesamten Überbauten der Strombrücke zu dem festgelegten Zeitpunkt fertigzustellen. Erwähnt sei noch, daß die ganzen Arbeiten ohne nennenswerte Unfälle verliefen.

Die Aufstellung der Flutbrücke der Donaubrücke, der Tamisbrücke und deren Flutbrücke.

Vertraglich ist festgelegt, daß die Lieferung der Bauteile dieser Brücken noch im Jahre 1931 zu geschehen hat, während die Aufstellung im Jahre 1932 erfolgen soll.

Durch die inzwischen erfolgte Einstellung der deutschen Sachleistungen mußte auch die Lieferung dieser Brücken zurückgestellt werden. Bei Drucklegung dieser Veröffentlichung ist es noch ungewiß, wann die Lieferung wieder aufgenommen, zu Ende geführt und mit der Aufstellung begonnen werden kann.

Es soll jedoch hier das Wissenswerteste über diese Arbeiten, wie sie geplant sind, schon gesagt werden.

Die Lagerplatzeinrichtung, insbesondere die Kraftstation sowie die Entladestation werden so, wie sie für die Aufstellung der Strombrücke vorgesehen waren, auch für diese Brücken benutzt.

Die Bauteile der Flutbrücke der Donaubrücke werden nach ihrem Aufstellungsort über die fertige Strombrücke gebracht.

Der Transport der Bauteile der Tamisstrombrücke und deren Flutbrücke erfolgt von der Lagerstelle durch Schuten über die Donau und die Tamis bis zur Baustelle.

Das Gerüst der Flutbrücke der Donaubrücke.

In jeder Öffnung werden zwei gerammte Pfahljoche vorgesehen, auf denen die Hauptträger abgestützt werden. Mit diesen Pfahljochen werden zunächst, mit der Öffnung zwischen den Pfeilern VIII und IX beginnend, drei Öffnungen ausgerüstet, die nach Aufstellung einer Öffnung versetzt werden, so daß stets zwei Gerüste zur Verfügung stehen.

Als Aufstellungskran wird der bei der Strombrücke benutzte Kran nach dessen Anpassen an die hier vorliegenden Verhältnisse verwendet. Seine Laufbahn wird ebenfalls für drei Öffnungen vorgesehen und liegt auf hölzernen Schwellen in Geländehöhe. Je nach Fortschreiten der Arbeiten wird auch diese Laufbahn in die folgenden Öffnungen verlegt.

Der Bedarf an elektrischer Kraft und Preßluft wird der Kraftstation auf der Belgrader Seite entnommen.

In der Abb. 81 sind das Gerüst und der Kran dargestellt.

Das Gerüst der Tamisstrombrücke und deren Flutbrücke.

Für die Tamisstrombrücke ist ein im Fluß gerammtes Gerüst vorgesehen. Jeder Knotenpunkt der Brücke wird durch ein Pfahljoch unterstützt, die durch kräftige Verstrebungen miteinander verbunden sind. Dort, wo die Schiffsfahrtsöffnung von etwa 6 m Lichtweite freizuhalten ist, fallen diese Verstrebungen fort.

Die Abdeckung der Plattform erfolgt durch 50 mm starke Bohlen, die sich auf Belaghölzer stützen. Diese lagern wieder auf stählernen Unterzügen, die sich von Joch zu Joch stützen.

Die Pfähle der Joche sind so angeordnet, daß die äußeren die Laufbahn des Aufstellungskranes aufnehmen und die inneren das Gewicht der aufzustellenden Stahlbauteile.

Maschinen für die Ausbesserungswerkstatt die Heinrich Sonnenberg A.-G., Düsseldorf.

Die Ausführung der Deckanstriche auf der Baustelle erfolgte durch die Arbeitsgemeinschaft Emil Maechler, Düsseldorf und Dr. Schumacher & Co., Dortmund.

X. Schlußbemerkung.

Die gesamten Bauarbeiten sind noch nicht zu Ende geführt. Die für deren Durchführung in Frage kommenden Stellen sind daher heute noch in Tätigkeit.

Die Bauleitung der Auftraggeberin liegt in Händen des jugoslawischen Bauten- bzw. Verkehrsministeriums, das diese durch die Sektion für die Errichtung der Bahnlinie Belgrad—Pancevo ausüben läßt.

Diese führt die Prüfung und Genehmigung der Brückenentwürfe durch, sowie die Überwachung der Aufstellungsarbeiten auf der Baustelle und die Abnahme der fertigen Bauwerke.

Die Werkstoffabnahme sowie die der fertigen Stahlbauteile erfolgt durch Ingenieure der jugoslawischen Delegation in Berlin.

Mit der Durchführung der Entwurfsarbeiten für die Stahlüberbauten, für deren Aufstellung auf der Baustelle und mit der gesamten Geschäftsführung ist seitens der vertragschließenden Werke die Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund, beauftragt.

Die Abwicklung der finanziellen Geschäfte liegt bei der Stahlunion-Export G. m. b. H., Düsseldorf, die auch an den Verhandlungen bei Vertragsabschluß beteiligt war.

Für die Durchführung der Abnahme der fertigen Stahlbauteile, deren Versand ab Regensburg auf der Donau bis zur Baustelle und der Aufstellungsarbeiten ist durch die vertragschließenden Werke eine besondere Gesellschaft bestellt.

Die auf der Baustelle notwendigen deutschen Beamten und Arbeiter wurden ebenfalls von diesen Werken gestellt.

Die gesamte übrige Belegschaft wurde aus jugoslawischen Arbeitern gebildet.

Es darf hier hervorgehoben werden, daß die jugoslawischen Dienststellen in jeder Weise die ausführenden deutschen Werke in ihren Arbeiten unterstützt und damit sehr viel zum Gelingen des Werkes beigetragen haben. Insbesondere seien hier die Ingenieure der jugoslawischen Delegation, Berlin erwähnt, die die Abnahme der Werkstoffe und der fertigen Bauteile auf den vielen in Frage kommenden Stellen immer so rechtzeitig durchführten, daß keine Stockungen in dem Versand und damit in den Arbeiten auf der Baustelle eintraten.

Ebenso hat die örtliche jugoslawische Bauleitung unserem Bauleiter jegliche Unterstützung zuteil werden lassen und damit den Beginn und die Durchführung der Arbeiten sehr gefördert.

Aufgestellt im Auftrage der beteiligten Werke

M. Metzler, Dortmund.

Additional material from *Die Stahlbauwerke für die Brücken im Zuge der neuen Bahnstrecke Belgrad-Pancevo*, ISBN 978-3-662-31408-1, is available at <http://extras.springer.com>

